MANUAL DE DRENAJE SOSTENIBLE EN CARRETERAS

Marzo 2025

Versión 01

Interbiak es una Sociedad Pública Foral
Departamento de Infraestructuras y Desarrollo Territorial de la Diputación de Bizkaia

Interbiak Bizkaia, S.A.U.
Islas Canarias 19-1º
48015 – Bilbao

interbiak.bizkaia.eus

MANUAL DE DRENAJE SOSTENIBLE EN CARRETERAS

AUTORES

DRENATURA
Niall Tynan

INTERBIAK
Yolanda Temiño
Eduardo Casado
Olatz Atxa
Rafael Terán

Versión 01, marzo de 2025

Palabras clave	Drenaje sostenible, autopistas, inundaciones, contaminación, protección de masas de agua, medidas correctoras, reducción de impacto ambiental, hidrología e hidrogeología, técnicas SuDS, mitigación y evaluación de riesgos
Disponibilidad	No restringido
Contenido	Guía técnica
Usuarios	Consultores, proyectistas, agencias reguladoras, centros de investigación, administraciones ambientales, departamentos de transportes, organismos encargados de la gestión y planificación de los recursos hídricos y las infraestructuras viarias.

Publicado por Interbiak Bizkaia, S.A.U., Islas Canarias 19-1º, 48015 – Bilbao

PRÓLOGO

La red viaria de Bizkaia debe satisfacer unas altas necesidades de movilidad por tratarse de un territorio con una orografía compleja, por su proximidad a la frontera con Francia, por contar con conexiones portuarias y aeroportuarias importantes, asi como por formar parte de un itinerario transeuropeo, lo que obliga a altos niveles de exigencia en términos de calidad, seguridad y sostenibilidad ambiental.

El diseño de los sistemas de drenaje de la carretera tradicionalmente se ha centrado en la rápida evacuación de las aguas pluviales para evitar efectos no deseados en la estructura y funcionalidad de la vía. No obstante otra serie de efectos sobre el medio natural han empezado a cobrar recientemente mayor atención y conocimiento.

Muestra de ello es que por primera vez el II Plan Territorial Sectorial de Carreteras de Bizkaia (PTSCB) que se encuentra en fase de tramitación, previa a su inminente aprobación, recoge actuaciones concretas como la integración con la red hidrológica. Introduce por primera vez el análisis sobre la contaminación difusa de las masas de agua producida por las aguas de escorrentía de la plataforma y propone la implantación de SuDS (Sistemas de Drenaje Sostenible) en las zonas más susceptibles de movilizar contaminantes en tiempo de lluvias.

La Directiva Marco del Agua (DMA) de la UE tiene por objeto proteger y mejorar el estado ecológico de las masas de agua. Para ello establece como objetivo alcanzar el "buen estado" de todas las masas de agua superficiales y subterráneas en 2015 o, a más tardar, en 2027. Aunque se han realizado grandes esfuerzos para cumplir los objetivos de la DMA, el 47% de las aguas superficiales europeas aún no han alcanzado un buen estado ecológico.

Alineada con los objetivos de sostenibilidad y protección del medio ambiente, INTERBIAK quieres hacer suyos los objetivos de la DMA los objetivos de la DMA y reducir el impacto ambiental de la red viaria de Bizkaia.

Es ineludible por lo tanto, en la actual situación de cumplimiento de los objetivos de la DMA, y con los nuevos principios incluidos en la estrategia del II PTSCB respecto a la escorrentía viaria, un cambio de paradigma que permita reconducir determinadas tendencias en el diseño de los elementos de drenaje muy arraigadas en las prácticas ingenieriles a lo largo de las últimas décadas, promoviendo una gestión del agua pluvial más racional en las infraestructuras viarias que permitirá reducir los impactos ambientales sobre estas y proteger el medio natural.

Evidentemente este cambio debe acometerse de manera gradual, siendo necesario evaluar cuidadosamente las medidas que se adopten a través de la experiencia en proyectos que ayuden a entender los nuevos diseños y su impacto en todo el ciclo de vida, adquiriendo así el conocimiento necesario sobre estas técnicas.

Comenzamos así a dar pasos en la dirección correcta, sin perder de vista ni los plazos establecidos en la DMA ni la evidencia científica actual en torno a la calidad de las aguas de escorrentía viaria. Con esta voluntad nace el Manual de Drenaje Sostenible de Carreteras (MDSC), el cual será una pieza más dentro de la estrategia global de INTERBIAK en favor de la movilidad sostenible.

El MDSC se centra en las infraestructuras viarias de Bizkaia pero es nuestro deseo despertar el interés de consultores, proyectistas, administraciones ambientales, departamentos de transportes u otras organizaciones, públicas o privadas, alineadas con la sostenibilidad y la protección del medio ambiente, con interés en las técnicas de drenaje sostenible en carreteras y que puedan encontrar en este manual su punto de partida.

AGRADECIMIENTOS Y COLABORADORES

Lian Lundy, MIDDLESEX UNIVERSITY, por compartir sus conocimientos y tiempo y por sus investigaciones en la predicción de cargas contaminantes en las escorrentías.

CEDR Transnational Road Programme Call 2016: Environmentally Sustainable Roads: Surface- and Groundwater Quality, por sus resultados y documentación.

Javier Fernandez, Gesbisa, por compartir su experiencia en la conservación y explotación de infraestructuras viarias.

Al grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente (GEAMA) de la Universidad de la Coruña: Joaquín Suarez, Alfredo Jácome Burgos, José Anta Álvarez, José Manuel Álvarez-Campana Gallo por sus valiosas contribuciones y aportaciones a la elaboración de este documento y como coautores de este documento. Pablo Ures Rodríguez, como coautor colaborador en el desarrollo del apartado E.

WDOT, por su inspiradora experiencia en la gestión de las escorrentías varias.

Unai Nabais, Kerman Arrien, Andoni Rodriguez y Jon Gutierrez como colaboradores en la revisión de formatos y maquetación de este documento y la edición de planos e imágenes.

Gipuzkoako Konposta por compartir sus conocimientos en el suministro y características del compost disponible en nuestra región.

A todos aquellos que con ilusión y esfuerzo han contribuido a realizar este documento.

GLOSARIO Y DEFINICIONES

A

ADD: Área Delimitada de Descarga. Es el área de aportación al punto de drenaje de una o varias cuencas secundarias, generadas por la construcción de la carretera, cuya escorrentía se vierte a los elementos de drenaje de la plataforma y es descargada a un único punto de vertido natural o canalizado o a varios puntos de vertido que se combinan una distancia inferior a 400 m – siguiendo el camino más corto.

ARPSI: Área de riesgo potencial significativa de inundaciones.

AGUAS DEPURADAS (Real Decreto 1620/2007): Aguas residuales que han sido sometidas a un proceso de tratamiento que permita adecuar su calidad a la normativa de vertidos aplicable.

AGUAS REGENERADAS (Real Decreto 1620/2007): Aguas residuales depuradas que, en su caso, han sido sometidas a un proceso de tratamiento adicional o complementario que permite adecuar su calidad al uso al que se destinan.

AGUAS RESIDUALES: Aguas procedentes de una actividad antrópica que han sufrido un deterioro en su calidad como consecuencia de esta, cuyo vertido es susceptible de contaminar las aguas continentales o cualquier otro elemento del dominio público hidráulico.

ACTIVIDAD QUE DESESTABILIZA EL TERRENO: Cualquier actividad que suponga un movimiento de tierras o un cambio de la cobertura del suelo existente (tanto vegetativa como no vegetativa), un cambio de la topografía actual del suelo, incluyendo, entre otros, el desbroce, explanación, relleno, y excavación. La compactación asociada a la estabilización de las estructuras y a la construcción de carreteras también se considera una actividad que altera el terreno. Las labores de mantenimiento de la vegetación no se consideran actividades que alteren el terreno.

B

BaP/B(a)P: Benzoapireno

BTEX: Benceno, Tolueno, Etilbenceno y Xilenos

C

CIC: Capacidad de Intercambio Catiónico

CV: Cuneta Vegetada.

CVB: Cuneta Vegetada Básica.

CVM: Cuneta Vegetada Mejorada.

CVLAP: Cunetas Vegetadas con Lámina de Agua Permanente

CRC: Cociente de Caracterización del Riesgo

COEX: Conservación y Explotación

CONTAMINACIÓN PUNTUAL DE LAS AGUAS SUBTERRÁNEAS: toda alteración negativa de la calidad de las aguas que se encuentren contenidas, independientemente de su cantidad, en un acuífero, porción de acuífero, suelo, subsuelo, sustrato o material geológico, y cuya afección tenga un foco o focos de origen antrópico concretos e identificables, pudiendo producir una pluma o penacho de contaminantes debido al movimiento de las aguas subterráneas, y siendo susceptible de generar riesgos potenciales para las personas, los bienes, los ecosistemas o el medio ambiente en general.

D

DALY(s): Son una medida de carga de la enfermedad global, expresado como el número de años perdidos debido a enfermedad, discapacidad o muerte prematura y define niveles aceptables de riesgo para la salud pública.

DBI: Desarrollo de Bajo Impacto

Dispersión: técnica de descentralización de la escorrentía consistente en mantener o reestablecer el flujo difuso para promover la infiltración, filtración, ralentización y evapotranspiración.

DIDT: Departamento de Infraestructuras y Desarrollo Territorial

DMA: Directiva Marco del Agua

DQO: Demanda Química de Oxígeno

E

EC-HMF: Elementos de Calidad Hidromorfológicos

EC-BIO: Elementos de Calidad Biológicos

EC-FQ: Elementos de Calidad Fisicoquímico

E. coli: Escherichia coli, bacteria usada como indicador bacteriologico

EIA: Evaluación de Impacto Ambiental

EMIGIA: Emisiones calculadas por el Grupo de Investigación Atmosférica de la Escuela de Ingeniería de Bilbao-UPV/EHU

EN: Estado Natural, hace referencia a la situación original previa al desarrollo. Este estado es el de referencia para la aplicación de las Medidas Mínimas para el análisis hidrológico. Proporciona los caudales y volúmenes de escorrentía que el proyecto debe conservar tras el desarrollo.

EEMM: Estados Miembros

ERDP: Estanque de Retención con Detención Prolongada

ER: Estanque de Retención

ESCORRENTÍA VIARIA: Aguas originadas por la escorrentía pluvial procedentes de carreteras y autopistas recogida en sistemas de saneamiento o elementos de drenaje.

EU: Estado Urbanizado, hace referencia a la situación tras la construcción de la Vía, el estado proyectado. Este estado se comparará con el estado natural para determinar los volúmenes de escorrentía que se requieren gestionar para cumplir la invarianza hidrológica.

ELEMENTO FUNCIONAL DE UNA CARRETERA: Es toda zona permanentemente que afecta a la conservación de la carretera o a la explotación del servicio público viario, tales como centros operativos para la conservación y explotación de la carretera, áreas de servicio, vías de servicio, zonas destinadas al descanso, zonas de estacionamiento, lechos de frenado, elementos de drenaje y sus accesos, estaciones de pesaje, paradas de autobuses, zonas, aparcamientos e instalaciones de mantenimiento de la vialidad invernal y para otros fines auxiliares o complementarios.

F

FASP: Filtros de Arena con Sedimentación Parcial

FAST: Filtros de Arena con Sedimentación Total

FC: Filtro compacto

FEV: Factor de Emisión de Vehículos

FFV: Franjas filtrantes Vegetada

FFVM: Franjas filtrantes Vegetada Mejorada

FFVE: Franjas filtrantes Vegetada Estrecha

FNV: Franja No Vegetada

FV: Franja Vegetada.

H

HAP: Hidrocarburos Aromáticos Policíclicos

HSST: Herramienta de Soporte de Selección de Técnicas

HSH: Herramienta de Soporte Hidrológico

HTP: Hidrocarburos Totales del Petróleo

I

IAH: Índice de Alteración Hidrológica

ID: Índice de Dispersión (sedimentos en un cauce)

IMD: Intensidad media diaria

K

KSAT: Conductividad Hidráulica Saturada

KOW: Coeficiente de partición Octanol-Agua

L

LÍMITES DEL PROYECTO: Para las obras de carretera generalmente son las áreas comprendidas entre las secciones primera y última y los límites de la expropiación a ambas márgenes, coincide con el Dominio Público. Para el resto de las obras también se consideran las zonas de servidumbre.

LOG-REDUCCIÓN LOGARÍTMICA (base 10), término matemático utilizado para expresar la reducción en el número de microrganismos en los tratamientos de regeneración y desinfección de agua. Esta reducción siempre se describe por un factor de 10:

- 1 log de reducción = 90% de muerte (1 de cada 10 supervivientes)
- Reducción de 2 log = 99% de muerte (supervivencia de 1 de cada 100)
- Reducción de 3 logaritmos = 99,9% de muertos (1 de cada 1000 sobrevive)
- Reducción de 4 logaritmos = 99,99% de muertos (1 de cada 10.000 sobrevive)
- Reducción de 5 log = 99,999% de muerte (1 de cada 100.000 sobrevive) = Desinfección de alto nivel

M

MAS: Masas de Agua

MM: Medidas Mínimas

MCO: Máxima Crecida Ordinaria

MDSC: Manual de Drenaje Sostenible en Carreteras

MP: Microplásticos, en este manual definidos como las partículas del desgaste de neumáticos (PDN) de menos de 5 mm

MSPF. Masas de Agua Superficial

MSBT: Masas de Agua Subterránea

MTBE: Metil Terbutil Éter (aditivo de la gasolina)

N

NCA: Normas de Calidad Ambiental

O

OMA: Objetivos Medio Ambientales (referidos a las masas de agua)

ODT: Obra de drenaje transversal

P

PCTES: Plan de Control Temporal de la Erosión y Sedimentos

PEC: Concentración ambiental prevista (*Predicted Environmental Concentration*)

PH: Plan Hidrológico

PHCO: Plan Hidrológico del Cantábrico Oriental

PM10: partículas sólidas o líquidas cuyo diámetro varía entre 2,5 y 10 µm

PNEC: Concentración prevista sin efecto (*Predicted No Effect Concentration*)

PPCD: Plan para Prevención y Control de Derrames

Proyectos de elementos funcionales de la vía: Proyectos de obras que contemplan estructuras, áreas de descanso, estaciones de servicio o edificios de terminales o intercambiadores de modo de transporte.

Prisma existente de la carretera: El terreno comprendido entre los límites de los terraplenes y/o desmontes necesarios para la construcción de la carretera. Está delimitado por los pies de talud y cabezas de desmonte de la obra construida.

PST: Partículas Totales en Suspensión (emisiones atmosféricas)

PTS: Plan Territorial Sectorial

PTSCB: Plan Territorial Sectorial de Carreteras del Territorio Histórico de Bizkaia

PVAR: Probabilidad de Vertido Accidental con un Riesgo asociado de generar un suceso contaminante severo

Q

QCA: Caudal de Calidad de Aguas

QmáxEN: Caudal Máximo en Estado Natural

QmáxEU: Caudal Máximo en Estado Urbanizado

R

RDSE: El Real Decreto 817/2015, de 11 de septiembre por el que se establecen los criterios de seguimiento y evaluación del estado de las aguas superficiales y las normas de calidad ambiental y traspone al ordenamiento nacional los requerimientos de la Directiva Marco del Agua (DMA) sobre los programas de seguimiento del estado y calidad de las aguas superficiales.

RDPH: Reglamento del Dominio Público Hidráulico

RNC: Régimen Natural de Caudales

S

SuDS: Sistemas de Drenaje Sostenible ("u" minúscula de *sustainable*, no de urbano)

SHV: Separador Hidrodinámico por Vortex

SST: Sólidos Suspendidos Totales

SIGC: Superficie Impermeable Generadora de Contaminación.

SPGC: Superficie Permeable Generadora de Contaminación.

SUPERFICIE IMPERMEABLE: Una superficie que previene o ralentiza la entrada de agua al suelo tal y como ocurre en el estado natural previo al desarrollo y desde la cual el agua de escorrentía es vertida a un mayor caudal o en un mayor volumen. Superficies impermeables comunes incluyen, pero no se limitan pavimentos de asfalto y hormigón densos, cubiertas, aparcamientos, bermas y suelos compactados

o aceras. Las áreas a cielo abierta de las balsas de retención, humedales y estanque de retención no se consideran superficies impermeables para determinar la aplicación de las Medidas Mínimas, pero deberán considerarse áreas impermeables para el cálculo hidrológico. Una superficie de grava sería considerada una superficie impermeable y SIFC cuando se ubique en el arcén o la berma antes del cambio de pendiente transversal en el terraplén. La excepción será cuando la grava extienda el área de ocupación de la berma para incluir técnicas SuDS.

SUPERFICIE NETA IMPERMEABLE NUEVA: El área total de nueva superficie impermeable añadida a la ADD menos el área total de superficie impermeable existente descontada de la ADD. Para usar este concepto el área total de superficie impermeable descontada debe ser revertida a su condición natural (ver Capítulo 6 para ver condición de reversión de áreas impermeables existentes). El término solo aplica a la Medida Mínima 6 (control hidráulico) y se aplica al nivel de área de descarga delimitada. (ver definición de superficie impermeable efectiva).

SUPERFICIE IMPERMEABLE NUEVA: Las superficies que producen escorrentía y, amplían el prisma existente de la carretera, o estando previamente pavimentadas con grava u otro material drenante se impermeabilizan con una pavimentación de asfalto u hormigón. Una superficie de gravas ubicada contigua al arcén y previa al cambio de pendiente del terraplén se considera superficie impermeable.

SUPERFICIE IMPERMEABLE FUENTE DE CONTAMINACIÓN (SIFC): Una superficie impermeable considerada como una fuente importante de contaminantes en la escorrentía pluvial, incluyendo las superficies que reciben la precipitación de forma directa y son usadas para el tráfico de vehículos, actividades industriales, almacenamiento de materiales erosionables o lixiviable, desechos o productos químicos. Erosionable o lixiviable, desecho o químicos, son substancias que, expuestas a la precipitación, alteran de forma medible las características físicas y químicas de las escorrentías pluviales. Una superficie, pavimentada o no, en la cual frecuentemente circulas vehículos es una SIFC. Los siguientes casos no se considerar superficies regularmente usadas por el tráfico, bici carriles separados de la calzada y vías de servicio usadas con poca frecuencia. Una superficie de gravas ubicada contigua al arcén y previa al cambio de pendiente del terraplén se considera SIFC.

SUPERFICIE IMPERMEABLE REEMPLAZADA: Son las superficies de la vía en las que se han realizado excavaciones más allá de la capa de rodadura.

SUPERFICIE IMPERMEABLE EFECTIVA: Para determinar si una ADD ha excedido la Medida Mínima 6 (control hidráulico), la nueva superficie neta impermeable más cualquier superficie impermeable reemplazada menos las superficies impermeables nuevas y reemplazadas aplicables que viertan su escorrentía hacia un área de dispersión.

SIE = Nueva S neta imp.+ SI reemp. aplicable – SI no efectiva – SI reemp. no efectiva

SUPERFICIE IMPERMEABLE NO-EFECTIVA: Es aquella en la que sus escorrentías se gestionan mediante áreas naturales de dispersión, que reúnen los criterios recogidos en este Manual.

SIFC NO EFECTIVA: SIFC nueva o existente cuya escorrentía es gestionada por áreas naturales de dispersión que reúnen los criterios recogidos en este Manual.

SIFC EFECTIVA: cualquier área existente, reemplazada o nueva cuya escorrentía vierte a una zona natural de dispersión.

SUPERFICIES DESESTABILIZADAS: Superficie afectada por la actividad que desestabiliza el terreno.

SUPERFICIE PERMEABLE TRANSFORMADA: Superficie de terreno transformado de vegetación autóctona a zona verde, pasto, talud, lámina de agua o mediana.

T

TEDUS: Técnicas de Drenaje Urbano Sostenible para el control hidráulico que forma parte del sistema de saneamiento conforme al RD 665/2023.

TRH: Tiempo de Residencia Hidráulica

TSA: Tiempo Seco Antecedente

V

VCA: Volumen de Calidad de Agua

VCL: Vehículo Comercial Ligero

Vegetación autóctona: Aquellas plantas que son nativas de la zona, que no se consideran dañinas y que cabe esperar que proliferen de forma natural.

VLE: Valor Límite de Emisión

Z

ZIT: Zanja de Infiltración Total.

ZIP: Zanja de Infiltración Parcial

ZD: Zanja de Detención

ZF: Zanja Filtrante

ZP: Zonas Protegidas

ZFFD: Zanja Filtrante de Flujo Difuso

ZFFL: Zanja Filtrante de Fin de Línea

ZNS: Zona No Saturada

ZS: Zona Saturada

INDICE

PARTE A - CONTEXTO

CAP 01. INTRODUCCION AL MANUAL DE DRENAJE EN CARRETERAS

1.1 INTRODUCCIÓN AL MANUAL 1-3
1.2 MOTIVACION, NECESIDAD Y OBJETIVO DEL MANUAL 1-4
1.3 ESTRUCTURA Y ORGANIZACIÓN DEL MANUAL 1-5
1.4 COMO USAR ESTE MANUAL 1-6
1.5 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 1-9

PARTE B – FILOSOFÍA YPLANIFICACIÓN

CAP 02. MARCO LEGAL Y NORMATIVAS

2.1 INTRODUCCIÓN 2-3
2.2 LISTADO DE LEGISLACIÓN VINCULADA A LA GESTIÓN DE ESCORENTÍA DE VÍAS DE TRANSPORTE 2-3
2.3 LEGISLACIÓN EUROPEA DE REFERENCIA 2-6
2.4 LEGISLACIÓN ESTATAL DE REFERENCIA 2-21
2.5 LEGISLACIÓN AUTONÓMICA DE REFERENCIA 2-50
2.6 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 2-67

CAP 03. PLANIFICACION DEL AGUA PLUVIAL E INTEGRACION EN EL DISEÑO

3.1 INTRODUCCIÓN 3-3
3.2 PLANIFICACION Y GESTION DEL AGUA PLUVIAL EN LOS PROYECTOS 3-3
3.3 EVALUACIÓN DEL AMBITO-PROYECTO 3-5
3.4 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 3-11

PARTE C – CRITERIOS Y REQUERIMIENTOS

CAP 04. POLÍTICAS DE GESTIÓN DEL AGUA PLUVIAL

4.1 INTRODUCCIÓN 4-3
4.2 POLITICA PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES 4-4
4.3 MEDIOS RECEPTORES 4-25
4.4 RESUMEN DE LA GESTIÓN DEL AGUA PLUVIAL EN CARRETERAS 4-34
4.5 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 4-35

CAP 05. MEDIDAS MÍNIMAS

5.1 INTRODUCCIÓN 5-3
5.2 APLICANDO LAS MEDIDAS MÍNIMAS 5-3
5.3 MEDIDAS MÍNIMAS 5-7
5.4 NORMAS PARA PROYECTOS DE RENOVACIÓN 5-26
5.5 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 5-27
5.6 ANEXO 1. EJEMPLOS APLICACIÓN MM 5-28
5.7 ANEXO 2. DIRECTRICES ELABORACIÓN PCTES 5-30

PARTE D – SOPORTE TECNICO Y NORMAS DE CÁLCULO

CAP 06. HIDROLOGÍA Y DRENAJE, MÉTODOS DE CÁLCULO Y DE DISEÑO PARA BIZKAIA

6.1 INTRODUCCIÓN 6-3
6.2 CONSIDERACIONES DEL PROYECTO 6-3
6.3 MÉTODOS DE ANÁLISIS HIDROLÓGICO 6-7
6.4 CRITERIOS DE DISEÑO PARA LAS TECNICAS SuDS 6-15
6.5 ADAPTACIÓN A ESCENARIOS FUTUROS 6-31
6.6 EVACUACIÓN Y TRANSPORTE DE CAUDALES 6-31
6.7 BALANCE HÍDRICO EN TECNICAS DE RETENCION 6-31
6.8 HIDROPERIODO 6-32
6.9 FUNCIONAMIENTO PARA LLUVIAS SUPERIORES A LAS DE DISEÑO 6-33
6.10 MODELOS HIDROLÓGICOS PARA EL DISEÑO DE SuDS 6-34
6.11 BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS 6-35
6.12 ANEXO 1. HERRAMIENTA DE SOPORTE HIDROLÓGICO (HSH) 6-37
6.13 ANEXO 2. TABLAS DE APOYO PARA CÁLCULOS HIDROLÓGICOS 6-41
6.14 ANEXO 3. EJEMPLO DE CÁLCULO DE HIETOGRAMAS SINTÉTICOS 6-43
6.15 ANEXO 4. EJEMPLO DE CÁLCULO DE LOS VOLÚMENES DE ATENUACIÓN CON EL MÉTODO RACIONAL MODIFICADO 6-47

CAP 07. MÉTODOS DE CÁLCULO Y CRITERIOS DE DISEÑO PARA LA INFILTRACIÓN

7.1 INTRODUCCIÓN 7-4
7.2 PROCESOS DE INFILTRACION EN TECNICAS SuDS 7-5
7.3 TIPOS DE TERRENOS PARA INFILTRACIÓN Y DEPURACIÓN 7-7
7.4 INVESTIGACION PARA LA INFILTRACION 7-19
7.5 INFILTRACIÓN A SUELO (FORMACIÓN EDAFOLÓGICA) 7-33
7.6 INFILTRACIÓN A SUBSUELO ACUÍFERO (ZONA NO SATURADA) 7-49
7.7 INFILTRACIÓN A SUBSUELO ACUÍFERO LIBRE (ZONA SATURADA) 7-59

7.8 PROCESOS DE DEPURACIÓN EN EL TERRENO 7-63
7.9 CÁLCULOS PARÁMETROS INFILTRACIÓN (ZONA NO SATURADA) 7-70
7.10 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO DE TÉCNICAS DE INFILTRACIÓN 7-88
7.11 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 7-92
7.12 ANEXO 1. FORMACIONES EDAFOLOGICAS EN BIZKAIA 7-97
7.13 ANEXO 2. TIPOLOGIAS DE FORMACIONES ACUÍFERAS EN BIZKAIA 7-100
7.14 ANEXO 3. ENSAYOS DE CAMPO DE INFILTRACIÓN 7-112
7.15 ANEXO 4. METODOS DE CALCULO TASAS INFILTRACION EN ZNS - ABOMBAMIENTO 7-124

CAP 08. CONTAMINANTES EN LAS ESCORRENTIAS VIARIAS

8.1 INTRODUCCIÓN 8-3
8.2 CONTAMINANTES CLAVE SELECCIONADOS 8-6
8.3 CARACTERISTICAS DE LOS CONTAMINANTES 8-10
8.4 FUENTES DE CONTAMINACIÓN 8-13
8.5 NIVELES DE CONTAMINACIÓN 8-21
8.6 PROCESOS UNITARIOS DE TRATAMIENTO 8-27
8.7 MONITORIZACIÓN 8-34
8.8 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 8-44
8.9 ANEXO 1. SUSTANCIAS EN LA ESCORRENTÍA VIARIA 8-49
8.10 ANEXO 2. CONCENTRACIONES EN LA ESCORRENTÍA VIARIA 8-51

CAP 09. METODOS DE CALCULO Y CRITERIOS DE DISEÑO PARA GESTIONAR LA CALIDAD

9.1 INTRODUCCIÓN 9-3
9.2 EVALUACIÓN DEL ESTADO DE LAS MASAS DE AGUA 9-4
9.3 NIVELES DE CONTAMINACIÓN EN ESCORRENTÍAS VIARIAS 9-8
9.4 EVALUACIÓN DE IMPACTOS SOBRE LOS OBJETIVOS AMBIENTALES 9-8
9.5 METODOS DE EVALUACION DE RIESGOS DE CONTAMINACION DE LAS ESCORRENTIAS 9-14
9.6 EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD DEL MEDIO RECEPTOR 9-16
9.7 HERRAMIENTA DE SOPORTE PARA LA SELECCIÓN DE TÉCNICAS 9-19
9.8 METODOS DE EVALUACION DE RIESGOS ASOCIADOS A LA CONTAMINACION HABITUAL DE ESCORRENTIA VIARIA 9-20
9.9 METODOS DE EVALUACION DE RIESGOS ASOCIADOS A LA CONTAMINACION ACCIDENTAL 9-31
9.10 MÉTODOS DE DISEÑO PARA LA MITIGACIÓN 9-34
9.11 BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS 9-37

9.12 ANEXO 1. SUSTANCIAS PRIORITARIAS Y PELIGROSAS PRIORITARIAS EN LA ESCORRENTÍA VIARIA 9-40
9.13 ANEXO 2. CRC PARA DESCARGAS DE ESCORRENTÍA VIARIA A MSPF 9-41
9.14 ANEXO 3. CLASIFICACION DEL TRAFICO 9-42

PARTE E – SELECCIÓN, DISEÑO Y DIMENSIONAMIENTO DE TÉCNICAS SuDS EN CARRETERAS

CAP 10. SELECCION DE TECNICAS

10.1 INTRODUCCION 10-3
10.2 TIPOLOGIAS Y FUNCIONES DE LAS TECNICAS SuDS 10-4
10.3 PROCESO SELECCIÓN DE TECNICAS SuDS 10-11
10.4 APROBACION DE TECNICAS ALTERNATIVAS 10-23
10.5 BIBLIOGRAFÍA 10-24

CAP 11. FRANJAS FILTRANTES

11.1 DESCRIPCIÓN GENERAL 11-3
11.2 CAPACIDAD DE TRATAMIENTO 11-6
11.3 APLICACIONES 11-8
11.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO 11-12
11.5 REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS 11-22
11.6 CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN 11-25
11.7 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 11-28
11.8 ANEXO 1. PLANOS Y SECCIONES TIPO 11-30

CAP 12. CUNETAS VEGETADAS

12.1 DESCRIPCIÓN GENERAL 12-3
12.2 CAPACIDAD DE TRATAMIENTO 12-7
12.3 APLICACIONES 12-8
12.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO 12-15
12.5 REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS 12-26
12.6 CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN 12-28
12.7 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 12-30
12.8 ANEXO 1. PLANOS Y SECCIONES TIPO 12-32
12.9 ANEXO 2. TABLA DE GEOMETRÍAS SECCIONES DE CANALES 12-40

CAP 13. AREAS DE DISPERSION

13.1 DESCRIPCIÓN GENERAL 13-3

13.2 CAPACIDAD DE TRATAMIENTO 13-5
13.3 APLICACIONES 13-6
13.4 CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO 13-9
13.5 REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS 13-19
13.6 CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN 13-21
13.7 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 13-22
13.8 ANEXO 1. PLANOS Y SECCIONES TIPO 13-24

CAP 14. ZANJAS DE INFILTRACIÓN

14.1 DESCRIPCIÓN GENERAL 14-3
14.2 CAPACIDAD DE TRATAMIENTO 14-7
14.3 APLICACIONES 14-9
14.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO 14-12
14.5 REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS 14-23
14.6 CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN 14-25
14.7 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 14-27
14.8 ANEXO 1. PLANOS Y SECCIONES TIPO 14-30

CAP 15. ZANJA FILTRANTE

15.1 DESCRIPCIÓN GENERAL 15-3
15.2 CAPACIDAD DE TRATAMIENTO 15-6
15.3 APLICACIONES 15-9
15.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO 15-13
15.5 REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS 15-25
15.6 CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN 15-27
15.7 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 15-30
15.8 ANEXO 1. PLANOS Y SECCIONES TIPO 15-32

CAP 16. FILTROS DE ARENA SUPERFICIALES

16.1 DESCRIPCIÓN GENERAL 16-3
16.2 CAPACIDAD DE TRATAMIENTO 16-5
16.3 APLICACIONES 16-8
16.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO 16-11
16.5 REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS 16-24
16.6 CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN 16-25
16.7 BLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 16-29

16.8 ANEXO 1. PLANOS Y SECCIONES TIPO 16-31

CAP 17. ÁREAS DE BIORRETENCIÓN

17.1 DESCRIPCIÓN GENERAL 17-3
17.2 CAPACIDAD DE TRATAMIENTO 17-7
17.3 APLICACIONES 17-8
17.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO 17-12
17.5 REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS 17-29
17.6 CONSERVACIÓN Y MANTENIMIENTO 17-31
17.7 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 17-34
17.8 ANEXO 1. PLANOS Y SECCIONES TIPO 17-36

CAP 18. BALSAS DE DETENCIÓN

18.1 DESCRIPCIÓN GENERAL 18-3
18.2 CAPACIDAD DE TRATAMIENTO 18-5
18.3 APLICACIONES 18-6
18.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO 18-9
18.5 REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS 18-25
18.6 CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN 18-28
18.7 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 18-32
18.8 ANEXO 1. PLANOS Y SECCIONES TIPO 18-35

CAP 19. BALSAS DE INFILTRACIÓN

19.1 DESCRIPCIÓN GENERAL 19-3
19.2 CAPACIDAD DE TRATAMIENTO 19-7
19.3 APLICACIONES 19-8
19.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO 19-12
19.5 DISEÑO DE ELEMENTOS ESPECÍFICOS 19-16
19.6 REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS 19-18
19.7 CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN 19-19
19.8 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 19-20
19.9 ANEXO 1. PLANOS Y SECCIONES TIPO 19-23

CAP 20. ESTANQUES DE RETENCIÓN

20.1 DESCRIPCIÓN GENERAL 20-4
20.2 CAPACIDAD DE TRATAMIENTO 20-9
20.3 APLICACIONES 20-11

20.4 CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO 20-15
20.5 REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS 20-29
20.6 CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN 20-29
20.7 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 20-31
20.8 ANEXO 1. PLANOS Y SECCIONES TIPO 20-34

CAP 21. HUMEDALES DE AGUAS PLUVIALES

21.1 DESCRIPCIÓN GENERAL 21-3
21.2 CAPACIDAD DE TRATAMIENTO 21-7
21.3 APLICACIONES 21-9
21.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO 21-13
21.5 REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS 21-25
21.6 CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN 21-27
21.7 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 21-29
21.8 ANEXO 1. PLANOS Y SECCIONES TIPO 21-31

CAP 22. SISTEMAS PATENTADOS

22.1 DESCRIPCIÓN GENERAL 22-3
22.2 CAPACIDAD DE TRATAMIENTO 22-8
22.3 APLICACIONES 22-17
22.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO 22-20
22.5 REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS 22-31
22.6 CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN 22-37
22.7 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 22-40
22.8 ANEXO 1. PROCESOS DE TRATAMIENTO PARA SP 22-42
23.9 ANEXO 2. HOJA DE DISEÑO PARA SISTEMAS PATENTADOS 22-43
23.10 ANEXO 3. PLANOS Y SECCIONES TIPO 22-45

CAP 23. APROVECHAMIENTO DE AGUAS PLUVIALES

23.1 DESCRIPCIÓN GENERAL 23-3
23.2 REGIMEN JURIDICO DEL APROVECHAMIENTO 23-7
23.3 CAPACIDAD DE TRATAMIENTO 23-9
23.4 APLICACIONES 23-10
23.5 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO 23-12
23.6 Investigación del Ámbito y de los Indicadores Cualitativos 23-43
23.7 REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS 23-49

23.8 CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN 23-52
23.9 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 23-53
23.10 ANEXO 1. CRITERIOS DE CALIDAD PARA EL APROVECHAMIENTO DE AGUAS PLUVIALES Y REUTILIZACION DE AGUAS REGENERADAS 23-54
23.11 ANEXO 2. CONCENTRACIONES ESTADÍSTICAS DE PATÓGENOS EN LA ESCORRENTÍA PLUVIAL URBANA 23-57

CAP 24. ESTRATEGIAS PARA PUENTES

24.1 DESCRIPCIÓN GENERAL 24-3
24.2 CONFIGURACION DEL SISTEMA DE DRENAJE 24-4
24.3 TÉCNICAS SuDS PARA PUENTES 24-5
24.4 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 24-12

CAP 25. COMPONENTES Y MATERIALES COMUNES

25.1 ESTRUCTURAS DE DISPERSION 25-3
25.2 REPRESAS 25-11
25.3 ARIDOS Y GRAVAS 25-15
25.4 ELEMENTOS DE REGULACION 25-17
25.5 ARQUETA DE REPARTO 25-33
25.6 GEOSINTETICOS 25-37
25.7 TAPIZADOS O REVESTIMIENTOS 25-38
25.8 PRETRATAMIENTOS 25-42
25.9 PROTECCION DEL PUNTO DE DESCARGA 25-43
25.10 ENMIENDAS DEL SUELO 25-46
25.2 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 25-51

CAP 26. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

26.1 INTRODUCCIÓN 26-3
26.2 SEGURIDAD Y SALUD Y PROTECCIÓN MEDIOAMBIENTAL 26-4
26.3 RECEPCIÓN DE LA TÉCNICA 26-4
26.4 CLASIFICACIÓN DE LAS ACTIVIDADES DE MANTENIMIENTO EN LAS DIFERENTES TÉCNICAS 26-5
26.5 ELEMENTOS DE MANTENIMIENTO 26-7
26.6 SEÑALIZACIÓN DE LAS TÉCNICAS 26-13
26.7 COSTES DE EXPLOTACIÓN 26-14
26.8 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 26-15
26.9 ANEXO 1. PLANO SEÑALIZACIÓN 26-19

A

CONTEXTO

Cap.01. Introducción al MDSC

Capítulo 1. INTRODUCCION AL MANUAL DE DRENAJE SOSTENIBLE EN CARRETERAS

ÍNDICE

1.1 INTRODUCCIÓN AL MANUAL 1-3
1.2 MOTIVACION, NECESIDAD Y OBJETIVO DEL MANUAL 1-4
1.3 ESTRUCTURA Y ORGANIZACIÓN DEL MANUAL 1-5
1.4 COMO USAR ESTE MANUAL 1-6
1.5 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 1-9

1.1 INTRODUCCIÓN AL MANUAL

El Manual de Drenaje Sostenible en Carreteras (MDSC) proporciona recomendaciones y criterios técnicos para la gestión del agua pluvial y establece unos requisitos para la planificación y el diseño del drenaje superficial en las carreteras gestionadas por INTERBIAK.

El MDSC provee metodologías de diseño basadas en una recopilación de todos los métodos conocidos, disponibles y razonables de prevención, control y tratamiento de las descargas de escorrentía pluvial de carreteras. El tratamiento de la escorrentía viaria mediante técnicas vegetadas y medios técnicos filtrantes es muy reciente y la disponibilidad de datos sobre su efectividad en Euskadi es muy limitada. Este documento las considera como mejores técnicas disponibles debido a los elevados niveles de tratamiento que pueden proveer a la escorrentía viaria, y por el importante nivel de protección que ofrecen al medio natural cuando se diseñan, construyen y mantienen conforme a las instrucciones facilitadas. A medida que la experiencia en el diseño, construcción, operación, monitorización y conservación de estas nuevas técnicas y tecnologías en las carreteras aumente, se mejorará el conocimiento sobre las mismas, lo cual a su vez puede llevar a que los métodos de diseño evolucionen maximizando la eficacia de estos. No obstante, en la elaboración de este documento se ha considerado la mejor ciencia actualmente disponible sobre contaminación de la escorrentía viaria y mitigación de sus riesgos ambientales.

El drenaje superficial de la carretera es una parte importante e integral de la infraestructura viaria. Un sistema de drenaje efectivo requiere flexibilidad, comprensión y una visión más holística de sus funciones y posibles beneficios ambientales. Los instrumentos de planeamiento, anteproyectos y proyectos de carreteras, independientemente de su tamaño, complejidad y ubicación deberían considerar y evaluar las funciones del sistema de drenaje de forma holística para proveer:

- Un nivel aceptable de protección de la infraestructura frente a precipitaciones.
- Transporte de las escorrentías por el Dominio Público de la carretera sin comprometer la seguridad de la infraestructura y los usuarios.
- Gestionar los riesgos de inundabilidad en propiedades públicas y privadas aguas abajo de la carretera.
- Protección ambiental del medio receptor frente a las descargas de escorrentía pluvial de la carretera tanto durante la fase de construcción y la fase de conservación y explotación.
- Consecución de los objetivos ambientales de las masas de agua.
- Conservación del hábitat de la flora y fauna terrestre y acuática.

La publicación de este Manual se enmarca en la estrategia marcada por el plan de innovación de DFB 2020-2023 que se articula mediante dos herramientas, la Orden Foral del 11 de septiembre de 2020 que habilita la inclusión de criterios de innovación en todos los contratos del Departamento de Infraestructuras y Desarrollo Territorial

(DIDT) y sus empresas públicas, y por otro el decreto de subvenciones para la promoción de la innovación en las infraestructuras viarias de Bizkaia.

El Manual incorpora la sostenibilidad y economía circular en el proceso de planificación, diseño, construcción y conservación del sistema de drenaje de la carretera. El agua pluvial pasa a considerarse un recurso en este documento, y se promueve la conservación de las funciones y procesos del medio natural como solución más eficaz y rentable para mitigar los impactos de la carretera en el ciclo natural del agua. El MDSC sigue las directrices marcadas en el II PTSCB respecto a la gestión de la escorrentía viaria de la plataforma y la minimización de sus impactos, alineándose con este.

1.2 MOTIVACION, NECESIDAD Y OBJETIVO DEL MANUAL

El transporte y la movilidad son fundamentales para el desarrollo económico y la sociedad actual. Las infraestructuras viarias son un agente clave en este sentido, sin embargo, sus impactos físicos, químicos y biológicos a corto y largo plazo pueden afectar tanto el medio ambiente terrestre como el acuático.

El tercer ciclo de la Planificación Hidrológica, las recientes modificaciones del Reglamento del Dominio Público Hidráulico y de la Ley de Evaluación Ambiental establecen un nuevo contexto para la planificación y gestión del agua pluvial en las infraestructuras viarias. Esto conduce a plantear la necesidad de un documento técnico que permita a las administraciones encargadas de la gestión y explotación de las carreteras alinearse con la actual política europea de transportes, y los objetivos de la Directiva Marco del Agua (DMA) para el tercer ciclo de planificación hidrológica.

El MDSC se ha elaborado con una recopilación y síntesis de investigaciones recientes sobre escorrentías viarias y métodos para la mitigación de sus posibles impactos. Toda esta documentación ha sido recopilada en un documento de alto valor orientado para su aplicación por todos los profesionales vinculados a la planificación, diseño, construcción, financiación y conservación de las carreteras.

El Manual provee una herramienta para facilitar a promotores, proyectistas y consultores que intervienen en los estudios de carreteras una metodología para identificar las necesidades y requisitos de gestión de la cantidad y calidad de la escorrentía viaria descargada de una carretera al medio receptor y para seleccionar, diseñar, construir y conservar adecuadamente las técnicas de gestión de las aguas pluviales.

El MDSC establece unos requisitos para la planificación y el diseño de los elementos y sistemas de drenaje superficial en la red viaria de Bizkaia. Los instrumentos de planeamiento, anteproyectos y proyectos deben considerar los requisitos del Manual. Todos los proyectos de carreteras nuevas, ampliaciones, remodelaciones, rectificaciones y mejoras deberán aplicar las Medidas Mínimas (MM), incluyéndose las infraestructuras complementarias (centros operativos, estaciones de servicio, áreas de servicio, áreas de descanso y cualquier otra zona destinada a la conservación o explotación del servicio público viario). El MDSC establece las MM y los criterios técnicos para:

1. Evitar, reducir y mitigar los impactos de sobre las masas de agua y sus objetivos ambientales asociados a la construcción y conservación y explotación de las infraestructuras viarias encomendadas por la Diputación Foral de Bizkaia / Bizkaiko Foru Aldundia.

2. Mejorar la sostenibilidad de la red viaria de Bizkaia, alineándose con la actual política europea de transportes y con los objetivos de la DMA.

Los criterios y procedimientos de diseño y construcción presentados en el MDSC pueden entenderse como contradictorios en algunos casos con alguna normativa técnica de referencia como puede ser la Norma 5.2-IC Drenaje Superficial (Orden FOM/298/2016 de 15 de febrero) o la Norma para el Dimensionamiento de Firmes de la Red de Carreteras del País Vasco. El MDSC requiere incorporar flexibilidad, creatividad e innovación a los elementos de drenaje de la carretera, sin comprometer en ninguna medida la seguridad vial y de la infraestructura viaria. Las medidas planteadas se aplican actualmente por varias administraciones encargadas de la construcción y explotación de carreteras a nivel europeo e internacional.

El MDSC es un documento que por su extensión y carácter innovador requerirá actualizaciones periódicas para mejorar la claridad del contenido, corregir inevitables errores, reflejar posibles cambios en la normativa relacionada con la gestión de aguas pluviales y recoger mejoras en los procedimientos a medida que aumente la experiencia en el diseño, construcción y mantenimiento. Para usar la última version de este Manual, consulte las actualizaciones posteriores a la publicación en el sitio web de INTEBIAK. https://interbiak.bizkaia.eus/es/inicio.

Toda la evidencia proporcionada en este documento se centra en el entorno de las infraestructuras viarias y no debería ser extrapolado a otros ámbitos sin una correcta comprensión y análisis de la complejidad asociada a las escorrentías pluviales.

1.3 ESTRUCTURA Y ORGANIZACIÓN DEL MANUAL

Este Manual contiene 5 bloques y 26 capítulos y se ha elaborado para que, en cualquier fase de la planificación y construcción de la carretera, los usuarios puedan consultar el capítulo o la sección que se aplique a sus necesidades. Puede ser necesario remitirse a distintas partes del Manual para una comprensión adecuada del objeto del diseño. Para facilitar esta tarea, se han incluido referencias a otras secciones pertinentes de este Manual, así como a otras normas forales y estatales, siempre que ha sido posible.

El documento integra cinco bloques, los dos primeros, **partes A y B**, tratan sobre el contexto normativo, ambiental y social en el que se crea el MDSC y sobre como integrar la gestión del agua pluvial en la planificación, diseño, construcción y conservación y explotación de la carretera. Incluye recomendaciones para recopilar información y analizar alternativas en los instrumentos de planeamiento, anteproyectos y proyectos.

La **parte C** describe y justifica la filosofía, criterio y requerimientos a considerar dentro de la gestión las aguas pluviales. En el Capítulo 5 describe las Medidas Mínimas (MM) que aplican a la planificación y gestión de las aguas pluviales y al diseño de los Sistemas de Drenaje Sostenible (SuDS). Incluye las nueve MM y describe su propósito y aplicabilidad a los proyectos de carreteras de trazado y construcción.

El Anexo 3 del Capítulo 5 incluye unas directrices para la elaboración del Plan de Control Temporal de la Erosión y Sedimentos (PCTES).

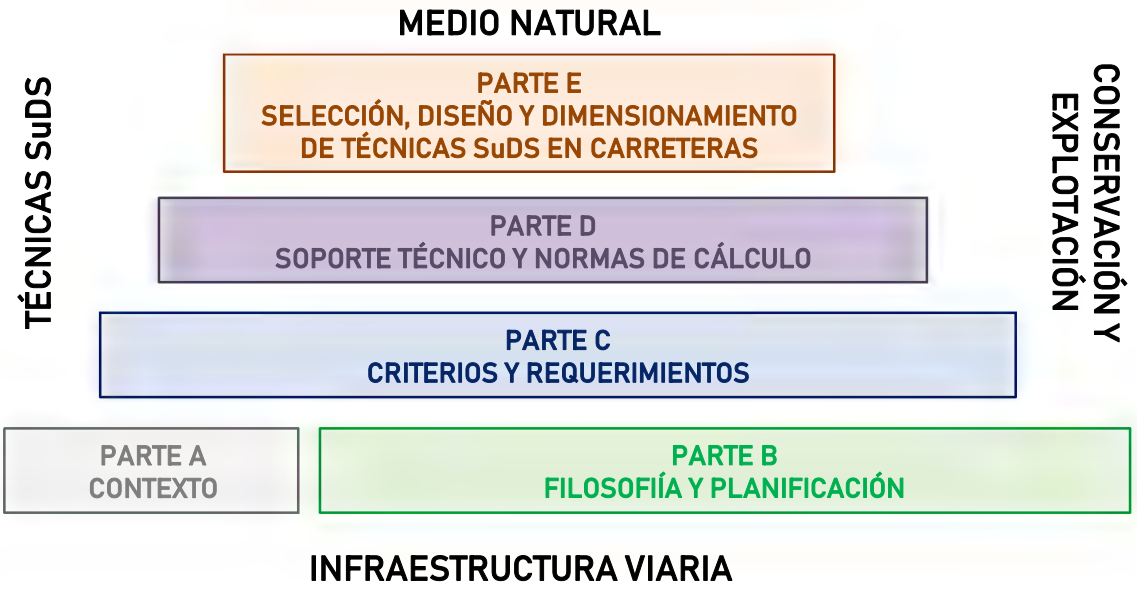


Figura 1-1. Bloques que conforman el MDSC y pilares sobre los que se centra

La **parte D** incluye una parte especifica de soporte técnico con métodos de cálculo hidrológicos para diseñar las técnicas SuDS que cubren aspectos como las precipitaciones de diseño y los requisitos para diseñar técnicas de infiltración. Provee un análisis exhaustivo de la contaminación de la escorrentía viaria y los métodos para evaluar los riesgos ambientales asociados a su descarga al medio natural.

La **parte E** incluye quince capítulos sobre las técnicas SuDS seleccionadas en base a su efectividad y aplicación al entorno de la red viaria. Cada capítulo incluye los criterios detallados de diseño para cada técnica y un proceso para guiar al proyectista en la selección y diseño de técnicas en el proyecto. Se incluye un descripción para la construcción y conservación de cada técnica SuDS.

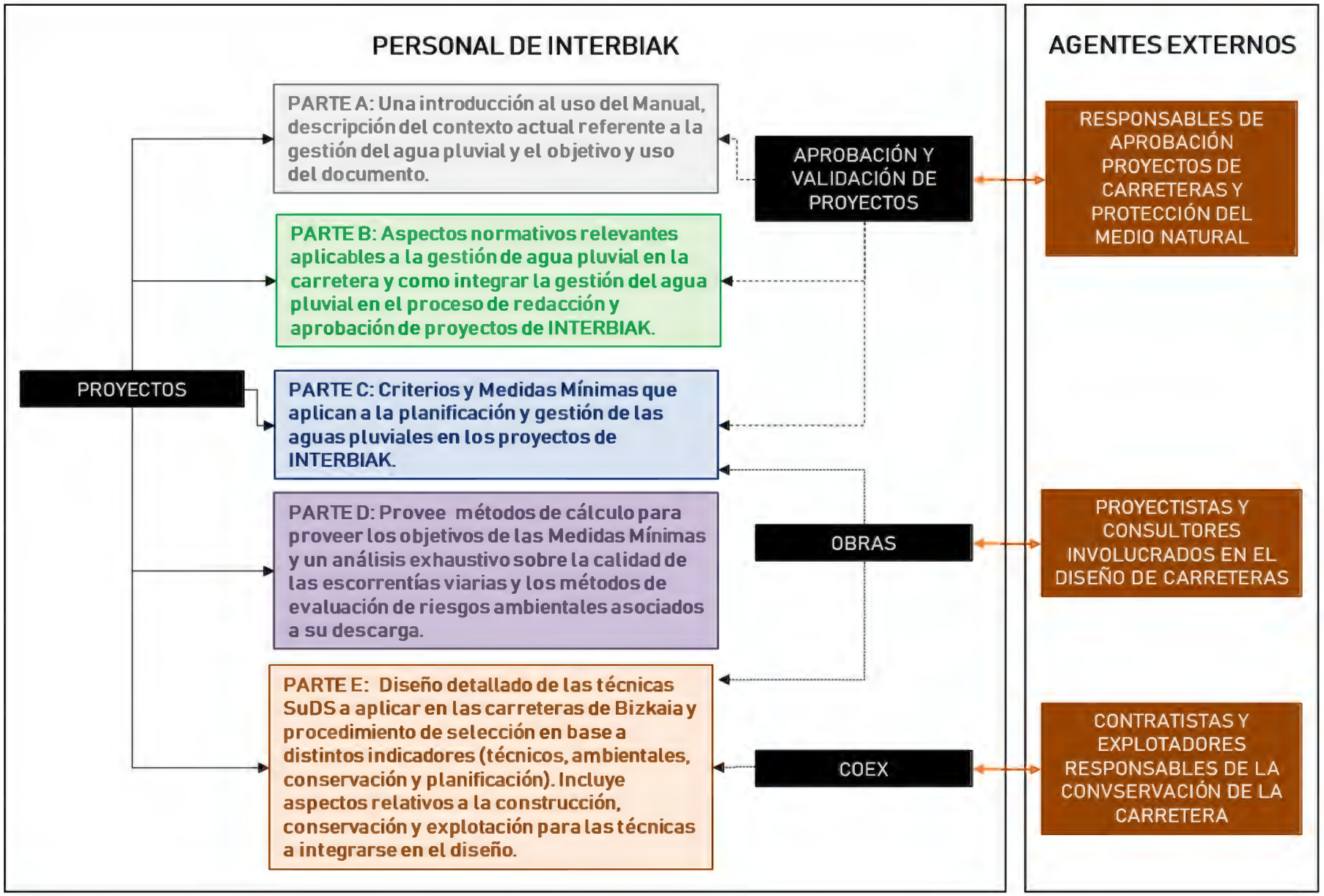
1.4 COMO USAR ESTE MANUAL

El Capítulo 3 incluye las recomendaciones para integrar la planificación y diseño de los elementos de drenaje en los proyectos y el Capítulo 5 determina los requerimientos o MM que deben aplicarse a un proyecto específico. Consultar las partes E y D para diseñar las técnicas SuDS en el proyecto y para conocer su funcionamiento, diseño, construcción y conservación.

A lo largo del documento se incluyen diagramas para ayudar al usuario a aplicar la metodología y los principios de diseño. Las funciones de las técnicas SuDS y su capacidad de cumplir con las MM se presenta con una codificación cromática de semáforo asignando diferentes colores (los tradicionales rojo, ámbar y verde).

- Rojo: Técnica no adecuada para el objetivo o requerimiento de la MM.
- Ámbar: Técnica que contribuye parcialmente al requerimiento de la MM y que requiere justificación por parte del proyectista.
- Verde: Técnica adecuada para el objetivo o requerimiento de la MM.

En la mayoría de los proyectos se aplicarán las técnicas SuDS de manera relativamente simple e intuitiva. En determinadas ocasiones puede que se presenten singularidades o dificultades que no se recogen o adaptan adecuadamente a los métodos de este documento. En el siguiente diagrama se presenta la relación de los apartados del Manual con los diferentes departamentos de INTERBIAK y otros agentes externos que participan en la planificación, proyección, modificación, construcción, conservación, financiación, uso y explotación de las carreteras forales de Bizkaia.


PERSONAL DE INTERBIAK
AGENTES EXTERNOS
PARTE A: Una introducción al uso del Manual, descripción del contexto actual referente a la gestión del agua pluvial y el objetivo y uso del documento.
PARTE B: Aspectos normativos relevantes aplicables a la gestión de agua pluvial en la carretera y como integrar la gestión del agua pluvial en el proceso de redacción y aprobación de proyectos de INTERBIAK.
PROYECTOS
PARTE C: Criterios y Medidas Mínimas que aplican a la planificación y gestión de las aguas pluviales en los proyectos de INTERBIAK.
PARTE D: Provee métodos de cálculo para proveer los objetivos de las Medidas Mínimas y un análisis exhaustivo sobre la calidad de las escorrentías viarias y los métodos de evaluación de riesgos ambientales asociados a su descarga.
PARTE E: Diseño detallado de las técnicas SuDS a aplicar en las carreteras de Bizkaia y procedimiento de selección en base a distintos indicadores (técnicos, ambientales, conservación y planificación). Incluye aspectos relativos a la construcción, conservación y explotación para las técnicas a integrarse en el diseño.
APROBACIÓN Y VALIDACIÓN DE PROYECTOS
OBRAS
COEX
RESPONSABLES DE APROBACIÓN PROYECTOS DE CARRETERAS Y PROTECCIÓN DEL MEDIO NATURAL
PROYECTISTAS Y CONSULTORES INVOLUCRADOS EN EL DISEÑO DE CARRETERAS
CONTRATISTAS Y EXPLOTADORES RESPONSABLES DE LA CONVSERVACIÓN DE LA CARRETERA

1.5 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

DIPUTACIÓN FORAL DE BIZKAIA (2020), "Plan de innovación en infraestructuras viarias".

DIRECTIVA 2000/60/CE por la que se establece un marco comunitario de actuación en el ámbito de la política de aguas, generalmente denominada Directiva Marco del Agua (DMA).

GOBIERNO VASCO (2022), "Norma para el Dimensionamiento de Firmes de la Red de Carreteras del País Vasco", Texto ampliado y revisado.

LEY 9/2018, de 5 de diciembre, por la que se modifica la Ley 21/2013, de 9 de diciembre, de evaluación ambiental, la Ley 21/2015, de 20 de julio, por la que se modifica la Ley 43/2003, de 21 de noviembre, de Montes y la Ley 1/2005, de 9 de marzo, por la que se regula el régimen del comercio de derechos de emisión de gases de efecto invernadero.

ORDEN FOM/298/2016 de 15 de febrero, Norma 5.2-ic drenaje superficial.

REAL DECRETO 35/2023, de 24 de enero, por el que se aprueba la revisión de los Planes Hidrológicos de las demarcaciones hidrográficas del Cantábrico Occidental, Guadalquivir, Ceuta, Melilla, Segura y Júcar y de la parte española de las demarcaciones hidrográficas del Cantábrico Oriental, Miño-Sil, Duero, Tajo, Guadiana y Ebro.

REAL DECRETO 665/2023, de 18 de julio, por el que se modifica el Reglamento del Dominio Público Hidráulico, aprobado por Real Decreto 849/1986, de 11 de abril; el Reglamento de la Administración Pública del Agua, aprobado por Real Decreto 927/1988, de 29 de julio; y el Real Decreto 9/2005, de 14 de enero, por el que se establece la relación de actividades potencialmente contaminantes del suelo y los criterios y estándares para la declaración de suelos contaminados.

B

FILOSOFÍA Y PLANIFICACIÓN

Cap.02. Marco Legal y Normativas
Cap.03. Planificación del Agua Pluvial e Integración en el Diseño

Capítulo 2. MARCO LEGAL Y NORMATIVAS

ÍNDICE

2.1 INTRODUCCIÓN 2-3

2.2 LISTADO DE LEGISLACIÓN VINCULADA A LA GESTIÓN DE ESCORENTÍA DE VÍAS DE TRANSPORTE 2-3

2.2.1 Nivel Europeo 2-3
2.2.2 Nivel Estatal 2-3
2.2.3 Nivel Autonómico 2-5

2.3 LEGISLACIÓN EUROPEA DE REFERENCIA 2-6

2.3.1 La Directiva Marco del Agua 2-6
2.3.2 Directiva de Protección de las Aguas Subterráneas Contra la Contaminación y el Deterioro 2-17
2.3.3 Directiva Sobre Gestión de Riesgos de Inundación 2-19
2.3.4 Directiva Relativa a la Evaluación de las Repercusiones de Determinados Proyectos Públicos y Privados Sobre el Medio Ambiente 2-19

2.4 LEGISLACIÓN ESTATAL DE REFERENCIA 2-21

2.4.1 Estrategia de Protección de las Masas de Agua Frente a Vertidos 2-23
2.4.2 RD 1514/2009 por el que se Regula la Protección de las Aguas Subterráneas Contra la Contaminación y el Deterioro 2-27
2.4.3 RD 903/2010 Evaluación y Gestión de Riesgos de Inundación 2-29
2.4.4 Modificación del Reglamento del Dominio Público Hidráulico por el Real Decreto 638/2016 2-30
2.4.5 Modificación del RDPH por el RD 665/2023 2-31
2.4.6 Orden AAA/2056/2014 Sobre Solicitud de Autorización y Declaración de Vertidos 2-34
2.4.7 Plan Hidrológico del Cantábrico Oriental (PHCO) 2-38
2.4.8 Norma 5.2-IC de la Instrucción de Carreteras 2-45
2.4.9 Aspectos de Interés de la Ley de Evaluación Ambiental Modificada por la Ley 9/2018 2-47

2.5 LEGISLACIÓN AUTONÓMICA DE REFERENCIA 2-50

2.5.1 Estrategia de Protección de las Masas de Agua Frente a Vertidos 2-50
2.5.2 Protección de las Masas de Agua Subterráneas 2-50
2.5.3 Evaluación y Gestión de los Riesgos de Inundación 2-51
2.5.4 Evaluación Ambiental Estratégica País Vasco 2-51
2.5.5 Estudio Ambiental Estratégico del II Plan Territorial Sectorial de Carreteras del Territorio Histórico de Bizkaia (PTSCB) 2-52
2.5.6 Otras Zonas con Figuras de Protección Ambiental 2-60

2.6 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 2-67

2.1 INTRODUCCIÓN

A continuación, se presenta, en primer lugar, un listado de legislación y normativa que sirve de marco y referencia básica para el planteamiento de la estrategia general de protección ambiental del MDSC y de la metodología específica para la implementación de técnicas SuDS. Posteriormente se presentan los fundamentos, y conceptos, de cada referencia legislativa y se señalan algunos de sus requerimientos para la correcta gestión ambiental de las escorrentías urbanas y de vías de transporte.

2.2 LISTADO DE LEGISLACIÓN VINCULADA A LA GESTIÓN DE ESCORENTÍA DE VÍAS DE TRANSPORTE

2.2.1 Nivel Europeo

Legislación que se considera de mayor interés:

- Directiva 2000/60/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 23 de octubre de 2000, por la que se establece un **marco comunitario de actuación en el ámbito de la política de aguas.**

- Directiva 2006/118/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 12 de diciembre de 2006, relativa a la **protección de las aguas subterráneas contra la contaminación** y el deterioro.

- Directiva 2007/60/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 23 de octubre de 2007, relativa a la **evaluación y gestión de los riesgos de inundación.**

- Directiva 2014/52/UE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 16 de abril de 2014, por la que se modifica la Directiva 2011/92/UE, relativa a la **evaluación de las repercusiones de determinados proyectos públicos y privados sobre el medio ambiente**.

2.2.2 Nivel Estatal

Legislación que se considera de mayor interés:

- Real Decreto 849/1986, de 11 de abril, por el que se aprueba el **Reglamento del Dominio Público Hidráulico**, que desarrolla los títulos preliminar I, IV, V, VI y VII de la Ley 29/1985, de 2 de agosto, de Aguas.

  SE DEROGA el art. 283, SE MODIFICA el título y determinados preceptos, SE AÑADE determinados preceptos, y SE SUPRIME los arts. 15 bis, 57, 236, 258, 337, 361 y la disposición adicional 3, por **Real Decreto 665/2023, de 18 de julio** (Ref. BOE-A-2023-18806).
  SE DICTA DE CONFORMIDAD y aprueba los modelos oficiales de solicitud de autorización de declaración de vertido**: Orden AAA/2056/2014,** de 27 de octubre (Ref. BOE-A-2014-11411).

  SE MODIFICA:
  y SE AÑADE determinados preceptos, por **Real Decreto 670/2013**, de 6 de septiembre (Ref. BOE-A-2013-9775).

y SE AÑADE determinados preceptos, SE SUPRIME el art. 250 y se renumera la disposición adicional como disposición adicional 1, por **Real Decreto 1290/2012**, de 7 de septiembre (Ref. BOE-A-2012-11779).

- Real Decreto Legislativo 1/2001, de 20 de julio, por el que se aprueba el **texto refundido de la Ley de Aguas.**

- Real Decreto 907/2007, de 6 de julio, por el que se aprueba el **Reglamento de la Planificación Hidrológica.**

- Orden ARM/2656/2008, de 10 de septiembre, por la que se aprueba la **instrucción de planificación hidrológica.**

  SE AÑADE la disposición adicional única, por **Real Decreto 638/2016**, de 9 de diciembre (Ref. BOE-A-2016-12466).
  SE MODIFICA Apartado 2.3.2 del capítulo 2.3: **Real Decreto 1075/2015**, de 27 de noviembre (Ref. BOE-A-2015-13642).

  Real Decreto 638/2016, de 9 de diciembre, por el que se modifica el Reglamento del Dominio Público Hidráulico aprobado por el Real Decreto 849/1986, de 11 de abril, el Reglamento de Planificación Hidrológica, aprobado por el Real Decreto 907/2007, de 6 de julio, y otros reglamentos en materia de gestión de riesgos de inundación, caudales ecológicos, reservas hidrológicas y vertidos de aguas residuales.

  Real Decreto 1075/2015, de 27 de noviembre, por el que se modifica el anexo II del Real Decreto 1514/2009, de 2 de octubre, por el que se regula la protección de las aguas subterráneas contra la contaminación y el deterioro.

- Real Decreto 1514/2009, de 2 de octubre, por el que se regula la **protección de las aguas subterráneas contra la contaminación y el deterioro**.

  TRANSPONE la Directiva 2006/118/CE, de 12 de diciembre (Ref. DOUE-L-2006-82677).
  TRANSPONE parcialmente la Directiva 2000/60/CE, de 23 de octubre (Ref. DOUE-L-2000-82524).

- Real Decreto 903/2010, de 9 de julio, de **evaluación y gestión de riesgos de inundación.**

  TRANSPONE la Directiva 2007/60/CE, de 23 de octubre (Ref. DOUE-L-2007-82010).

- Real Decreto 817/2015, de 11 de septiembre, por el que se establecen los criterios de **seguimiento y evaluación del estado de las aguas superficiales y las normas de calidad ambiental.**

- Real Decreto 665/2023, de 18 de julio, por el que se **modifica el Reglamento del Dominio Público Hidráulico**, aprobado por Real Decreto 849/1986, de 11 de abril; el Reglamento de la Administración Pública del Agua, aprobado por Real Decreto 927/1988, de 29 de julio; y el Real Decreto 9/2005, de 14 de enero, por el que se establece la relación de actividades potencialmente contaminantes del suelo y los criterios y estándares para la declaración de suelos contaminados.

- Ley 9/2018, de 5 de diciembre, por la que se modifica la Ley 21/2013, de 9 de diciembre, de **evaluación ambiental,** la Ley 21/2015, de 20 de julio, por la que se modifica la Ley 43/2003, de 21 de noviembre, de Montes y la Ley 1/2005, de 9 de marzo, por la que se regula el régimen del comercio de derechos de emisión de gases de efecto invernadero.

SUPRIME la disposición final 11, SUSTITUYE el anexo III y VI, AÑADE la disposición adicional 16, 17 y 18 y MODIFICA determinados preceptos de la Ley 21/2013, de 9 de diciembre (Ref. BOE-A-2013-12913).
TRANSPONE la Directiva 2014/52/UE, de 16 de abril de 2014 (Ref. DOUE-L-2014-80824).

Ley 21/2013, de 9 de diciembre, de evaluación ambiental.
Directiva 2014/52/UE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 16 de abril de 2014, por la que se modifica la Directiva 2011/92/UE, relativa a la evaluación de las repercusiones de determinados proyectos públicos y privados sobre el medio ambiente.

- Real Decreto 35/2023, de 24 de enero, por el que se aprueba la **revisión de los planes hidrológicos** de las demarcaciones hidrográficas del Cantábrico Occidental, Guadalquivir, Ceuta, Melilla, Segura y Júcar, y **de la parte española de las demarcaciones hidrográficas del Cantábrico Oriental**, Miño-Sil, Duero, Tajo, Guadiana y Ebro.

- Real Decreto 197/2023, de 21 de marzo, por el que se aprueba la **revisión y actualización del plan de gestión del riesgo de inundación** de la parte española de la demarcación hidrográfica del Cantábrico Oriental.

- Real Decreto 197/2023, de 21 de marzo, por el que se aprueba la revisión y actualización del plan de gestión del **riesgo de inundación de la parte española de la demarcación hidrográfica del Cantábrico Oriental**.

- Orden FOM/298/2016, de 15 de febrero, por la que se aprueba la **norma 5.2 - IC drenaje superficial de la Instrucción de Carreteras**.

SE DICTA DE CONFORMIDAD con la disposición final 2 y SE ACTUALIZA las tablas 2.3 y 2.6: Resolución de 26 de marzo de 2018 (Ref. BOE-A-2018-7489).
SE MODIFICA la disposición transitoria única, la disposición derogatoria única y AÑADE una disposición final 2, por Orden FOM/185/2017, de 15 de febrero (Ref. BOE-A-2017-2390).
CORRECCIÓN de errores del anexo, en BOE núm. 181 de 28 de julio de 2016 (Ref. BOE-A-2016-7256).

2.2.3 Nivel Autonómico

Legislación que se considera de mayor interés:

- Ley 3/1998, de 27 de febrero, **general de protección del medio ambiente del País Vasco.**

- Decreto 211/2012, de 16 de octubre, por el que se regula el **procedimiento de evaluación estratégica de planes y programas**.

- Ley 21/2013, de 9 de diciembre, **de evaluación ambiental**.

- Decreto 459/2013, de 10 de diciembre, sobre los **vertidos efectuados desde tierra al mar.**

- Ley 10/2021, de 9 de diciembre, de **administración ambiental** de Euskadi.

2.3 LEGISLACIÓN EUROPEA DE REFERENCIA

2.3.1 La Directiva Marco del Agua

La Directiva Marco Europea del Agua (DMA; Directiva 2000/60/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 23 de octubre de 2000, por la que se establece un marco comunitario de actuación en el ámbito de la política de aguas) nace como respuesta a la necesidad de unificar las actuaciones en materia de gestión de agua en la Unión Europea, con el reto de tomar medidas para proteger las aguas tanto en términos cualitativos como cuantitativos y así garantizar su sostenibilidad.

La DMA estableció un marco para la protección de las aguas superficiales continentales, las aguas de transición, las aguas costeras y las aguas subterráneas. Su objetivo es evitar un mayor deterioro y proteger, y mejorar, el estado de los ecosistemas acuáticos, fomentando un uso sostenible del agua basado en una perspectiva a largo plazo. Esto implica la aplicación de medidas para la reducción progresiva de los vertidos, las emisiones y las pérdidas de sustancias prioritarias para evitar una mayor contaminación del agua.

La DMA debía permitir establecer unos objetivos medioambientales homogéneos entre los Estados Miembros para las masas de agua y avanzar juntos en su consecución, compartiendo experiencias.

Para conseguir una adecuada protección de las aguas, la DMA establece que se deberán alcanzar los siguientes objetivos medioambientales:

- Para las aguas superficiales:
  - Prevenir el deterioro del estado de las masas de agua superficiales.
  - Proteger, mejorar y regenerar todas las masas de agua superficial con el objeto de alcanzar un buen estado de estas.
  - Reducir progresivamente la contaminación procedente de sustancias prioritarias y eliminar o suprimir gradualmente los vertidos, las emisiones y las pérdidas de sustancias peligrosas prioritarias.

- Para las aguas subterráneas:
  - Evitar o limitar la entrada de contaminantes en las aguas subterráneas y evitar el deterioro del estado de todas las masas de agua subterránea.
  - Proteger, mejorar y regenerar las masas de agua subterránea y garantizar el equilibrio entre la extracción y la recarga a fin de conseguir el buen estado de las aguas subterráneas.
  - Invertir las tendencias significativas y sostenidas en el aumento de la concentración de cualquier contaminante derivada de la actividad humana con el fin de reducir progresivamente la contaminación de las aguas subterráneas.

- Para las zonas protegidas:
  - Cumplir las exigencias de las normas de protección que resulten aplicables en una zona y alcanzar los objetivos ambientales particulares que en ellas se determinen.

- Los objetivos correspondientes a la legislación específica de las zonas protegidas no deben ser objeto de prórrogas u objetivos menos rigurosos.
- Para las masas de agua artificiales y masas de agua muy modificadas: proteger y mejorar las masas de agua artificiales y muy modificadas para lograr un buen potencial ecológico y un buen estado químico de las aguas superficiales.

A continuación, se tratan de forma específica varios conceptos o aspectos que fueron asentados por la DMA y que se consideran fundamentales para comprender la estrategia de protección de las masas de agua frente a las presiones ejercidas por la escorrentía viaria de este Manual:

- Zonas protegidas.
- Metodología IMPRESS.
- Evaluación del estado de las masas de agua y objetivos ambientales.
- Fuentes puntuales y fuentes difusas de contaminación.
- Sustancias peligrosas prioritarias.
- Enfoque combinado.

2.3.1.1 Zonas Protegidas

El Artículo 6 de la DMA hace referencia al registro de zonas protegidas y señala que debe establecerse uno o más registros de todas las zonas incluidas en cada demarcación hidrográfica que hayan sido declaradas objeto de una protección especial en virtud de una norma comunitaria específica relativa a la protección de sus aguas superficiales o subterráneas, o a la conservación de los hábitats y las especies que dependen directamente del agua.

Los planes hidrológicos incorporan un resumen del registro de zonas protegidas que incluye mapas indicativos de la ubicación de cada zona, información ambiental y estado de conservación, en su caso, y una descripción de la legislación comunitaria, nacional o local con arreglo a la cual haya sido designada.

Este registro comprende las siguientes zonas protegidas:

- Zonas de captación de agua para abastecimiento: serán zonas protegidas aquellas zonas en las que se realiza una captación de agua destinada a consumo humano, siempre que proporcione un volumen medio de al menos 10 metros cúbicos diarios o abastezca a más de cincuenta personas, así como, en su caso, los perímetros de protección delimitados. También serán zonas protegidas aquellas zonas que se vayan a destinar en un futuro a la captación de aguas para consumo humano y que hayan sido identificadas como tales en el plan hidrológico.

- Zonas de protección de especies acuáticas económicamente significativas.

- Masas de agua declaradas de uso recreativo, incluidas las zonas declaradas aguas de baño.

- Zonas vulnerables: en aplicación de las normas sobre protección de las aguas contra la contaminación producida por nitratos procedentes de fuentes agrarias.

- Zonas sensibles: que hayan sido declaradas sensibles en aplicación de las normas sobre tratamiento de las aguas residuales urbanas.

- Zonas de protección de hábitats o especies.

- Perímetros de protección de aguas minerales y termales aprobados de acuerdo con su legislación específica.

- Masas de agua superficial identificadas como reservas naturales fluviales de acuerdo con el plan hidrológico.

- Protección especial: zonas, cuencas o tramos de cuencas, acuíferos o masas de agua declarados de protección especial y recogidos en el plan hidrológico.

- Humedales de importancia internacional (Convenio de Ramsar) y zonas húmedas incluidas en el Inventario Nacional de Zonas Húmedas.

2.3.1.2 Metodología IMPRESS

La obligación de realizar la evaluación de presiones e impactos se establece en el Artículo 5 y en el Anexo II, apartados 1.4 a 2.5, de la DMA. La evaluación de la presiones e impactos se integra dentro de los estudios requeridos en el Artículo 5, que son el análisis de las características de la demarcación, el estudio de la repercusión de la actividad humana sobre el estado de las aguas superficiales y subterráneas, y el análisis económico del uso del agua.

El Anexo II, apartados 1.4 y 1.5 de la DMA, establece que la evaluación de presiones e impactos en aguas superficiales debe incluir las siguientes tareas:

- IDENTIFICACIÓN DE LAS PRESIONES (Anexo II 1.4)

  - El análisis debe centrarse en las presiones significativas.

  - Debe recopilarse, por lo menos, información sobre el tipo y la magnitud de las presiones.

  - Las presiones que se deben considerar son:
    - ✓ **Fuentes significativas de contaminación puntual.**
    - ✓ **Fuentes significativas de contaminación difusa.**
    - ✓ Extracciones de agua significativas y retornos.
    - ✓ Obras de regulación significativas.
    - ✓ Alteraciones morfológicas significativas.
    - ✓ Otras incidencias antropogénicas significativas.
    - ✓ Usos de suelo.

- ANÁLISIS DEL IMPACTO (Anexo II 1.5):
  - Se considera impacto al resultado de una presión sobre el estado de la masa de agua con los criterios de calidad previstos en la DMA.
  - **El análisis del impacto consiste en analizar la probabilidad de que una masa de agua no alcance los objetivos medioambientales** de la DMA.
  - Este análisis es una **evaluación de riesgo**.

Si existe RIESGO DE NO ALCANZAR LOS OBJETIVOS AMBIENTALES se deberá:

- Realizar una caracterización adicional.
- Optimizar los Programas de Seguimiento del Artículo 8 (redes de control).
- Optimizar los Programas de Medidas del Artículo 11.

2.3.1.3 Evaluación del Estado de las Masas de Agua y Objetivos Ambientales

El estado de una masa de agua es el grado de alteración que presenta respecto a sus condiciones naturales, y viene determinado por el peor valor de su estado químico y ecológico. La evaluación del estado es un proceso complejo que requiere un conjunto de tareas, entrelazadas entre sí que culminan en el diagnóstico sobre el estado de la masa de agua.

El estado ecológico es una expresión de la calidad de la estructura y el funcionamiento de los ecosistemas acuáticos asociados a las aguas superficiales en relación con las condiciones de referencia.

El estado químico es una expresión de la calidad de las aguas superficiales que refleja del grado de cumplimiento de las normas de calidad ambiental de las sustancias prioritarias y otros contaminantes.

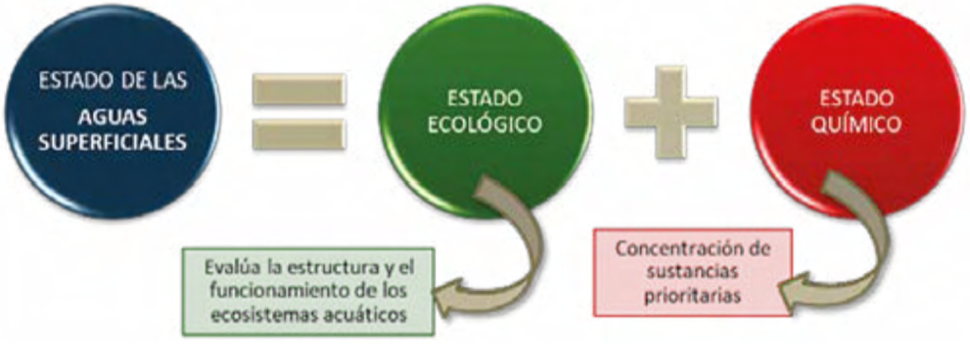


Figura 2-1. Evaluación del estado de las MSPF (MITERD, 2021)

La Directiva Marco de Aguas establece que todas las masas de agua deben alcanzar un buen estado y, las que estén además en zonas protegidas, deben alcanzar los requisitos adicionales que se establezcan en su normativa específica.

La DMA establece en su Artículo 4(3) unos objetivos ambientales para todas las masas de agua comunitarias con distintos criterios para:

- Masas de agua superficial (MSPF).
- Masas de agua subterránea (MSBT).
- Zonas protegidas (ZP).

El estado ecológico de las aguas se determine a partir de los elementos de calidad biológicos (EC-BIO). Los elementos de calidad hidromorfológicos (EC-HMF) y fisicoquímicos (EC-FQ) se denominan elementos soporte de los biológicos porque ambos deben garantizar el buen estado de los EC-BIO. El proyectista puede consultar la guía para la evaluación del estado de las aguas superficiales y subterráneas del MITERD para consultar todos los elementos de calidad (y los índices e indicadores) para evaluar el estado ecológico de las masas de agua.

Tabla 2-1. Evaluación del estado de las aguas continentales

Masa de Agua		Evaluación del Estado
MSPF	***Naturales***	**Estado Ecológico* Estado Químico****
	Muy Modificadas y Artificiales	**Potencial Ecológico Estado Químico**
MSBT		**Estado Químico Estado Cuantitativo*****
ZP		**Estado Ecológico Estado Químico Otros Requisitos**

*Estado ecológico: Evalúa la estructura y el funcionamiento de los ecosistemas acuáticos (elementos de calidad biológicos, fisicoquímico e hidromorfológicos).
*Estado químico; Concentración de sustancias prioritarias - Normas de Calidad Ambiental (NCA).
*Estado cuantitativo: Grado de afección por las extracciones directas e indirectas.

El estado de las masas de agua superficial queda determinado por el peor valor de su estado, o potencial ecológico, y de su estado químico; y se clasifica en "bueno" cuando cumple los objetivos ambientales de la DMA y "peor que bueno" cuando no se cumplen los objetivos ambientales de la DMA.

La DMA señala en su Artículo 4(1) (b) los objetivos ambientales que se consideran para una Masa de Agua Subterránea (MSBT):

- Prevenir el deterioro.
- Alcanzar el buen estado.

- Evitar una tendencia significativa y sostenida al aumento de la contaminación de las aguas subterráneas y alcanzar los objetivos específicos en las zonas protegidas de la DMA.

Figura 2-2. Metodología básica para valorar el estado de una masa de agua ((MITERD, 2021)

La DMA define el estado de las masas de agua subterráneas como "la expresión general del estado de una masa de agua subterránea, determinado por el peor valor de su estado cuantitativo y de su estado químico". El estado cuantitativo de la MSBT se define como 'una expresión del grado en que afectan a una masa de agua subterránea las extracciones directas e indirectas'. El estado químico se clasifica como bueno si no se presentan problemas de salinización y se cumplen las NCA, o como malo en caso contrario.

Figura 2-3. Evaluación del estado de las MSBT (MITERD, 2021)

Figura 2-4. Elementos e indicadores del estado químico (MITERD, 2021)

2.3.1.4 Sustancias Prioritarias y Sustancias Peligrosas Prioritarias

La política de protección de las aguas frente a la contaminación producida por sustancias químicas se basa en el riesgo que causa la presencia de un químico en el medio acuático y para la salud humana a través de él.

Figura 2-5. Metodología básica para la determinación del riesgo de una sustancia química (MITERD, 2021)

El riesgo de una sustancia es una consecuencia de la peligrosidad y la posibilidad de exposición:

- La peligrosidad viene determinada por las propiedades intrínsecas del compuesto, en particular, toxicidad, persistencia o capacidad de bioacumulación, o cualquier otra propiedad que suponga un riesgo análogo tal como ser disruptor endocrino, cancerígeno, etc.

- La exposición es la concentración en el medio acuático, tanto medida como previsible a tenor de los datos y modalidades de fabricación y uso.

La DMA presenta una lista indicativa de lo que, en general, se consideran los principales grupos de contaminantes del agua. Algunos de ellos son tóxicos, mientras que otros son nutrientes o sustancias que provocan el agotamiento del oxígeno.

Tiene especial interés una serie de sustancias prioritarias: las denominadas **Sustancias Prioritarias,** que incluye algunas sustancias peligrosas, en el ámbito de la política de aguas definida en el Anexo X de la DMA y revisada en la Directiva 2013/39/UE ("por la que se modifican las Directivas 2000/60/CE y 2008/105/CE en lo que respecta a las sustancias prioritarias en el ámbito de la política de aguas").

Algunas de ellas son contaminantes típicos del tráfico y la carretera, como los HAP y los metales pesados.

En relación con la evaluación del estado, los contaminantes específicos de cuenca y las **sustancias preferentes** son indicadores del estado ecológico, y las sustancias prioritarias y los otros contaminantes son indicadores del estado químico. Esto es debido que, durante el proceso de implantación de la DMA los EEMM decidieron que, en

aras de la comparabilidad entre los países de la UE, el estado químico debía evaluarse con la misma NCA en toda Europa, por ello sólo computan para el estado químico las sustancias prioritarias y los otros contaminantes.

Figura 2-6. Jerarquías de sustancias químicas según la DMA (MITERD, 2021)

Tabla 2-2. Medidas de protección frente a contaminantes (MITECORD, 2021)

Computa para el …	Tipo	Protección del Estado			
		Ámbito de Protección	Medidas	Seguimiento	Vigencia de la NCA
Estado ecológico	Contaminante específico	Nacional, demarcación hidrográfica, regional o local	Efecto combinado	Contaminantes vertidos en cantidades significativas	Nacional, demarcación hidrográfica, regional o local
	Sustancia preferente				
Estado químico	Sustancia prioritaria	Unión Europea	Efecto combinado y reducción progresiva de vertidos, emisiones y pérdidas	Todas las sustancias prioritarias vertidas, esto es, cualquier vertido, emisión o pérdida posible.	Unión Europea
	Sustancias peligrosas prioritarias		Efecto combinado e interrupción o supresión gradual de vertidos, emisiones y pérdidas		
	Otros contaminantes		Su uso está prohibido, persisten en el medio por fuentes incontroladas o históricas		

El riesgo puede extenderse a todas las aguas de la UE, a España, o a una Demarcación Hidrográfica concreta. Si es en toda la UE la sustancia es prioritaria; si es en España, es preferente; y si es en una Demarcación hidrográfica es un **contaminante específico de cuenca:**

- Las **sustancias prioritarias** y los otros contaminantes se regulan a través de las NCA del anexo IV del RDSE, estas normas son europeas y aplican por igual a todos los EEMM.

- Los **contaminantes específicos** de cuenca se regulan a través de una NCA que se calcula en cada demarcación hidrográfica con el procedimiento descrito en el Anexo VII del RDSE y su ámbito de aplicación es el territorio de la demarcación.

- Las NCA de las **sustancias preferentes** se recogen en el Anexo V de la DMA y su ámbito de aplicación es nacional.

2.3.1.5 Fuentes Puntuales y Fuentes Difusas

En el Anexo II de la DMA, se establecen las tareas necesarias para realizar la identificación de las presiones, apartado 1.4, y para la evaluación de los impactos, apartado 1.5.

Respecto a la identificación de las presiones, en la directiva se estable que los estudios deben centrarse en las presiones significativas, recopilando información sobre el tipo y magnitud de estos. Entre las presiones que se deben considerar significativas se establecen las **fuentes de contaminación puntual y las fuentes de contaminación difusa**.

En lo que respecta a las presiones, la DMA establece que en los planes hidrológicos de cuenca se deben determinar las presiones significativas sobre el estado de las aguas superficiales y subterráneas (DMA, Anexo VII, A.2.), incluida una estimación de las fuentes de contaminación puntuales y difusas, sus concentraciones y cargas, con el fin de garantizar la aplicación de los **valores límite de emisión (VLE)** correspondientes.

Con el de establecer una metodología común en Europa para establecer qué es "presión significativa" la UE elaboró un "Manual para la identificación de las presiones y análisis del impacto en aguas superficiales". El manual presenta una tabla de «valores umbral para identificar las presiones significativas procedentes de fuentes puntuales» y otra de fuentes difusas.

La "*Guidance Document nº 3. Analysis of Pressures and Impacts*" es más completa a la hora de identificar presiones e impactos. En presiones significativas de fuentes puntuales relacionadas con los vertidos en tiempo de lluvia identifica los "*Storm water and emergency overflows*" y en presiones significativas de fuentes difusas identifica las generadas por el "*urban drainage (including runoff)*", que incluiría: "*industrial/commercial estates, urban areas (including sewer networks), airports, trunk roads, railway tracks and facilities*" y "*harbours*".

Estas tablas también figuran en el documento guía que se elaboró en España. El documento español es relativamente corto. Considera como presiones del tipo "fuentes puntuales" los "vertidos urbanos de poblaciones mayores de 2000 h-e" y cita como último parámetro **"efectos de la escorrentía urbana"**, lo cual implica que los vertidos en tiempo de lluvia deben ser considerados, tanto las DSU como los procedentes de los sistemas drenaje pluvial.

Tabla 2-3. Fuentes difusas de contaminación significativas según la primera referencia elaborada por la UE, vinculadas al transporte

GRUPO 2) FUENTES DIFUSAS DE CONTAMINACIÓN		
Tipo	**Actividades Incluidas**	**Umbral**
1) Aeropuertos	Aeropuertos	% de área usada
2) Vías de transporte	Redes viarias, ferroviarias y terrenos asociados **Autopistas, autovías y terrenos asociados** Complejos ferroviarios Zonas portuarias	% de área usada
6) Zonas urbanas	Tejido urbano continuo Tejido urbano discontinuo Estructura urbana abierta Urbanizaciones exentas y/o ajardinadas Zonas en construcción Zonas verdes urbanas	% de área usada
11) Gasolineras	Construcción anterior a Oct-1994 Proximidad a la MAS < x m	
MAGNITUD DE LA PRESIÓN		
– % de área usada en la actividad analizada respecto a la cuenca de drenaje de la masa de agua. – Proximidad a la masa de agua superficial.		

En cuanto a fuentes difusas la especifica como presiones significativas las autopistas y autovías, (utiliza como umbral el % de terreno ocupado) y fija como parámetros el porcentaje respecto a la cuenca y el tipo de contaminantes, en especial hidrocarburos, PAHs, Plomo y herbicidas.

El Anexo IX de la DMA empezó a definir los VLE y la calidad ambiental basándose en varias directivas. La Directiva 2008/105/CE "relativa a las normas de calidad ambiental en el ámbito de la política de aguas" "modificó y posteriormente derogó las Directivas del Consejo 82/176/CEE (vertidos de mercurio), 83/513/CEE (vertidos de cadmio), 84/156/CEE (Directiva sobre el mercurio), 84/491/CEE (vertidos de hexaclorociclohexano), 86/280/CEE (vertidos de sustancias peligrosas), modificando así también la DMA. **La Directiva 2013/39/UE modificó las Directivas 2000/60/CE y 2008/105/CE** en lo que respecta a las sustancias prioritarias en el ámbito de la política de aguas".

Otros VLE se establecen en otras directivas (como se indica en el Artículo 16 de la DMA): entre ellas, la Directiva 2010/75/UE **"sobre las emisiones industriales (prevención y control integrados de la contaminación)"**, la **Directiva 91/271/CEE** "sobre el tratamiento de las **aguas residuales urbanas**" y la **Directiva 91/676/CEE** "relativa a la protección de las aguas contra la contaminación producida por **nitratos** utilizados en la agricultura".

En cuanto a las emisiones de **fuentes puntuales**, el Artículo 10 establece que los Estados miembros garantizarán la aplicación de **controles de emisión en todos los vertidos a las aguas superficiales, basados en las mejores tecnologías disponibles o en los VLE pertinentes establecidos en las Directivas mencionadas en la sección 2.1.2.** En cuanto

a las emisiones de **fuentes difusas**, el Artículo 10 también establece que los Estados miembros **velarán por que los controles incluyan, cuando sea necesario, las mejores prácticas medioambientales.**

Asimismo, el Artículo 16 establece que el Parlamento Europeo y el Consejo adoptarán medidas específicas contra la **contaminación de las aguas causada por determinados contaminantes o grupos de contaminantes que representen un riesgo significativo** para el medio acuático o a través de él, incluidos los riesgos para las aguas utilizadas para la captación de agua potable. Para estos contaminantes, las medidas tendrán por objeto la reducción progresiva y, para las **sustancias peligrosas prioritarias, el cese o la supresión gradual de los vertidos, las emisiones y las pérdidas.**

La identificación y priorización para la acción de estas sustancias (definidas en el Anexo X de la DMA y sustituidas por el Anexo II de la Directiva 2013/39/UE) se basa en pruebas relativas al peligro intrínseco de la sustancia en cuestión y, en particular, a su ecotoxicidad acuática y toxicidad humana a través de vías de exposición acuáticas. También se tienen en cuenta las pruebas procedentes del seguimiento de la contaminación ambiental generalizada y otros factores probados que puedan indicar la posibilidad de una contaminación ambiental generalizada, como el volumen de producción o uso de la sustancia en cuestión y las pautas de uso.

El régimen regulador consiste en un sistema de autorización, junto con un control ambiental para garantizar que **la contaminación por sustancias peligrosas no supere las Normas de Calidad Ambiental (NCA)** en el agua (definidas en el Anexo X de la DMA y revisadas en la Directiva 2013/39/UE).

La **Directiva 2013/39/UE,** relativa a las normas de calidad ambiental en el ámbito de la política de aguas, define en su Anexo I las NCA para las sustancias prioritarias y otros contaminantes determinados, y en su Anexo II presenta la lista de sustancias prioritarias en el ámbito de la política de aguas.

El Artículo 4 (7) de la DMA establece que los Estados miembros no infringirán esta Directiva cuando la no prevención del deterioro de una masa de agua superficial de un estado superior a un buen estado sea el resultado de nuevas actividades de desarrollo humano sostenible, considerando que se cumplen algunas condiciones especificadas.

2.3.1.6 Enfoque Combinado

La Directiva 2000/60/CE establece que los Estados miembros velarán por que todos los vertidos en las aguas superficiales mencionados en su apartado 2 se controlen con arreglo al **"enfoque combinado" (o planteamiento combinado).**

Los Estados miembros velarán por el establecimiento y/o la aplicación de:

a) los controles de emisión basados en las **mejores técnicas disponibles**, o

b) los **valores límite de emisión** que correspondan, o

c) en el caso de impactos difusos, los controles, incluidas, cuando proceda, las **mejores prácticas medioambientales**,

Si un objetivo de calidad o una norma de calidad establecidos en virtud de la DMA, de las Directivas enumeradas en su Anexo IX, o de cualquier otro acto legislativo comunitario, exige condiciones más estrictas que las que originaría la aplicación del apartado 2, se establecerán controles de emisión más rigurosos en consecuencia.

El Artículo 100.2 del texto refundido de la Ley de Aguas, obliga a la aplicación del enfoque combinado en la redacción de las autorizaciones de vertido, como se mostrará posteriormente.

2.3.2 Directiva de Protección de las Aguas Subterráneas Contra la Contaminación y el Deterioro

La Directiva 2006/118/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, relativa a la protección de las aguas subterráneas contra la contaminación y el deterioro, fue promulgada el de 12 de diciembre de 2006.

Objetivo de esta Directiva:

- Está diseñada para prevenir y luchar contra la contaminación de las aguas subterráneas en la Unión Europea (UE).

- Incluye tanto medidas de evaluación del estado químico de las aguas como medidas para reducir la presencia de contaminantes.

La Directiva incluye:

- Criterios para evaluar el **estado químico** de las aguas.

- Criterios para determinar tendencias al aumento significativas y sostenidas de concentraciones de contaminantes en las aguas subterráneas y definir puntos de partida de inversión de dichas tendencias.

- Prevención y limitación de los vertidos indirectos de contaminantes en las aguas subterráneas (como resultado de su filtración a través del suelo o del subsuelo).

Las aguas se consideran en **buen estado químico** si:

- La concentración medida o prevista de nitratos no supera los 50 mg/L y la de ingredientes activos de plaguicidas, de sus metabolitos y de los productos de reacción no supera el 0,1 µg/L (0,5 µg/l para el total de los plaguicidas medidos).

- La concentración de determinadas sustancias de riesgo es inferior al valor umbral fijado por los países de la UE; se trata, como mínimo, del arsénico, cadmio, plomo, mercurio, amonio, cloruro, sulfatos, nitrito, fósforo (total)/fosfatos, tricloroetileno y tetracloroetileno, así como la conductividad (la conductividad eléctrica del agua permite medir las concentraciones de los diferentes minerales disueltos en ellas.

- La concentración de cualquier otro contaminante se ajusta a la definición de buen estado químico enunciada en el Anexo V de la DMA.

- En caso de superarse el valor correspondiente a una norma de calidad o a un valor umbral, una investigación confirma, entre otros puntos, la falta de riesgo significativo para el medio ambiente.

Sobre la presencia de contaminantes en las aguas subterráneas establece:

- A más tardar el 22 de diciembre de 2008, los países de la UE debían establecer un valor umbral para cada contaminante detectado en sus aguas subterráneas consideradas de riesgo. Como mínimo, debían fijar valores umbral la lista de contaminantes indicada anteriormente. Para cada contaminante de la lista se adjuntan datos (tal como se definen en el Anexo III de esta Directiva) sobre las masas de aguas subterráneas que, de acuerdo con el análisis de sus características, presentan un riesgo, así como datos sobre la fijación de los valores umbral. Estos valores umbral deben presentarse en los planes de gestión de las demarcaciones hidrográficas previstas por la Directiva marco sobre la política de aguas. En 2010, en función de la información facilitada por los países de la UE, la Comisión Europea publicó un informe.

- Los países de la UE ponen de manifiesto cualquier tendencia al aumento significativa y sostenida de las concentraciones de contaminantes en las aguas subterráneas. Para ello, elaboran un programa de vigilancia teniendo en cuenta el Anexo IV de esta Directiva.

- Con arreglo al Anexo IV de la Directiva, los países de la UE deben determinar asimismo el punto de partida para invertir las tendencias al aumento. Las inversiones de tendencia se refieren en particular a las concentraciones que afectan a los ecosistemas acuáticos asociados, a los ecosistemas terrestres directamente dependientes, a la salud humana o a los usos legítimos del entorno acuático.

Sobre la prevención y limitación de los vertidos de contaminantes establece:

- El programa de medidas de cada demarcación hidrográfica, elaborado en virtud de la DMA, debe incluir la **prevención de los vertidos indirectos de todos los contaminantes, especialmente de las sustancias peligrosas indicadas en los puntos 1 a 6 del Anexo VIII de la DMA,** así como las sustancias mencionadas en los puntos 7 a 9 de este Anexo si se consideran peligrosas. Por otra parte, los contaminantes que no estén registrados como peligrosos también deben ser objeto de medidas de limitación si presentan un riesgo real o potencial de contaminación.

- Excepto en los casos en que otra legislación de la UE establezca normas más estrictas, las medidas de prevención pueden excluir, entre otros puntos, las consecuencias de los vertidos directos autorizados, los contaminantes presentes en cantidades tan reducidas que no supongan riesgo alguno, las consecuencias de situaciones de fuerza mayor o los contaminantes derivados de vertidos que, en opinión de las autoridades competentes, no puedan desde un punto de vista técnico prevenirse o limitarse sin la utilización de medidas que aumentarían los riesgos para la salud humana o el medio ambiente, o que tendrían un coste desproporcionado.

Esta directiva fue modificada por la Directiva 2014/80/UE de la Comisión, de 20 de junio de 2014, que modifica el Anexo II. Entre otros aspectos, establece que cuando se

produzcan elevados niveles de referencia de sustancias o iones, o de sus indicadores, debidos a motivos hidrogeológicos naturales, a la hora de establecer los valores umbral se tendrán en cuenta esos niveles de referencia de la masa de agua subterránea de que se trate.

2.3.3 Directiva Sobre Gestión de Riesgos de Inundación

La Directiva sobre gestión de los riesgos de inundación (2007/60/CE) establece un marco para la evaluación y gestión de los riesgos de inundación, con el objetivo de reducir las consecuencias adversas para la salud humana, el medio ambiente, el patrimonio cultural y la actividad económica asociadas a las inundaciones en la Comunidad Europea.

El Artículo 4 establece que los Estados miembros realizarán, para cada demarcación hidrográfica, unidad de gestión o parte de una demarcación hidrográfica internacional situada en su territorio, una evaluación preliminar del riesgo de inundación basada en la información disponible o que pueda obtenerse fácilmente, como registros y estudios sobre la evolución a largo plazo. En particular, deben tenerse en cuenta los efectos del cambio climático en la ocurrencia de inundaciones.

En esta Directiva no se hace referencia directa a la contaminación por escorrentía de las carreteras, pero los tramos de carretera propensos a los efectos de las inundaciones (que se encuentran dentro de Zonas con Riesgo Potencial Significativo de Inundación) pueden dar lugar a un aumento de los caudales que entran en la masa de agua receptora, con movilización de contaminantes desde la superficie de la carretera, o los sistemas de tratamiento, a las masas de agua adyacentes.

2.3.4 Directiva Relativa a la Evaluación de las Repercusiones de Determinados Proyectos Públicos y Privados Sobre el Medio Ambiente

La Directiva 2014/52/UE del Parlamento Europeo y del Consejo, relativa a la **evaluación de las repercusiones de determinados proyectos públicos y privados sobre el medio ambiente** fue promulgada el 16 de abril de 2014, y modificaba la Directiva 2011/92/UE.

Con la Directiva 2011/92/UE del Parlamento Europeo y del Consejo se armonizó los principios de la evaluación de impacto ambiental de los proyectos, mediante la introducción de requisitos mínimos relacionados con el tipo de proyectos sujetos a evaluación, las principales obligaciones de los promotores, el contenido de la evaluación y la participación de las autoridades competentes y del público, y pretendía contribuir a garantizar un nivel elevado de protección del medio ambiente y la salud humana; teniendo los Estados miembros libertad para establecer medidas de protección más estrictas.

Sin embargo, tras quedar subrayada la necesidad de mejorar los principios de la evaluación de impacto ambiental de los proyectos y de adaptar la Directiva 85/337/CEE al contexto político, jurídico y técnico se procedió a la modificación mediante la Directiva 2014/52/UE.

Se consideran modificaciones significativas vinculadas a la gestión de las aguas pluviales en viales las siguientes (Actualidad Jurídica, 2024):

- Se incluyen como elementos importantes en los procesos de evaluación y toma de decisiones cuestiones medioambientales, como la eficiencia en el uso de los recursos (suelo, la tierra, el agua) y la sostenibilidad de estos, la protección de la biodiversidad, el cambio climático, y los riesgos de accidentes y catástrofes. Además, conforme esta nueva versión de la Directiva, **los proyectos públicos y privados deben tener en cuenta y limitar sus repercusiones sobre el terreno, especialmente su ocupación, y sobre el suelo, en particular la materia orgánica, la erosión, la compactación y el sellado;** entre otros.

- Con el fin de garantizar un nivel elevado de protección del medio ambiente y de la salud humana, se introduce que los procedimientos de comprobación previa y de evaluación del impacto ambiental deben tener en cuenta **los impactos del proyecto de que se trate en su conjunto, incluidos, si procede, su subsuperficie y su subsuelo, durante las fases de construcción y explotación y, si procede, de demolición.**

- A fin de llegar a una evaluación completa de los efectos directos e indirectos de un proyecto en el medio, se incluye que la autoridad competente debe emprender un análisis examinando el fondo de la información facilitada por el promotor y la obtenida mediante consultas, así como examinar la información adicional cuando resulte conveniente.

- Además, se concreta la información que el promotor ha de facilitar, a fin de que la autoridad competente pueda llegar a determinar si proyectos del Anexo II de la Directiva 2011/92/UE, sus modificaciones o extensiones deben someterse a una evaluación de impacto ambiental.

- Así mismo, se adaptan y precisan los criterios de selección contenidos en el Anexo III de la Directiva que los Estados han de tener en cuenta para determinar qué proyectos han de ser objeto de una evaluación de impacto ambiental en función de sus efectos significativos en el medio ambiente. Además, se prescribe que las autoridades competentes de los Estados han de indicar los criterios más pertinentes a considerarse a la hora de determinar si los proyectos pueden tener efectos significativos en el medio ambiente.

- A partir de la publicación de esta **Directiva la autoridad competente deberá emitir, cuando se lo solicite el promotor, un dictamen sobre el contenido y el nivel de detalle de la información medioambiental que debe presentarse en forma de informe de evaluación de impacto ambiental (delimitación del campo)**; el informe de impacto ambiental que ha de presentar el promotor para un proyecto deberá contener una mejor información y una descripción de alternativas razonadas y estudiadas, y en todo caso ha de tratarse de datos completos y ser de suficiente calidad; la autoridad deberá justificar su decisión de conceder la autorización de un proyecto, indicando que ha tenido en cuenta los resultados de las consultas efectuadas y la información recabada pertinente.

- Se efectúa un **mayor hincapié en la obligación de los Estados de velar porque se apliquen medidas de mitigación y compensación**, y por el establecimiento de procedimientos adecuados relativos al seguimiento de los efectos adversos significativos sobre el medio con el objetivo, entre otros, de identificar efectos adversos significativos imprevistos para que se puedan adoptar medidas

correctoras adecuadas. Además, los Estados han de velar porque las diversas etapas de la evaluación se lleven a cabo en un plazo razonable; por lograr reducir la complejidad administrativa y aumentar la rentabilidad; además, de fijar un régimen de sanciones.

2.4 LEGISLACIÓN ESTATAL DE REFERENCIA

Los textos principales que determinan la gestión de las aguas a nivel estatal, coherentes con la legislación europea, que permiten establecer los objetivos ambientales de la DMA y preservar el buen estado de las masas de agua son los siguientes:

- Real Decreto Legislativo 1/2001, de 20 de julio, por el que se aprueba el **texto refundido de la Ley de Aguas.**

- Real Decreto 849/1986, de 11 de abril, por el que se aprueba el **Reglamento del Dominio Público Hidráulico**, que desarrolla los títulos preliminar I, IV, V, VI y VII de la Ley 29/1985, de 2 de agosto, de Aguas.

- Real Decreto 907/2007, de 6 de julio, por el que se aprueba el **Reglamento de la Planificación Hidrológica.**

- Orden ARM/2656/2008, de 10 de septiembre, por la que se aprueba la **Instrucción de Planificación Hidrológica.**

- Real Decreto 1514/2009, de 2 de octubre, por el que se regula la **protección de las aguas subterráneas** contra la contaminación y el deterioro.

- Real Decreto 817/2015, de 11 de septiembre, por el que se establecen los criterios de **seguimiento y evaluación del estado de las aguas superficiales y las normas de calidad ambiental.**

- Real Decreto 35/2023, de 24 de enero, por el que se aprueba la **revisión de los planes hidrológicos** de las demarcaciones hidrográficas del Cantábrico Occidental, Guadalquivir, Ceuta, Melilla, Segura y Júcar, y **de la parte española de las demarcaciones hidrográficas del Cantábrico Oriental**, Miño-Sil, Duero, Tajo, Guadiana y Ebro.

- Real Decreto 665/2023, de 18 de julio, por el que se **modifica el Reglamento del Dominio Público Hidráulico,** aprobado por Real Decreto 849/1986, de 11 de abril; el Reglamento de la Administración Pública del Agua, aprobado por Real Decreto 927/1988, de 29 de julio; y el Real Decreto 9/2005, de 14 de enero, por el que se establece la relación de actividades potencialmente contaminantes del suelo y los criterios y estándares para la declaración de suelos contaminados.

- Real Decreto 903/2010, de 9 de julio, de **evaluación y gestión de riesgos de inundación**.

- Real Decreto 197/2023, de 21 de marzo, por el que se aprueba la revisión y actualización del plan de gestión del **riesgo de inundación de la parte española de la demarcación hidrográfica del Cantábrico Oriental**.

- Ley 9/2018, de 5 de diciembre, por la que se modifica la **Ley 21/2013, de 9 de diciembre, de evaluación ambiental**, la Ley 21/2015, de 20 de julio, por la que se modifica la Ley 43/2003, de 21 de noviembre, de Montes y la Ley 1/2005, de 9 de marzo, por la que se regula el régimen del comercio de derechos de emisión de gases de efecto invernadero.

- Orden FOM/298/2016, de 15 de febrero, por la que se aprueba la **norma 5.2 - IC drenaje superficial de la Instrucción de Carreteras**.

El marco normativo para la definición de los objetivos ambientales viene definido por la Directiva Marco del Agua (DMA), transpuesta al ordenamiento jurídico español mediante el Texto refundido de la Ley de Aguas (TRLA) y el Reglamento de Planificación Hidrológica (RPH). Además, el Reglamento del Dominio Público Hidráulico no es ajeno al establecimiento de objetivos ambientales. Finalmente, a un nivel más detallado, la Instrucción de Planificación Hidrológica (IPH) establece los contenidos de la normativa y define la metodología para su aplicación. De la obligada integración en cascada de la legislación, se concluye fácilmente que **el principal instrumento de la DMA para conseguir los objetivos ambientales son los Planes Hidrológicos de Cuenca**.

Por otro lado, el **Real Decreto 817/2015 establece los criterios de seguimiento y evaluación del estado de las aguas superficiales (RDSE) y las normas de calidad ambiental (NCA), y viene a completar la transposición de la DMA de manera completa**.

Las medidas relativas a la protección del estado de las masas de agua frente a vertidos se autorizan conforme al artículo 245.3 del Reglamento del Dominio Público Hidráulico (RDPH), bajo una autorización de vertido cuyo objeto es la consecución de los objetivos ambientales. Las autorizaciones de vertido se fijan teniendo en cuenta las normas de calidad ambiental (NCA) y los valores límite de emisión (VLE) establecidos en la normativa en materia de aguas ("enfoque combinado" de la DMA).

La consecución de los objetivos ambientales generales de las aguas superficiales (Artículo 92 bis TRLA) implica que los diferentes indicadores del estado no deben desviarse significativamente de las condiciones inalteradas, o condiciones de referencia, para permitir la consecución de un buen estado ecológico, o un buen potencial ecológico. Las condiciones de referencia son un estado en el presente o en el pasado que corresponde a bajos niveles, o ausencia, de presión e impacto antrópico.

Como ya se ha comentado, el estado ecológico de las aguas expresa la calidad de la estructura y el funcionamiento de los ecosistemas acuáticos de las aguas superficiales (ríos, estuarios, humedales). La red de seguimiento del estado ecológico de las masas de agua de la CAPV se integra en el programa de seguimiento (PDS), que incluyen el análisis de las aguas superficiales (ríos, aguas de transición, aguas costeras, lagos y zonas húmedas), de las aguas subterráneas y de las zonas protegidas de la CAPV. Su objetivo consiste en ofrecer una visión general coherente y completa del estado de las masas de agua, determinar cuál es el grado de cumplimiento de los objetivos medioambientales para cada masa de agua y determinar el grado de eficacia de las medidas establecidas en los Planes Hidrológicos para su mejora ambiental.

El estado químico se define como una expresión de la calidad de las aguas superficiales que refleja el grado de cumplimiento de las NCA de las sustancias prioritarias y otros contaminantes del Anexo IV del RDSE, una lista de 45 sustancias reguladas a nivel

europeo por ser consideradas tóxicas, persistentes y biodisponibles en el medio natural.

El **Anexo VI del RDSE incluye la relación de sustancias contaminantes que deben ser identificadas y reguladas dentro de cada Demarcación Hidrográfica. El apéndice 12 de la normativa del tercer ciclo del Plan Hidrológico del Cantábrico Oriental incluye en el apéndice 12 los valores de referencia en el Dominio Público Hidráulico para el cumplimiento de los objetivos ambientales aguas abajo de los vertidos.**

2.4.1 Estrategia de Protección de las Masas de Agua Frente a Vertidos

A continuación, se tratan de forma específica varios conceptos o aspectos que figuran en la legislación listada anteriormente y que se consideran fundamentales para comprender la estrategia de protección de las masas de agua frente a las presiones ejercidas por la escorrentía viaria:

- Enfoque combinado.
- Vertidos al dominio público hidráulico.

2.4.1.1 El Enfoque Combinado

El "enfoque combinado" a aplicar para la protección y mejora de las masas de agua, preconizado por la DMA, es recogido en el Real Decreto 907/2007, de 6 de julio, por el que se aprueba el **Reglamento de la Planificación Hidrológica**, en sus artículos 45 y 45 bis (en el TRLA no aparece).

> *Artículo 45. Medidas para aplicar la legislación sobre protección del agua.*
>
> *1. Serán todas aquellas medidas necesarias para garantizar el cumplimiento de los objetivos establecidos en la normativa comunitaria sobre protección del agua que se recoge en el anexo III, conforme a la incorporación de esta realizada por el Derecho español.*
>
> *2. **El plan hidrológico recogerá todas estas medidas**, incluyendo de forma separada las relacionadas con el agua de consumo humano.*
>
> *3. Asimismo, el plan hidrológico incluirá los planes y programas que las administraciones competentes hayan desarrollado para cumplir con la legislación sobre protección del agua, incluyendo, en particular, los relativos a saneamiento y depuración de aglomeraciones urbanas y los programas de actuación en las zonas vulnerables a la contaminación por nitratos.*
>
> *Artículo 45 bis. **Medidas para aplicar el planteamiento combinado respecto de las fuentes puntuales y difusas**.*
>
> *1. Las demarcaciones hidrográficas velarán por que todos los vertidos en las aguas superficiales mencionados en el apartado siguiente se controlen con arreglo al **planteamiento combinado.***

2. Para ello se tendrá en cuenta el establecimiento o la aplicación de:

a) Los controles de emisión basados en las mejores técnicas disponibles, o

b) los valores límite de emisión que correspondan, o

c) en el caso de impactos difusos, los controles, incluidas, cuando proceda, las mejores prácticas medioambientales.

3. Los requisitos del apartado 2 quedan establecido en:

a) Real Decreto Legislativo 1/2001, de 20 de julio, por el que se aprueba el texto refundido de la Ley de Aguas.

b) La Ley 16/2002, de 1 de julio, de Prevención y el Control integrados de la contaminación.

c) El Real Decreto-ley 11/1995, de 28 de diciembre, por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas y el Real Decreto 509/1996, de 15 de marzo, de desarrollo del Real Decreto-ley 11/1995, de 28 de diciembre, por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas.

d) El Real Decreto 261/1996, de 16 de febrero, sobre protección de las aguas contra la contaminación producida por los nitratos procedentes de fuentes agrarias.

e) El Real Decreto 817/2015, de 11 de septiembre por el que se establecen los criterios de seguimiento y evaluación del estado de las aguas superficiales y las normas de calidad ambiental.

f) Cualquier otra norma pertinente.

4. Si el objetivo de calidad o una norma de calidad establecidos en virtud del artículo 35 o de cualquier otra norma exige condiciones más estrictas que las que originaría la aplicación del apartado 2 y 3, se establecerán controles de emisión más rigurosos en Consecuencia.

2.4.1.2 Vertidos al Dominio Público Hidráulico

El Artículo 100 del **Texto Refundido de la Ley de Aguas define el concepto de "vertido":**

Artículo 100. Concepto.

1. A los efectos de la presente Ley, ***se considerarán vertidos los que se realicen directa o indirectamente en las aguas continentales, así como en el resto del dominio público hidráulico, cualquiera que sea el procedimiento o técnica utilizada. Queda prohibido, con carácter general, el vertido directo o indirecto de aguas y de productos residuales susceptibles de contaminar las aguas continentales o cualquier otro elemento del dominio público hidráulico, salvo que se cuente con la previa autorización administrativa.***

2. La autorización de vertido tendrá como objeto la consecución de los objetivos medioambientales establecidos en los planes hidrológicos. ***Dichas autorizaciones se otorgarán teniendo en cuenta las mejores técnicas disponibles y de acuerdo con las normas de calidad ambiental y los límites de emisión fijados reglamentariamente.*** *Se establecerán condiciones de vertido más rigurosas cuando el cumplimiento de los objetivos medioambientales así lo requiera.*

La autorización de vertido podrá también contemplar la calidad del agua requerida para otros usos situados aguas abajo del punto de vertido, exigiendo objetivos más rigurosos cuando, de acuerdo con lo dispuesto en el artículo 109 quinquies.1, el plan hidrológico de la demarcación determine que es necesario incentivar la reutilización de las aguas.

4. Cuando se otorgue una autorización o se modifiquen sus condiciones, podrán establecerse plazos y programas de reducción de la contaminación para la progresiva adecuación de las características de los vertidos a los límites que en ella se fijen.

5. La autorización de vertido no exime de cualquier otra que sea necesaria, conforme a otras leyes para la actividad o instalación de que se trate.

Se considera también de interés revisar los aspectos vinculados a la autorización de vertido, Artículo 101, de la **Ley de Aguas:**

Artículo 101. Autorización de vertido.

1. Las autorizaciones de vertidos establecerán las condiciones en que deben realizarse, en la forma que reglamentariamente se determine.
En todo caso, deberán especificar las instalaciones de depuración necesarias y los elementos de control de su funcionamiento, así como los límites cuantitativos y cualitativos que se impongan a la composición del efluente y el importe del canon de control del vertido definido en el artículo 113.

2. Las autorizaciones de vertido corresponderán a la Administración hidráulica competente, salvo en los casos de vertidos efectuados en cualquier punto de la red de alcantarillado o de colectores gestionados por las Administraciones autonómicas o locales o por entidades dependientes de las mismas, en los que la autorización corresponderá al órgano autonómico o local competente.

3. Las autorizaciones de vertido tendrán un plazo máximo de vigencia de cinco años, renovables sucesivamente, siempre que cumplan las normas de calidad y objetivos ambientales exigibles en cada momento. En caso contrario, podrán ser modificadas o revocadas de acuerdo con lo dispuesto en los artículos 104 y 105.

Son de interés también las especificaciones del "Real Decreto 849/86, de 11 de abril, por el que se aprueba el **Reglamento del Dominio Público Hidráulico** que desarrolla los Títulos Preliminar, I, IV, V, VI Y VII de la Ley 29/85, de 2 de agosto, de Aguas", sobre vertidos.

Artículo 245. Autorización.

1. A los efectos de la Ley de Aguas, se consideran vertidos los que se realicen directa o indirectamente en las aguas continentales, así como en el resto del dominio público hidráulico, cualquiera que sea el procedimiento o técnica utilizada.

*Son **vertidos directos** los que se produzcan como consecuencia de la emisión directa de contaminantes a las aguas continentales o a cualquier otro elemento del dominio público hidráulico, así como la descarga de contaminantes en el agua subterránea mediante inyección sin percolación a través del suelo o del subsuelo.*

*Son **vertidos indirectos** tanto los realizados en aguas superficiales a través de azarbes, redes de colectores de recogida de aguas residuales o de aguas pluviales o por cualquier otro medio de desagüe, o a cualquier otro elemento del dominio público hidráulico, **así como los realizados en aguas subterráneas mediante filtración a través del suelo o del subsuelo**.*

*2. **Queda prohibido con carácter general el vertido directo o indirecto de aguas y productos residuales susceptibles de contaminar las aguas continentales o cualquier otro elemento del dominio público hidráulico, salvo que se cuente con la previa autorización.** Dicha autorización corresponde a la administración hidráulica competente, salvo en los casos de vertidos efectuados en cualquier punto de la red de alcantarillado o de colectores gestionados por las Administraciones autonómicas o locales o por entidades dependientes de las mismas, en los que la autorización corresponderá al órgano autonómico o local competente.*

3. La autorización de vertido tendrá como objeto la consecución de los objetivos medioambientales establecidos. Dichas autorizaciones se otorgarán teniendo en cuenta las mejores técnicas disponibles y de acuerdo con las normas de calidad ambiental y los límites de emisión establecidos en este reglamento y en el resto de la normativa en materia de aguas. Se establecerán condiciones de vertido más rigurosas cuando el cumplimiento de los objetivos medioambientales así lo requiera, pudiendo, en su caso, también contemplar la calidad del agua requerida para otros usos situados aguas abajo del punto de vertido. Estas normas y objetivos podrán ser concretados para cada cuenca por el respectivo plan hidrológico, de acuerdo con lo dispuesto en el artículo 100.2 del TRLA.

4. Los vertidos indirectos a aguas superficiales con especial incidencia para la calidad del medio receptor, según los criterios señalados en el apartado anterior, han de ser informados favorablemente por el organismo de cuenca previamente al otorgamiento de la preceptiva autorización.

*Artículo 251 bis. Determinación de los **valores límite de emisión en vertidos**.*

El caudal y los valores límite de emisión del efluente de los vertidos procedentes de estaciones de depuración de aguas residuales se determinarán con arreglo al enfoque combinado, a tal efecto:

a) Se exigirán valores límite de emisión de conformidad con las mejores técnicas disponibles, establecidas de acuerdo con el texto refundido de la Ley de Prevención y Control Integrados de la Contaminación aprobado por Real

Decreto Legislativo 1/2016, de 16 de diciembre (IPPC), para todos los parámetros característicos de la actividad causante del vertido y según lo establecido en el Real Decreto 509/1996, de 15 de marzo, de desarrollo del Real Decreto-ley 11/1995, de 28 de diciembre, por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas.

b) Las características de emisión del vertido serán tales que resulten adecuadas para el cumplimiento de las normas de calidad ambiental y otros objetivos medioambientales aplicables al medio receptor.

c) Los valores límites de emisión no podrán alcanzarse mediante técnicas de dilución.

d) Para los valores límite de emisión establecidos conforme a las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas se podrá autorizar una aplicación gradual de los mismos hasta su completa consecución.

2.4.2 RD 1514/2009 por el que se Regula la Protección de las Aguas Subterráneas Contra la Contaminación y el Deterioro

Mediante este Real Decreto, que tiene como principales objetivos prevenir o limitar la contaminación de las aguas subterráneas y establecer los criterios y los procedimientos para evaluar su estado químico, se incorpora al ordenamiento interno la Directiva 2006/118/CE, ya citada anteriormente. Igualmente, se incorporan los apartados 2.3, 2.4 y 2.5 del Anexo V de la Directiva 2000/60/CE, relativos al estado químico de las aguas subterráneas, objeto también de las disposiciones contenidas en el artículo 92 ter del texto refundido de la Ley de Aguas y en el artículo 32 del Reglamento de la Planificación Hidrológica, aprobado mediante el Real Decreto 907/2007.

Además de las disposiciones relativas al **estado químico de las aguas subterráneas**, este Real Decreto establece las medidas para determinar e invertir las tendencias significativas y sostenidas al aumento de las concentraciones de contaminantes y para prevenir o limitar las entradas de contaminantes en las aguas subterráneas.

Con objeto de facilitar el cumplimiento de la Directiva 2006/118/CE por parte de los Estados miembros, la Comisión Europea publicó documentos guía relativos al seguimiento del estado de las aguas subterráneas, a las entradas directas e indirectas de contaminantes, a las aguas subterráneas en zonas protegidas para la captación de agua potable, y al estado de las aguas subterráneas y evaluación de tendencias de contaminantes. En dichas guías se explican de manera pormenorizada los criterios y procedimientos técnicos relativos a las disposiciones contenidas en este Real Decreto.

Los objetivos de este RD se especifican en el Artículo 1:

Artículo 1. Objeto.

Este real decreto tiene por objeto establecer criterios y medidas específicos para prevenir y controlar la contaminación de las aguas subterráneas, entre los que se incluyen los siguientes:

*a) **Criterios y procedimiento para evaluar el estado químico de las aguas subterráneas.***

b) Criterios para determinar toda tendencia significativa y sostenida al aumento de las concentraciones de los contaminantes, grupos de contaminantes o indicadores de contaminación detectados en masas de agua subterránea y para definir los puntos de partida de las inversiones de tendencia.

c) Medidas destinadas a prevenir o limitar la entrada de contaminantes en las aguas subterráneas y evitar el deterioro del estado de todas las masas de agua subterránea.

Se consideran también de interés las siguientes definiciones que incorpora:

Artículo 2. Definiciones.

*a) **Norma de calidad de las aguas subterráneas:** toda norma de calidad medioambiental, expresada como concentración de un contaminante concreto, un grupo de contaminantes o un indicador de contaminación en las aguas subterráneas, que no debe superarse en aras de la protección de la salud humana y del medio ambiente.*

*b) **Valor umbral:** una norma de calidad de las aguas subterráneas fijada de conformidad con los criterios regulados en el Artículo 3.*

*e) Nivel de referencia: la concentración de una sustancia o el valor de un indicador en una masa de agua subterránea correspondiente a **condiciones no sometidas a alteraciones antropogénicas o sometidas a alteraciones mínimas en relación con condiciones inalteradas.***

f) Nivel básico: el valor medio medido, al menos, durante los años de referencia 2007 y 2008 sobre la base de los programas de seguimiento del estado de las aguas subterráneas, establecidos en cada demarcación hidrográfica de conformidad con el artículo 92 ter del texto refundido de la Ley de Aguas, aprobado por el Real Decreto Legislativo 1/2001, de 20 de julio o, en el caso de sustancias identificadas después de los citados años de referencia, durante el primer período para el que se disponga de una serie temporal representativa de datos de control.

En el Anexo I del RD figuran las **"Normas de calidad de las aguas subterráneas"**, en el Anexo II los **"Valores umbral de los contaminantes de las aguas subterráneas e indicadores de contaminación",** y en el Anexo III la "Definición, seguimiento, evaluación, interpretación y presentación del estado químico de las aguas subterráneas".

El Anexo II fue modificado por el Real Decreto 1075/2015, para incorporar la Directiva 2014/80/UE.

En el Capítulo 7 de este Manual, denominado "Métodos de cálculo y criterios de diseño para infiltración", en su apartado 7.1.1, se detalla el marco normativo sobre la infiltración de escorrentías.

2.4.3 RD 903/2010 Evaluación y Gestión de Riesgos de Inundación

El Real Decreto 903/2010, de 9 de julio, de **evaluación y gestión de riesgos de inundación,** tiene como principales objetivos obtener un adecuado conocimiento y evaluación de los riesgos asociados a las inundaciones y lograr una actuación coordinada de todas las administraciones públicas y la sociedad para reducir las consecuencias negativas de las inundaciones.

La lucha contra los efectos de las inundaciones y la búsqueda de soluciones tienen un marco de respaldo general tanto en el texto refundido de la Ley de Aguas, como en la Ley 10/2001, del Plan Hidrológico Nacional, modificada por la Ley 11/2005.

También, en el ámbito de la legislación estatal, el Real Decreto Legislativo 2/2008, por el que se aprueba el texto refundido de la Ley del Suelo, establece en su articulado la necesidad de incluir en los instrumentos de ordenación territorial mapas de riesgos naturales y de la realización de informes de las administraciones hidrológicas en relación con la protección del dominio público hidráulico y de las de costas sobre el deslinde y la protección del dominio público marítimo-terrestre.

Una herramienta clave en la evaluación y gestión de los riesgos de inundación son los **"Planes de gestión del riesgo de inundación"**.

Los principios rectores y objetivos de los planes de gestión son fijados en el Artículo 11:

> *Artículo 11. Principios rectores y objetivos.*
>
> *1. Los planes de gestión del riesgo de inundación deben elaborarse partiendo de los siguientes principios generales:*
>
> *a) Solidaridad: Las medidas de protección contra las inundaciones no deben afectar negativamente a otras Demarcaciones Hidrográficas o a la parte no española de la demarcación hidrográfica, en el caso de cuencas hidrográficas compartidas con otros países, a menos que dicha medida se haya coordinado y se haya alcanzado una solución acordada entre las partes interesadas.*
>
> *b) Coordinación entre las distintas Administraciones públicas e instituciones implicadas en materias relacionadas con las inundaciones, a partir de una clara delimitación de los objetivos respectivos.*
>
> ***c) Coordinación con otras políticas sectoriales, entre otras, ordenación del territorio, protección civil, agricultura, forestal, minas, urbanismo o medio ambiente, siempre que afecten a la evaluación, prevención y gestión de las inundaciones.***
>
> ***d) Respeto al medio ambiente: evitando el deterioro injustificado de los ecosistemas fluviales y costeros, y potenciando las medidas de tipo no estructural contra las inundaciones.***
>
> *e) Planteamiento estratégico con criterios de sostenibilidad a largo plazo.*

Es en la Parte A del Anexo del RD en donde se establece el contenido de los planes de gestión del riesgo de inundación. Se pueden destacar los siguientes componentes:

> *d) Un resumen de los criterios especificados por el plan hidrológico de cuenca sobre el estado de las masas de agua y los objetivos ambientales fijados para ellas en los tramos con riesgo potencial significativo por inundación.*
>
> *h) El conjunto de **programas de medidas**, formadas estas por medidas preventivas y paliativas, estructurales o no estructurales, deberán contemplar, en lo posible, las siguientes:*
>
> *1. **Medidas de restauración fluvial,** conducentes a la recuperación del comportamiento natural de la zona inundable, así como de sus valores ambientales asociados y las medidas para la restauración hidrológico-agroforestal de las cuencas con objeto de reducir la carga sólida arrastrada por la corriente, así como de **favorecer la infiltración de la precipitación.***
>
> ***2. Medidas de mejora del drenaje de infraestructuras lineales, que incluirán la descripción de los posibles tramos con un insuficiente drenaje transversal, así como de otras infraestructuras que supongan un grave obstáculo al flujo, y las medidas previstas para su adaptación**.*
>
> *5. Medidas de **ordenación territorial y urbanismo**, que incluirán al menos:*
> *Las limitaciones a los usos del suelo planteadas para la zona inundable en sus diferentes escenarios de peligrosidad, los criterios empleados para considerar el territorio como no urbanizable, y los criterios constructivos exigidos a las edificaciones situadas en zona inundable.*
> *Las medidas previstas para adaptar el planeamiento urbanístico vigente a los criterios planteados en el plan de gestión del riesgo de inundación, incluida la posibilidad de retirar construcciones o instalaciones existentes que supongan un grave riesgo, para lo cual su expropiación tendrá la consideración de utilidad pública.*

El 21 de marzo de 2023 se promulgó el Real Decreto 197/2023, por el que se aprueba la revisión y actualización del plan de gestión del **riesgo de inundación de la parte española de la demarcación hidrográfica del Cantábrico Oriental**.

2.4.4 Modificación del Reglamento del Dominio Público Hidráulico por el Real Decreto 638/2016

El 9 de diciembre de 2016 se publicó el España el Real Decreto 638/2016, por el que se modifica el Reglamento del Dominio Público Hidráulico, el Reglamento de Planificación Hidrológica, y otros reglamentos en materia de gestión de riesgos de inundación, caudales ecológicos, reservas hidrológicas y vertidos de aguas residuales.

Es de interés la incorporación del Artículo 126ter, en la sección5ª del Capítulo III del título II con la siguiente redacción:

> *Artículo126 ter. Criterios de diseño y conservación para obras de protección, modificaciones en los cauces y obras de paso.*

Además del cumplimiento de los requisitos previstos en los dos artículos anteriores con carácter general, se establecen los siguientes criterios para el diseño de las actuaciones en dominio público hidráulico:
[...]
5. En el diseño de los drenajes transversales de las vías de comunicación se respetarán en la medida de lo posible las áreas de drenaje naturales y deberán adoptarse las medidas necesarias para limitar el incremento del riesgo de inundación que pueda derivarse.

6. En todo caso, ***los titulares de estas infraestructuras deberán realizar las labores de conservación necesarias que garanticen el mantenimiento de la capacidad de desagüe de esta, para lo cual los particulares facilitarán el acceso de los equipos de conservación a sus propiedades, no pudiendo realizar actuaciones que disminuyan la capacidad de drenaje de las infraestructuras.***

7. ***Las nuevas urbanizaciones, polígonos industriales y desarrollos urbanísticos en general, deberán introducir sistemas de drenaje sostenible, tales como superficies y acabados permeables, de forma que el eventual incremento del riesgo de inundación se mitigue.*** *A tal efecto, el expediente del desarrollo urbanístico deberá incluir un estudio hidrológico-hidráulico que lo justifique.*

2.4.5 Modificación del RDPH por el RD 665/2023

Desde su aprobación por Real Decreto 849/1986, de 11 de abril, el Reglamento del Dominio Público Hidráulico (en adelante, RDPH) ha sido objeto de varias modificaciones, puesto que la gestión del agua continental y del dominio público hidráulico en general, está sometida a la necesidad de adaptarse continuamente, tanto por las presiones derivadas de las distintas actividades económicas que ejercen sobre los recursos hídricos, como por el impacto del cambio climático, en especial por el agravamiento de las sequías e inundaciones, además de la necesidad de actualizar su gestión a las nuevas herramientas tecnológicas disponibles.

Además, la evaluación del estado de las masas de agua realizada en los planes hidrológicos de tercer ciclo puso de manifiesto la necesidad de **continuar desarrollando medidas de protección de la calidad del agua, y en especial, de las aguas subterráneas**, en las que cualquier elemento que produzca la contaminación de estas hace que sea muy compleja la recuperación del buen estado de estas.

Es por ello por lo que se consideró que las aguas subterráneas requerían un tratamiento más específico para fomentar su protección, tanto en su aspecto cuantitativo como químico. A tal efecto, el RD de modificación impulsa medidas para proteger también los ecosistemas acuáticos y terrestres asociados, incluidos los humedales, e invertir tendencias de aumento de la concentración de contaminantes, asegurando el uso sostenible de las aguas subterráneas.

A fin de fomentar dicho uso sostenible y garantizar mayor protección de las aguas subterráneas se realizó una revisión completa de las disposiciones sobre esta materia establecidas en el vigente RDPH, todo ello fomentando la mejora en el conocimiento sobre hidrogeología y a los cambios producidos en la actividad agraria e industrial.

El RD 665/2023, incluye el nuevo Capítulo III del título III en el RDPH, relativo a la protección de las aguas subterráneas, a través de los artículos 272, 272 bis, 272 ter, 272 quater y 273, que **establece requerimientos frente a la contaminación puntual, y fija como evaluar el deterioro causado y como determinar las medidas de remediación.**

El RD 665/2023 incluye **cuatro anexos destinados a la protección de las MSBT frente a vertidos de fuentes puntuales de contaminación (con un punto de emisión concreto y una fuente contaminante localizable).** Estos anexos recogen información relevante sobre estudios hidrogeológicos para autorizar un vertido de aguas residuales indirecto, métodos de caracterización y diagnóstico ambiental del acuífero, los **Valores Genéricos de Calidad de las aguas subterráneas** para evaluar la afección a las mismas por un vertido y la metodología del Análisis Cuantitativo de Riesgos (ACR).

Otro aspecto importante de este instrumento es la **prohibición de autorizar el vertido directo de agua residual al acuífero o zona saturada con independencia de las sustancias que contenga** (Art. 257 RDPH). Además, **limita los vertidos indirectos, a través de la formación edafológica y zona no saturada, haciéndose necesario un estudio hidrogeológico que certifique la inocuidad del vertido para su autorización.**

Otro de los motivos que generaron el desarrollo de este RD de modificación del RDPH fue la consideración de que **las aguas de escorrentía asociadas a los entornos urbanos deben ser objeto de protección en sí mismas, evitando en la medida de lo posible su contaminación y primando el respeto al ciclo hidrológico natural a través del impulso de técnicas de infiltración, de drenaje urbano sostenible e infraestructuras verdes, aspectos que se potencian.**

Así pues, en el ámbito urbano, debido a la impermeabilidad del terreno, en los episodios de precipitación el ciclo hidrológico se ve muy alterado, dando lugar a escorrentías urbanas que, en general, cuando no hay sistemas separativos, se mezclan en los sistemas de saneamiento con el agua residual doméstica dando origen a las aguas residuales urbanas, que se componen por lo tanto de las aguas residuales domésticas y la mezcla de éstas con aguas residuales industriales y con aguas de escorrentía pluvial en función del caso.

De este modo, en materia de gestión de vertidos de aguas residuales, el punto más relevante de esta modificación se encuentra en la **gestión de los vertidos por desbordamiento del sistema de saneamiento en episodios de lluvia** en las ciudades, puesto que en muchas ocasiones, la contaminación por este tipo de vertidos alcanza niveles significativos durante los primeros momentos de las precipitaciones, lavando los contaminantes existentes en el suelo y transportándolos a la red de saneamiento y, en su caso, al vertido asociado, por lo que el impacto de estos vertidos no está asociado a episodios extremos de precipitación, sino que el umbral debe definirse a partir de lluvias habituales que sobrepasen el caudal de tratamiento de las estaciones depuradoras de aguas residuales (EDAR) o la capacidad máxima de diseño de tramos de colectores.

El RD 665/2023 hace referencia también al RD 1290/2012. Con el Real Decreto 1290/2012, de 7 de septiembre, se estableció la necesidad de elaborar las **normas técnicas en las que se especificarían y desarrollarían los procedimientos de diseño de las obras e instalaciones para la gestión de las aguas de escorrentía**, sin perjuicio de que las comunidades autónomas con competencia sobre cuencas intracomunitarias pudieran dictar normas adicionales que garantizasen el cumplimiento de dichos objetivos. Dichas normas se utilizarían en el establecimiento de las condiciones de las

autorizaciones de vertido. En esta modificación del RDPH se establece una nueva regulación que fomenta la digitalización de la gestión de los episodios de lluvia en las ciudades y prioriza las medidas preventivas frente a las correctivas, actuando en origen.

Las modificaciones anteriores se han abordado en la sección 4.ª bis «Vertidos por desbordamientos del sistema de saneamiento en episodios de lluvia y planes integrales de gestión de los sistemas de saneamiento» del capítulo II «De los vertidos», del título III.
«De la protección del dominio público hidráulico y de la calidad de las aguas Continentales» del RDPH, en concreto, en los artículos 259 ter y siguientes, así como en el anexo XI «Norma técnica básica para el control de los vertidos por desbordamientos de los sistemas unitarios» y en la modificación de la Orden AAA/2056/2014, de 27 de octubre, para ajustarse a los artículos 246, 246 bis, 251, 259 ter,259 quater, 259 quinquies y al anexo XI del propio RDPH, en lo relativo al control de los VDSS.

En consecuencia, con este real decreto se da un notable impulso a la gestión de los sistemas de saneamiento a través del **impulso al tratamiento en origen de la escorrentía pluvial, al fomentar el uso de sistemas urbanos de drenaje sostenible (SUDS)** (Anexo XI y Orden AAA/2056/2014). **Su uso se considera una medida adicional, y logran, entre otras medidas, filtrar e infiltrar al terreno la escorrentía pluvial,** reduciendo su volumen y consiguiendo que no se incorpore a la red de alcantarillado. Además, se regulan normativamente este tipo de vertidos al establecer la obligación de que se incluyan en la autorización de vertido (artículo 259 ter). Este punto es de vital importancia ya que unifica los criterios de gestión de estos vertidos para todas las confederaciones hidrográficas que, hasta la fecha, los habían regulado a su criterio, existiendo diferencias entre las cuencas hidrográficas.

Por otro lado, se determinan las condiciones en las que se podrán autorizar este tipo de vertidos, tales como la exigencia discrecional de tratamiento de las aguas; la implantación de medidas de retención y evacuación a la EDAR de las primeras aguas de escorrentía generadas del sistema de saneamiento que sean susceptibles de contaminar las aguas receptoras (artículo 259 ter). Puesto que uno de los efectos indeseables de este tipo de vertidos es la contaminación y degradación visual de los entornos fluviales, se establece la obligación de retirar los residuos acumulados en el cauce tras un vertido (artículo 259 ter).

La Norma técnica básica (NTB) para el control de los vertidos por desbordamientos del sistema de saneamiento en episodios de lluvia, promueve el impulso de técnicas de infiltración mediante SuDS para gestionar las escorrentías de aglomeraciones urbanas. La NTB parte de la hipótesis las técnicas SuDS evitan la contaminación de la escorrentía, ignorando los procesos de acumulación y lavado de contaminantes en las superficies urbanas (permeables e impermeables), y obviando en la definición del rendimiento hidráulico que una de las principales funciones y beneficios de un SuDS es controlar la calidad de la escorrentía de calzadas y otras superficies urbanas generadoras de contaminación.

La definición de volumen infiltrado, como variable de cálculo para el rendimiento hidráulico, solo contempla el volumen de precipitación que no genera escorrentía mediante la infiltración al terreno. En una vía perteneciente a una aglomeración urbana por tanto cabe esperar que una franja filtrante o zanja de infiltración contigua a la calzada que trate e infiltre la escorrentía proveniente de la misma no permitirá

aumentar el rendimiento hidráulico ya que a pesar de realizar un control volumétrico de la escorrentía importante no evitará la transformación de precipitación en escorrentía (solo lo podrá hacer una superficie permeable que no reciba aportes externos de escorrentía).

En este sentido, el Artículo 4, de modificación de la Orden AAA/2056/2014, de 27 de octubre, por la que se aprueban los modelos oficiales de solicitud de autorización y de declaración de vertido (que se presenta a continuación), se incluye una definición etimológica en el Anexo I de los SuDS, distinta a la establecida en este Manual y en la bibliografía internacional. La definición de SuDS en la norma queda acotada a elementos superficiales y permeables previos al sistema de saneamiento. Otros elementos como balsas, estanques, humedales, zonas de biorretención, franjas filtrantes o cualquier otra técnica SuDS que requiera una red de transporte o que reciba escorrentía se define como Técnica de Drenaje Urbano Sostenible (TEDUS) y forman parte del sistema de saneamiento. Se desprende de esta definición que para la Administración Hidráulica un SuDS no requiere una autorización de vertido (independientemente de donde se viertan sus aguas) y un TEDUS podría requerirla en caso de que sus aguas se consideren aguas residuales de origen pluvial (ARP).

2.4.6 Orden AAA/2056/2014 Sobre Solicitud de Autorización y Declaración de Vertidos

La Orden AAA/2056/2014, de 27 de octubre, por la que se aprueban los modelos oficiales de solicitud de autorización y de declaración de vertido, modifica la Orden MAM/1973/2004.

El objetivo perseguido esta Orden era establecer un **modelo oficial de declaración de vertido que, por un lado, facilitar al titular del vertido la cumplimentación y presentación de la información necesaria para desarrollar el procedimiento administrativo de la autorización;** y que, por otro lado, consiguiera que la información contenida en la declaración sea homogénea, suficiente y precisa para elaborar el informe previo que se regula en el procedimiento y que esta información sea coincidente con las características del vertido a autorizar.

Debido al largo periodo de tiempo transcurrido desde la entrada en vigor de esta orden y teniendo en cuenta los avances normativos que ocurrieron en materia de vertidos de aguas residuales, se hizo necesario revisar el contenido de esta, adaptándola a la nueva realidad.

De hecho, la modificación del Reglamento del Dominio Público Hidráulico, aprobada mediante Real Decreto 1290/2012, de 7 de septiembre, incorporaba disposiciones que permitían limitar la contaminación producida por los desbordamientos de los sistemas de saneamiento en episodios de lluvia. También incluía la que establecía que era necesario incluir en la declaración de vertido que inicia el procedimiento de autorización de vertido, cuando corresponda, la información adecuada que describa tanto la red de saneamiento como las medidas, actuaciones e instalaciones previstas para limitar la contaminación por desbordamientos de los sistemas de saneamiento en episodios de lluvia.

Esto supuso la necesidad de crear en la declaración de vertido un nuevo formulario, el Formulario 5´, que permita suministrar de manera homogénea dicha información

relacionada con los **desbordamientos de los sistemas de saneamiento en episodios de lluvia.**

Por otro lado, la aprobación del Real Decreto 60/2011, de 21 de enero, sobre las normas de calidad ambiental en el ámbito de la política de aguas, modifica el concepto de sustancia peligrosa, haciendo necesaria la redefinición del Formulario 3.5. Caracterización especial, para incorporar en el mismo los conceptos actuales de sustancia peligrosa contenidos en el Real Decreto.

Además del Formulario 5, hay que destacar la existencia del Formulario 8, que se centra en la **necesidad de realizar un estudio hidrogeológico previo cuando el destino del vertido sean las aguas subterráneas**. También deberá cumplimentarse cuando el vertido se realice en cauces con régimen intermitente de caudal y que no llegue a alcanzar una corriente permanente, siempre que éste sea considerado como vertido indirecto a las aguas subterráneas mediante filtración a través del suelo.

En la orden se integran varias definiciones de interés, como:

> *Aguas residuales brutas: Los flujos de aguas residuales pueden ser conducidos a través de colectores u otros sistemas de recogida y transporte y converger en una misma Estación Depuradora de Aguas Residuales (EDAR). Se entiende por aguas residuales brutas, las aguas cargadas de materias diversas provenientes de cualquier actividad humana antes de depuración. Habrá tantas aguas residuales brutas como estaciones depuradoras de aguas residuales, o al menos una en caso de no existir depuración.*
>
> ***Aliviadero:** Es el dispositivo asociado a una conducción, una infraestructura de regulación o una instalación de depuración, dentro de un sistema de saneamiento ya sea unitario o separativo, desde el que se produce el desbordamiento de las aguas procedentes de este sistema hacia el medio receptor en un episodio de lluvia.*
>
> *Área drenada o superficie de escorrentía: Es la zona por donde discurre la escorrentía recogida por la red del sistema de saneamiento.*
>
> *Desbordamiento del sistema de saneamiento en episodios de lluvias (DSS): Son los desbordamientos de aguas residuales urbanas no tratadas procedentes de colectores de un sistema de saneamiento en episodios de lluvia, cuyo destino es el medio receptor.*
>
> *Estación Depuradora de Aguas Residuales (EDAR): Son las instalaciones en las que las aguas residuales, una vez recogidas, son sometidas a una serie de tratamientos y procesos, de modo que se produzca una mejora en la calidad de estas que permita alcanzar los valores límite de emisión del vertido, teniendo en cuenta las normas de calidad ambiental y los objetivos medioambientales determinados para el medio receptor.*
>
> ***EDAR de Pluviales: Son las instalaciones en las que las escorrentías urbanas de origen pluvial de un sistema de saneamiento separativo son sometidas, al menos, un pretratamiento, de modo que se produzca una mejora en la calidad de éstas antes de su vertido al dominio público hidráulico.***

Flujo de aguas residuales: *Se entiende por flujo de aguas residuales cada uno de los efluentes procedentes de un mismo origen (municipio, pedanía, actividad industrial, entre otros) que sean claramente diferenciables. Una misma procedencia puede originar varios flujos diferenciados.*

En el caso de que la procedencia sea urbana, podría haber hasta tres flujos diferentes procedentes del mismo origen: agua residual urbana, bruta y tratada (ARU), ***agua residual pluvial de escorrentía urbana, bruta y tratada****, en su caso, (ARP) y agua residual por desbordamientos del sistema de saneamiento (ARDESS).*

En el caso de procedencia industrial se podrían distinguir cinco flujos por procedencia, distinguiendo entre agua residual industrial de proceso (ARI), aguas de refrigeración, aguas residuales asimilables a domésticas (ARD), agua residual de origen pluvial (ARP) y agua residual por desbordamientos del sistema de saneamiento (ARDESS).

Infraestructura de regulación de aguas residuales: *Es la estructura hidráulica destinada a regular caudales y retener elevados volúmenes de aguas residuales durante los episodios de lluvia, con el objetivo de evitar inundaciones aguas abajo y/o reducir la contaminación de los vertidos por desbordamientos del sistema de saneamiento en episodios de lluvia al medio receptor, para, posteriormente, evacuarlos hacia la EDAR de forma controlada.*

Instalaciones complementarias para el Tratamiento de los Desbordamientos del Sistema de Saneamiento Unitario (ITDSU): Son las instalaciones en las que las aguas residuales de los desbordamientos del sistema de saneamiento unitario (ARDESS), una vez recogidas, son sometidas a una serie de tratamientos y procesos, de modo que se produzca una mejora en la calidad de estas antes de su vertido al dominio público hidráulico.

Instalaciones complementarias para el Tratamiento de los Desbordamientos del Sistema de Saneamiento Separativo (ITDSP): *Son las instalaciones en las que las aguas residuales de los desbordamientos del sistema de saneamiento separativo (ARDESS), una vez recogidas, son sometidas a una serie de tratamientos y procesos, de modo que se produzca una mejora en la calidad de estas antes de su vertido al dominio público hidráulico.*

Procedencia: Es aquel lugar en el que se origina un flujo de aguas residuales claramente diferenciado. Para los vertidos urbanos, la procedencia puede ser una vivienda aislada, una urbanización, una pedanía, un núcleo de población, un municipio o un distrito municipal en caso de grandes aglomeraciones urbanas. Para los vertidos industriales, puede ser una instalación industrial, una etapa dentro de la actividad industrial o cada una de las industrias de un polígono industrial, entre otros.

Punto de control: Es el punto donde se realiza la caracterización del vertido y donde se exige el cumplimiento de las condiciones de la autorización de vertido. Este punto de control se encontrará situado después de la estación depuradora de aguas residuales EDAR o de la EDAR de Pluviales, siendo de fácil acceso y por seguridad para las tareas de vigilancia e inspección.

Punto de control del desbordamiento: Es el punto donde se realiza, en su caso, la caracterización del desbordamiento del sistema de saneamiento, y donde se exige el cumplimiento de las condiciones de la autorización de vertido, siendo de fácil acceso y seguro para las tareas de vigilancia e inspección.

Punto de desbordamiento del sistema de saneamiento (PDSS): Es el punto donde se produce el rebose de las aguas residuales del sistema de saneamiento, ya sea unitario o separativo, hacia el medio receptor.

***Punto de vertido:** Es el punto donde las aguas residuales se incorporan al medio receptor. El punto de control puede ser diferente al de vertido para facilitar el acceso y por seguridad para las tareas de vigilancia e inspección. En general el punto de control se encontrará dentro de la instalación y será accesible mediante una arqueta o sistema similar, mientras que el punto de vertido puede tener difícil acceso debido a la vegetación de las márgenes, o al hecho de encontrarse sumergido, entre otros motivos. Entre el punto de control y el punto de vertido no debe de haber más que una red de evacuación, sin ninguna alteración del efluente depurado, de modo que las características del efluente se mantengan inalteradas entre ambos puntos.*

Es posible que, para facilitar la evacuación al medio receptor, los efluentes que provienen de varios puntos de control se agrupen a través de una red de evacuación para verterse al medio receptor en un único punto de vertido final. En ningún caso esto supondrá una dilución del vertido, ya que el condicionado de la autorización de vertido será exigible en el punto de control.

Punto de vertido por desbordamiento del sistema de saneamiento (PVDSS): Es el punto donde los desbordamientos del sistema de saneamiento (DSS), ya sea unitario o separativo, se incorporan al medio receptor.

Siempre que exista más de una procedencia de un flujo de aguas residuales, de un agua residual bruta, más de una EDAR, más de un punto de control, más de un punto de vertido, más de un área drenada asociada al vertido por desbordamiento, más de una cámara de retención o más de un punto de vertido por desbordamiento debe asignarse un número correlativo a cada uno de ellos tal y como puede verse en los ejemplos.

Sistema de saneamiento: Conjunto de superficies, conducciones, infraestructuras e instalaciones que permiten la recogida, almacenamiento, tratamiento y vertido de las aguas residuales, integrado principalmente por la red de saneamiento, la estación depuradora de aguas residuales y las infraestructuras de evacuación del vertido al medio receptor.

Sistema de saneamiento unitario: Conjunto de infraestructuras e instalaciones que permiten la recogida y vertido de las aguas residuales, compuesto por una sola red de conductos por la que discurren conjuntamente las aguas residuales urbanas o industriales y las aguas de escorrentía pluvial.

Sistema de saneamiento separativo: Conjunto de superficies, conducciones, infraestructuras e instalaciones que permiten de manera independiente la recogida de las aguas residuales urbanas y de las escorrentías urbanas, y su posterior almacenamiento, tratamiento y vertido al medio receptor.

Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS): *Son elementos SUPERFICIALES, permeables, preferiblemente vegetados, integrantes de la estructura urbana-hidrológica-paisajística y PREVIOS AL SISTEMA DE SANEAMIENTO. Están destinados a filtrar, retener, transportar, acumular, reutilizar e infiltrar al terreno el agua de lluvia, de forma que no degraden e incluso restauren la calidad del agua que gestionan.*

Técnicas de Drenaje Urbano Sostenible (TEDUS): *Es la técnica o infraestructura hidráulica LOCALIZADA EN EL SISTEMA DE SANEAMIENTO (UNITARIO O SEPARATIVO) o aguas abajo del mismo, previo al punto de vertido por desbordamientos del sistema de saneamiento en episodios de lluvia, DESTINADA A GESTIONAR VOLÚMENES DE AGUAS RESIDUALES y a disminuir su contaminación durante episodios de lluvia antes de su vertido al dominio público hidráulico.*

Vertidos por desbordamientos del sistema de saneamiento en episodios de lluvia (VDSS): Son los vertidos no tratados al dominio público hidráulico en episodios de lluvia que proceden de los sistemas de saneamiento, unitario o separativo pluvial.

2.4.7 Plan Hidrológico del Cantábrico Oriental (PHCO)

El Plan Hidrológico del Cantábrico actual se aprobó por el "Real Decreto 35/2023, de 24 de enero, por el que se aprueba la revisión de los planes hidrológicos de las demarcaciones hidrográficas del Cantábrico Occidental, Guadalquivir, Ceuta, Melilla, Segura y Júcar, y de la parte española de las demarcaciones hidrográficas del Cantábrico Oriental, Miño- Sil, Duero, Tajo, Guadiana y Ebro".

El PHCO incorpora interesantes aspectos vinculados a la protección de las masas de agua subterránea. En su Artículo 9, se especifican los valores umbral a utilizar.

Artículo 9. Valores umbral en masas de agua subterránea.

*Los **valores umbral** adoptados en este Plan Hidrológico respecto a los contaminantes a utilizar para la valoración del estado químico de las masas de agua subterránea han sido calculados atendiendo a lo establecido en el Real Decreto 1514/2009, de 2 de octubre, por el que se regula la protección de las aguas subterráneas contra la contaminación y el deterioro.*

*De acuerdo con el citado Real Decreto se han definido **valores umbral para las sustancias como amonio, mercurio, plomo, cadmio, arsénico, tricloroetileno, tetracloroetileno, nitritos y fosfatos**. Los valores umbral de las mencionadas sustancias adoptados y las normas de calidad ambiental para nitratos y plaguicidas se encuentran recogidos en el apéndice 3.2.*

Es de interés el Artículo 36, perteneciente a la Sección V de "Medidas relativas a la protección contra inundaciones y sequías":

Artículo 36. La concertación interinstitucional; Convenios de colaboración y convenios urbanísticos entre la Administración Hidráulica y las demás entidades públicas.

1. En el espíritu de concertación y colaboración mutua en que se inspira el presente Plan, la Administración Hidráulica promoverá convenios de colaboración con las Administraciones Públicas en general, y las entidades locales en particular, al objeto de establecer los programas de medidas que posibiliten una ordenación de los usos en la zona inundable que contribuya, además de a la protección de las personas y bienes frente a inundaciones de un río o tramos del mismo; a la consecución de los objetivos de preservar el estado del dominio público hidráulico y marítimo-terrestre; prevenir el deterioro de los ecosistemas acuáticos, contribuyendo a su mejora; y, proteger el régimen de las corrientes en avenidas, favoreciendo la función de los terrenos colindantes con los cauces en la laminación de caudales y de la carga sólida transportada.

*2. **Los mencionados convenios podrán ostentar también una naturaleza urbanística cuando se dirijan a coordinar las medidas hidráulicas con los procesos urbanizadores del municipio buscando así realizar unas políticas urbanísticas e hidráulicas coherentes.***

3. Los citados convenios se realizarán, a ser posible en las fases iniciales de elaboración y aprobación del planeamiento urbanístico general. Si no resultara posible realizarlo en esas fases, podrán también realizarse en el desarrollo del planeamiento pormenorizado y su ejecución, a través de los proyectos de urbanización y otros instrumentos previstos en la legislación urbanística.

4. Las actuaciones hidráulicas cuando resulten ineludibles para el desarrollo urbanístico de un área, sector y su correspondiente unidad de ejecución, tendrán la naturaleza de carga de urbanización a los efectos previstos en la legislación urbanística.

El PHCO incorpora interesantes aspectos vinculados a la gestión de las aguas de escorrentía pluvial en medio urbano y en infraestructuras lineales:

*Artículo 48. - **Drenaje en las nuevas áreas a urbanizar y de las vías de comunicación.***

1. Los nuevos desarrollos urbanísticos deberán minimizar la cuantía de pavimentación u ocupación impermeable a aquellas superficies en las que sea estrictamente necesario, e introducir sistemas de drenaje sostenible (uso de pavimentos permeables, tanques o dispositivos de tormenta, etc.) que garanticen que el eventual aumento de escorrentía respecto del valor correspondiente a la situación preexistente puede ser compensado o es irrelevante; así como prever el tratamiento de las aguas de escorrentía generadas. Con carácter general, el porcentaje mínimo de superficie permeable en aceras será del 20 %, y en plazas y zonas verdes urbanas del 35 %. En todo caso, los proyectos de urbanización deberán indicar el porcentaje de acabados permeables de los espacios libres del suelo a urbanizar.

2. Con carácter general, en los drenajes transversales de vías de comunicación no se pueden añadir a una vaguada áreas vertientes superiores en más de un 10 % a la superficie de la cuenca propia. En caso de incumplir dicha condición, deberá aumentarse la capacidad de desagüe del cauce de la vaguada receptora de modo que con la avenida de 500 años de periodo de retorno no se produzcan sobreelevaciones con respecto a la situación inicial.

3. En las líneas de drenaje de las infraestructuras del transporte que evacuen aguas de lavado de plataformas de circulación de vehículos sobre el DPH o el DPMT se preverán sistemas de minimización de la contaminación antes de su vertido.

Actuaciones tales como la urbanización, las infraestructuras lineales, los cambios en los usos de suelo, etc., pueden dar lugar a modificaciones de los niveles de inundación e incluso alterar los esquemas de circulación del flujo. Estas actuaciones modifican artificialmente la respuesta de las zonas inundables, pudiendo constituir un factor de intensificación de las crecidas y de sus efectos catastróficos. En particular, las infraestructuras lineales (sobre todo los grandes terraplenes) y las obras de desagüe insuficientes, pueden agravar la inundación aguas arriba, desviarla hacia otras zonas, e incluso producir una onda de avenida por rotura del terraplén, además de aumentar el tiempo en el que la superficie permanece inundada.

Los cambios en la escorrentía anual estimada para la DH del Cantábrico Oriental durante el periodo 2010-2100 revelan una tendencia decreciente según todas las proyecciones y en ambos RCP. El estudio concluye que **las reducciones de escorrentía previstas en la Demarcación del Cantábrico Oriental para los RCP 4.5 y 8.5 son respectivamente del 3% y 7% para 2010-2040, 12% y 13% para 2040-2070 y 10% y 26% para 2070-2100, respecto del periodo de control 1961-2000**.

En lo que se refiere a avenidas, en la revisión de la Evaluación Preliminar del Riesgo de Inundación realizada en el año 2018 según lo establecido por la Directiva de Inundaciones, se ha analizado la influencia del cambio climático en la frecuencia de los caudales, y se ha concluido que estos cambios en el régimen de precipitaciones y en la evapotranspiración darían lugar, para el horizonte 2100, a cambios apreciables en los caudales de avenida; para periodos de retorno bajos (10 años) los cambios en los caudales de avenida serían nulos o con una ligera tendencia a la disminución, mientras que **para periodos de retorno más elevados (100 y 500 años) los modelos predicen un incremento de los caudales de avenida**.

También concretas medidas relativas a la protección del estado de las masas de agua en su "Sección VI. Medidas relativas a la protección del estado de las masas de agua ":

Artículo 50. - Autorizaciones de vertido al dominio público hidráulico.

1. De acuerdo con lo establecido por el artículo 245.3 del RDPH, la autorización de vertido tendrá como objeto la consecución de los objetivos medioambientales establecidos. ***Las autorizaciones de vertido se otorgarán teniendo en cuenta las mejores tecnologías disponibles en el mercado y de acuerdo con las normas de calidad ambiental (NCA) y los límites de emisión establecidos en la normativa en materia de aguas.*** *Se establecerán condiciones de vertido más rigurosas cuando el cumplimiento de los objetivos medioambientales así lo requiera.*

2. Para hacer la previsión de cumplimiento de las NCA y de los valores de referencia indicados en el apéndice 12 del medio receptor aguas abajo del vertido solicitado, se utilizarán las concentraciones de sustancias asociadas a la mejor tecnología disponible, el volumen medio diario del vertido en la semana de mayor carga contaminante del año y, en cuanto al medio receptor, se distinguen los siguientes casos*:*

a) Vertido a río: Se utilizará el caudal mínimo ecológico, del periodo de aguas bajas, en condiciones de normalidad hidrológica. A efectos del cumplimiento de lo anterior, se utilizarán los valores establecidos en el Real Decreto 817/2015 y los valores de referencia indicados en el apéndice 12. También se tendrá en cuenta el principio de no deterioro de la masa de agua si su estado fuese de «muy bueno» y la posible afección del vertido al cumplimiento de los requerimientos adicionales de las zonas protegidas situadas aguas abajo del vertido.

Se podrán autorizar, o revisar en su caso, los vertidos realizados en aguas superficiales no declaradas masas de agua procedentes de actividades existentes a la entrada en vigor del RD 400/2013, siempre que se cumplan todos los siguientes requisitos:

– Cuenten con nuevas instalaciones de depuración que reduzcan la carga contaminante aplicando las mejores técnicas disponibles.

– Los vertidos se realicen en condiciones tales que garanticen el cumplimiento de los objetivos medioambientales y de las NCA en la masa de agua con la que confluyen.

– En el caso de ríos costeros no declarados masa de agua, deberá garantizarse el cumplimiento de las NCA en el punto de confluencia con la masa de agua de transición o costera, y de los objetivos medioambientales fijados para dicha masa.

Asimismo, se podrán autorizar, o revisar en su caso, los vertidos a masas de agua de la categoría río, procedentes de actividades existentes a la entrada en vigor del RD 400/2013, que puedan ocasionar una superación de los valores de referencia indicados en el apéndice 12, cuando se cumplan todas las siguientes condiciones:

– Las NCA de las sustancias peligrosas (Real Decreto 817/2015) se cumplan en el medio receptor aguas abajo del vertido.

– Las instalaciones de depuración reduzcan la carga contaminante aplicando las mejores técnicas disponibles y las alternativas para la gestión del vertido sean más desfavorables a juicio de la Administración Hidráulica.

– En la estación de seguimiento representativa del estado de la masa de agua situada aguas abajo del vertido, se cumplan los valores de referencia indicados en el apéndice 12.

b) Vertido a lago o embalse: Se exigirá que el peticionario presente un estudio justificativo del cumplimiento de los objetivos medioambientales en la masa de agua que recibiría el vertido, y en particular los valores establecidos para determinadas sustancias en el Real Decreto 817/2015 y los valores de referencia indicados en el apéndice 12, así como los requerimientos adicionales establecidos para el lago o embalse, en el caso de que hubiera sido designada zona protegida.

c) Vertido a aguas subterráneas: Las concentraciones de sustancias peligrosas en los vertidos deben ser inferiores a las NCA y valores umbral establecidos en el apéndice 3.2, tanto para los vertidos directos a las aguas subterráneas como para los vertidos indirectos que se realicen mediante filtración a través del suelo. Asimismo. son exigibles los requerimientos adicionales para la masa de agua en el caso de que

hubiera sido designada zona protegida. En cuanto a las sustancias peligrosas prioritarias, se prohíbe su vertido directo a las aguas subterráneas.

3. La Administración Hidráulica podrá imponer la obligación de regular el caudal de vertido al dominio público hidráulico con el objeto de asegurar que en todo momento se cumplan los objetivos medioambientales y las NCA.

4. El cumplimiento de los objetivos medioambientales y las NCA fijados para el medio receptor del vertido, debe verificarse tanto considerando el vertido individualmente como en conjunto con los restantes vertidos.

5. A efectos de valorar la necesidad de proceder a la revisión de las autorizaciones de vertido se considerará el conjunto de todos los vertidos autorizados en la correspondiente masa de agua y el grado de cumplimiento de los objetivos de calidad en la misma.

6. Las aguas de escorrentía pluvial que se recojan mediante infraestructuras de drenaje urbano o industrial y sean susceptibles de contaminar el dominio público hidráulico, son aguas residuales que deberán someterse al procedimiento de autorización de vertido ante la Administración Hidráulica. En ella se tendrán en cuenta las medidas preventivas de reducción en origen del volumen de aguas recogidas y, en consecuencia, de la carga contaminante que se vierte al medio receptor.

7. De acuerdo con los artículos 104.1 del TRLA, y 261 del RDPH, la Administración Hidráulica podrá revisar las autorizaciones de vertido para exigir la adecuación de los vertidos a los objetivos medioambientales que establece el presente Plan Hidrológico. Para ello, en el procedimiento de revisión de la autorización de vertido se tendrá en cuenta la aplicación de las mejores tecnologías disponibles en el mercado y el uso más eficiente del agua.

Son de interés las matizaciones del Artículo 58 del PHCO sobre sustancias peligrosas y sobre vertidos de aguas pluviales:

Artículo 58. Autorizaciones de vertido al dominio público marítimo-terrestre.

1. En el caso de los vertidos a las aguas de transición y costeras, se dará cumplimiento a lo dispuesto en la sección 2.ª del capítulo IV del título III de la Ley 22/1988, de 28 de julio, de Costas y su reglamento de desarrollo, en el Real Decreto 258/1989, de 10 de marzo, por el que se establece la normativa general sobre vertidos de sustancias peligrosas desde tierra al mar, así como a lo dispuesto en la normativa autonómica que sea de aplicación.
[...]

4. Las aguas de escorrentía pluvial procedentes de industrias y zonas industriales que se recojan mediante infraestructuras de drenaje urbano o industrial y sean susceptibles de contaminar el medio receptor, así como las purgas de agua de refrigeración en circuito cerrado, tendrán la consideración de aguas residuales industriales y deberán someterse al procedimiento de autorización de vertido ante la Administración Hidráulica. En la autorización se tendrá en cuenta las medidas preventivas de reducción en origen del volumen de aguas recogidas y de la carga contaminante que se vierte al medio receptor.

5. Respecto a los aliviaderos existentes de los sistemas generales de saneamiento, la Administración Hidráulica podrá requerir al titular de la autorización de vertido la presentación de un programa de reducción de la contaminación por desbordamiento de aguas de escorrentía, además de dar cumplimiento a lo establecido en el artículo 13 del Decreto 459/2013, de 10 de diciembre. El citado programa incluirá un conjunto de medidas que comprendan estudios técnicos de detalle para optimizar el transporte de volúmenes de aguas residuales y de escorrentía hacia las estaciones depuradoras, reduciendo el impacto de los desbordamientos de los sistemas de saneamiento en episodios de lluvia.

6. En el caso de los vertidos al dominio público marítimo-terrestre procedentes de sistemas generales de saneamiento se aplicará lo contemplado en los apartados 52.6 y 52.3 referidos al dominio público hidráulico y, para aquellos procedentes de industrias y zonas industriales, lo recogido en los apartados 53.1, 53.2, 53.5 y 53.8. Asimismo, en relación con los vertidos al dominio público marítimo-terrestre procedentes de depósitos de residuos o de productos de actividades industriales o extractivas se tendrá en cuenta lo establecido en los artículos 55 y 56.

El Artículo 61 del PHCO hace referencia a **"Condiciones morfológicas de las masas de agua superficiales ":**

1. La continuidad longitudinal, la conectividad lateral y las condiciones morfológicas propias de las masas de agua superficiales son valores que deben ser protegidos, a través de lo dispuesto en el capítulo VII y en el resto de las disposiciones a tal efecto.

2-4 [...]

5. En la restitución y restauración de humedales, del DPH, DPMT y sus márgenes afectadas por obras o actuaciones que las alteren, se primarán técnicas de ingeniería naturalística y soluciones basadas en la naturaleza.

El Capítulo V del PHCO se dedica a las **zonas protegidas y a su régimen protección.**

Artículo 16. - Registro de Zonas Protegidas y régimen de protección.

El Registro de Zonas Protegidas de los planes hidrológicos en la CAPV incluye aquellas zonas relacionadas con el medio acuático que son objeto de protección en aplicación de la normativa comunitaria, así como de otras normativas. Se trata de zonas de protección de las aguas superficiales o subterráneas, zonas de captación de agua para el consumo humano, la conservación de los hábitats, las especies que dependen directamente del agua, entre otras.

En el Anejo IV del Plan Hidrológico del Cantábrico Oriental se desarrollan cada uno de los tipos de zonas protegidas y se incluye información relativa a los motivos de su inclusión, unión a las masas de agua, superficie, norma por la que se rigen, etc.

Tabla 2-4. Resumen de la base normativa sobre Zonas Protegidas

Tipo de Zona Protegida	Normativa UE / Internacional	Normativa Nacional			Normativa Autonómica
		Ley	Real Decreto	Orden Ministerial	Ley
1. Disposiciones generales	DMA Art. 6 y Anexo IV	TRLA Art. 42, 99 bis y Disp. adic. 11ª	RPH Art. 24, 25	IPH cap. 4	LAPV Art. 32 (1,3 y 4).
2. Captaciones para abastecimiento	DMA Art. 7 Dir. 75/440 Art. 1, 3 y 4 (derogada por la DMA)	TRLA Art. 99 bis 2ª)	RPH Art. 24 2ª)	IPH 4.1	LAPV Art. 32.2.a).
3. Futuras captaciones para abastecimiento	DMA Art. 7 (1)	TRLA Art. 99 bis 2b)	RPH Art. 24 2b)	IPH 4.2	LAPV Art. 32.2.b).
4.1. Tramos de protección de la vida piscícola	Dir. 2006/44 Art. 4 y 5 (versión codificada, deroga la Dir. 78/659) Derogada por la DMA en 2013	--	RD 927/1988 Art. 79 y 80 (derogado por el RPH RD 817/2015 Art.8 1.b)	IPH 4.3	LAPV Art. 32.2.c).
4.2. Zonas de producción de moluscos	Dir. 2006/113 Art. 4 y 5 (versión codificada de la Directiva 79/923) Derogada por la DMA en 2013	--	RD1086/2020 (deroga el RD 640/2006, que deroga el RD 571/1999)		
5. Uso recreativo (baño)	Dir. 2006/7 Art. 3 (deroga la Dir. 76/160)	--	RD 1341/2007 Art. 4 (deroga el RD 734/1988) RD 876/2014 (Deroga 1471/1989).	IPH 4.4	LAPV Art. 32.2.d).
6. Zonas vulnerables	Dir. 91/676 Art. 3	--	RD 47/2022 Art. 3 y 4	IPH 4.5	LAPV Art. 32.2.e).
7. Zonas sensibles	Dir. 91/271 Art. 5 y Anexo II	RDL 11/1995 Art. 7	RD 509/1996 Anexo II	IPH 4.6	LAPV Art. 32.2.f).
8. Protección de hábitats o especies	Dir. 2009/147 (aves) Dir. 92/43 Art. 3 y 4 (hábitats)	Ley 42/2007 Art. 42, 43, 44 y Anexo III (deroga la Ley 4/1989) Modificada por Ley 33/2015 y Ley 7/2018	RD 1997/1995 (modificado por RD 1193/1998 y RD 1421/2006 RPH Art.24 2 g)	IPH 4.7	LAPV Art. 32.2.g).
9. Aguas minerales y termales	Dir. 2009/54 (deroga la Dir. 80/777) Dir. 2009/54 Anexo II (deroga la Dir. 80/777)	Ley 22/1973 Art. 23 y 24	RD 1798/2010 RD 2857/1978	IPH 4.8	LAPV Art. 32.2.h).
10. Reservas	--	TRLA Art. 42 ap. 1.b.c')	RPH Art. 22	IPH 4.9	-

Tipo de Zona Protegida	Normativa UE / Internacional	Normativa Nacional			Normativa Autonómica
		Ley	Real Decreto	Orden Ministerial	Ley
hidrológicas		(artículo introducido por la Ley 11/2005)	RD 435/2004 Art. 3 y 4		
11. Zonas de protección especial	--	TRLA Art. 43	RPH Art. 23 RD 638/2016	IPH 4.10	-
12. Zonas húmedas	Convención de Ramsar	Instrumento de adhesión de 18.3.1982,	RD 435/2004 Art. 3 y 4	IPH 4.11	-
	Inventario nacional				

Todas las masas de agua, tanto superficiales como subterráneas, designadas dentro de la planificación hidrológica que puedan ser potencialmente afectadas por el proyecto deberán ser identificadas e incluidas en la evaluación de requerimientos legales recogidos en el marco del Plan Hidrológico del Cantábrico Oriental, como parte de la MM1 Planificación y Diseño.

2.4.8 Norma 5.2-IC de la Instrucción de Carreteras

La **Norma 5.2 – IC drenaje superficial de la Instrucción de Carreteras, aprobada por la** Orden FOM/298/2016, de 15 de febrero, añadió en su última versión infraestructuras complementarias nuevas para la regulación de caudales, así como para la gestión de los sedimentos y de la posible contaminación de las aguas de escorrentía.

La Norma, en el epígrafe 3.2.4.2, considera **la posibilidad de desaguar por infiltración a un terreno, distribuyendo el caudal de forma relativamente uniforme y controlada sobre la superficie de infiltración y estudiando la conveniencia de disponer de sistemas específicos. En estos casos requiere el estudio de la circulación subterránea de agua para comprobar que no se produce la contaminación de acuíferos.**

El apartado 3.4, titulado "Elementos de drenaje superficial de plataforma y márgenes", presenta, además de elementos tradicionales (caces, cunetas, bajantes, colectores, sumideros, arquetas y pozos, bombeos) ha añadido **areneros, balsas de retención, elementos de laminación, filtros y sistemas de infiltración.**

Son de interés las descripciones de algunas de estos nuevos elementos:

> ***Balsas de retención***
>
> *Son elementos encargados de la retención de vertidos accidentales que además tienen cierta capacidad de laminación y de captura de sustancias contaminantes arrastradas por el agua de escorrentía. Esta retención permite contener los flotantes e hidrocarburos y posibilita la decantación de los materiales en suspensión.*

Su configuración más elemental está constituida por un tubo de entrada, un depósito (o balsa) estanco dotado de pantalla deflectora para separación de flotantes, un vertedero, un desagüe en el fondo equipado con válvula y un tubo de salida. El volumen de retención de la pantalla deflectora debe ser superior a treinta y cinco metros cúbicos (V > 35 m³).

Se deben proyectar accesos para los vehículos de conservación que permitan:

Después de cada período de lluvia, recoger los flotantes, vaciar y limpiar el depósito.

En caso de vertido accidental vaciar el depósito, normalmente por aspiración. Inspección frecuente y verificación de que el depósito permanece vacío y tiene la llave de fondo cerrada.

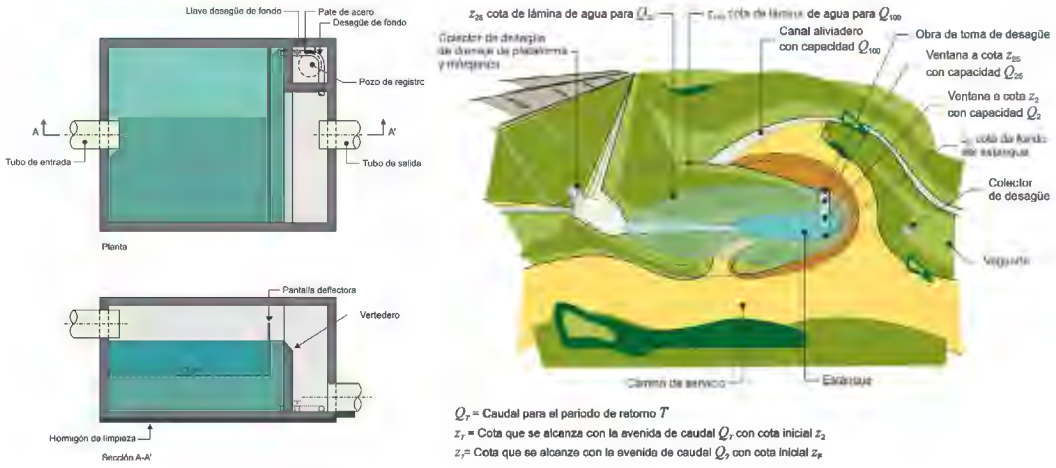


Figura 2-7. Ejemplo de balsa de retención y de elemento de laminación (Norma 5.2-IC)

Elementos de laminación

Son elementos destinados a reducir las puntas de caudal, normalmente por almacenamiento. El volumen necesario se obtiene por combinación de depósitos, balsas, canales o tuberías.
La necesidad de proyectar estos dispositivos se debe justificar expresamente incluyendo un estudio de caudales. Cuando la lámina libre del almacenamiento de agua alcance los espaldones de los rellenos se debe estar a lo especificado en el apartado 4.5. Se deben proyectar accesos para los equipos de conservación.

Filtros

Los filtros y sistemas de infiltración ejercen cierta función de depuración mediante filtrado. En ellos se trata de retener las materias en suspensión por el flujo a través de un medio poroso que puede ser un suelo natural (sistemas de infiltración) o artificial (filtro).

Un filtro es un elemento encargado de producir un flujo lento de agua, a través de un medio poroso (normalmente, arena) en el que se fija parte de la carga contaminante del fluido. A la salida del filtro se produce el vertido de una cantidad de agua prácticamente igual a la entrante.

Sistemas de infiltración

En un sistema de infiltración el flujo se produce en el terreno natural con infiltración de parte del caudal, por lo que a la salida del sistema el caudal es inferior al de la entrada. Se debe estudiar la circulación subterránea de agua para comprobar que no se produce contaminación de acuíferos.

Los sistemas de infiltración pueden combinarse con vegetación y pueden incluir superficies de recorrido en flujo difuso, cunetas, zanjas de infiltración y otros elementos.

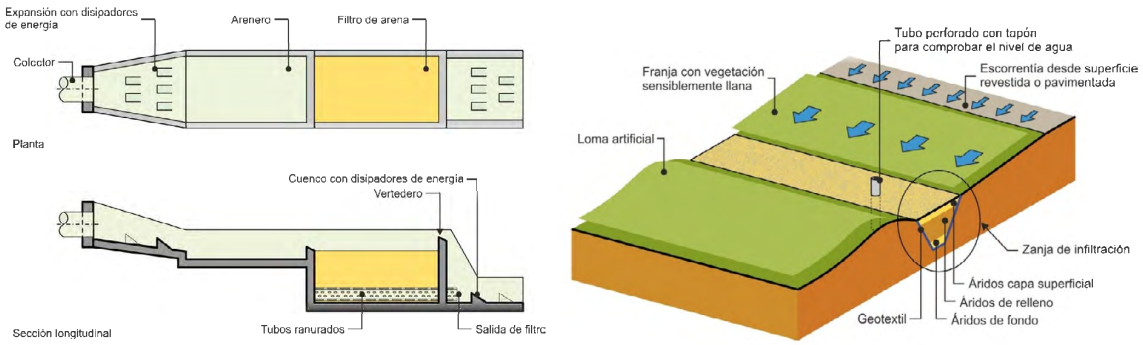


Figura 2-8. Ejemplo de filtro y de sistema de infiltración (Norma 5.2-IC)

2.4.9 Aspectos de Interés de la Ley de Evaluación Ambiental Modificada por la Ley 9/2018

Ley 9/2018, de 5 de diciembre, por la que se modifica la **Ley 21/2013, de 9 de diciembre, de evaluación ambiental**, la Ley 21/2015, de 20 de julio, por la que se modifica la Ley 43/2003, de 21 de noviembre, de Montes y la Ley 1/2005, de 9 de marzo, por la que se regula el régimen del comercio de derechos de emisión de gases de efecto invernadero.

La Ley 9/2018, de 5 de diciembre, se dicta con la finalidad fundamental de modificar la Ley 21/2013, de Evaluación Ambiental (LEA), con el fin de completar la incorporación a nuestro ordenamiento de la Directiva 2014/52/UE, del Parlamento Europeo y del Consejo, de 16 de abril, por la que se modificó la Directiva sobre evaluación de impacto ambiental de proyectos (Directiva 2011/92/UE). Muchos de los principios, objetivos y mandatos de la directiva del 2014 ya se habían incorporado cuando se aprobó la Ley de Evaluación Ambiental, dado que las tramitaciones de esta ley y de la directiva fueron prácticamente simultáneas y se conocían las novedades de ésta.

La ley no introduce modificaciones en los anexos I y II de la Ley de Evaluación Ambiental sobre los proyectos sometidos, respectivamente, a evaluación de impacto ambiental ordinaria y simplificada, pero sí incorpora nuevas especificaciones relativas a las obras, instalaciones o actividades comprendidas en dichos anexos (anexo VI, parte C de la LEA).

Se pueden destacar los siguientes aspectos de la modificación de la Ley (resumen basado en Lozano_Cutanda, 2019):

- **Principales novedades atinentes a la actuación y a las relaciones de las administraciones públicas:**

  Se incorpora un deber de consulta a cualesquiera Administraciones interesadas desde el momento en que comiencen los procedimientos de evaluación de impacto ambiental y de evaluación ambiental estratégica.

  Ampliación de la relación de los informes que debe solicitar preceptivamente el órgano sustantivo en el procedimiento de evaluación de impacto ambiental ordinaria. Además de los hasta el momento requeridos, la nueva redacción del artículo 37.2 exige ahora los siguientes informes (entre otros):

  - Informe de los órganos con competencias en materia de prevención y gestión de riesgos derivados de accidentes graves o catástrofes, en su caso.

  - Informe sobre la compatibilidad del proyecto con la planificación hidrológica o de la planificación de la demarcación marina, cuando proceda.

- **Elaboración del documento de alcance**

  Se mantiene el carácter potestativo para el promotor de solicitar la determinación del alcance del estudio de impacto ambiental, si bien el Tribunal Constitucional ha interpretado que las normas que dicten las comunidades autónomas pueden restablecer su carácter obligatorio (STC 53/2017).

  La Ley 9/2018 ha precisado que, cuando se solicite la elaboración del documento de alcance, la solicitud deberá ir acompañada del documento inicial del proyecto, que contendrá, como mínimo, la siguiente información (Art. 34.2):

  a) La definición y las características específicas del proyecto, incluida su ubicación, la viabilidad técnica y su probable impacto sobre el medio ambiente, así como un análisis preliminar de los efectos previsibles sobre los factores ambientales derivados de la vulnerabilidad del proyecto ante riesgos de accidentes graves o catástrofes.

  b) Las principales alternativas que se consideran y un análisis de los potenciales impactos de cada una de ellas.

  c) Un diagnóstico territorial y del medio ambiente afectado por el proyecto.

- Ampliación del contenido mínimo del estudio de impacto ambiental

  La ley ha incorporado a la Ley de Evaluación Ambiental una definición más completa del estudio de impacto ambiental (art. 5.3c) y ha ampliado el contenido mínimo que debe tener (art. 35.1) incluyendo dos nuevos apartados, entre los cuales hay que destacar:

> *Cuando el proyecto pueda* ***causar a largo plazo una modificación hidromorfológica en una masa de agua superficial o una alteración del nivel en una masa de agua subterránea*** *que puedan impedir que alcance el buen estado o potencial, o que pueda suponer un deterioro de su estado o potencial, se incluirá un apartado específico para la evaluación de sus repercusiones a largo plazo sobre los elementos de calidad que definen el estado o potencial de las masas de agua afectadas.*

Del mismo modo, la ley ha desarrollado más la información detallada sobre el contenido del estudio de impacto ambiental contenida en el anexo VI, parte A de la Ley de Evaluación Ambiental. Además de completar casi todos los apartados con nuevas precisiones, ha incorporado dos exigencias nuevas.

- Novedades en el contenido de la declaración de impacto ambiental:

  Con relación a las repercusiones del proyecto sobre la Red Natura 2000, la Ley añade que, cuando se compruebe la existencia de un perjuicio para la integridad de la Red Natura 2000, se incluirá una referencia a la justificación documental efectuada por el promotor en el estudio de impacto ambiental sobre la inexistencia de alternativas y la concurrencia de las razones de interés público de primer orden a las que alude el artículo 46 de la Ley 42/2007, de Patrimonio Natural y de la Biodiversidad, y, cuando procedan, se mencionarán las medidas correctoras Red Natura 2000 que deban establecerse en caso de concurrir las circunstancias previstas en dicho precepto.

  Se añade un nuevo apartado en virtud del cual, en el caso de proyectos que vayan a **causar a largo plazo una modificación hidromorfológica** en una masa de agua superficial o una alteración del nivel en una masa de agua subterránea, se determinará si de la evaluación practicada se ha deducido que ello impedirá que alcance el buen estado o potencial o que ello supondrá un deterioro del estado o potencial de la masa de agua afectada. En caso afirmativo, la declaración comprenderá, además, lo siguiente:

  a) Relación de todas las medidas factibles que se hayan deducido de la evaluación para paliar los efectos adversos del proyecto sobre el estado o potencial de las masas de agua afectadas.

  b) Referencia a la conformidad de la unidad competente en planificación hidrológica del organismo de cuenca con la evaluación practicada y con las medidas mitigadoras señaladas.

- Novedades en la evaluación de planes y proyectos que pueden afectar a la red natura 2000

  La ley ha incluido en el artículo 8 de la Ley de Evaluación Ambiental la precisión de que las posibilidades de exclusión reguladas en este precepto no eximirán al promotor de efectuar una evaluación de las repercusiones sobre los espacios Red Natura 2000 cuando se trate de planes, programas y proyectos que, sin tener relación directa con la gestión del lugar o sin ser necesarios para ella, puedan afectar de forma apreciable a las especies o hábitats de los citados espacios, ya sea individualmente o en combinación con otros planes, programas o proyectos (art. 8.5 LEA). Así lo había establecido ya la jurisprudencia, pues la Directiva sobre la evaluación de impacto ambiental de proyectos no prevé

ningún supuesto de posible exclusión de la necesidad de llevar a cabo una adecuada evaluación de los proyectos sobre los espacios de la Red Natura 2000 cuando puedan afectar de forma apreciable a los citados espacios.

Para estos casos, la ley ha incluido en el artículo 8.5 de la Ley de Evaluación Ambiental una regulación, si bien muy somera, de las actuaciones que habrán de seguirse en estos casos.

2.5 LEGISLACIÓN AUTONÓMICA DE REFERENCIA

Legislación que se considera de mayor interés:

- Ley 3/1998, de 27 de febrero, **General de Protección del Medio Ambiente del País Vasco.**
- Decreto 459/2013, de 10 de diciembre, sobre los **vertidos efectuados desde tierra al mar.**
- Decreto 211/2012, de 16 de octubre, por el que se regula el **procedimiento de evaluación estratégica de planes y programas**.
- Ley 21/2013, de 9 de diciembre, **de evaluación ambiental**.
- Ley 10/2021, de 9 de diciembre, de **Administración Ambiental** de Euskadi.

2.5.1 Estrategia de Protección de las Masas de Agua Frente a Vertidos

En Euskadi, el Decreto 459/2013 de vertidos tierra mar completa el marco jurídico que debe afectar a los **vertidos a aguas de transición y aguas costeras.** El Decreto incorpora los fundamentos de las NCA en el ámbito de la política de aguas, e incide directamente en la Ley 1/2006, de 23 de junio, de Aguas, que incorpora, dentro de sus objetivos ambientales, la prevención del deterioro del estado de todas las masas de agua superficiales y la reducción progresiva de la contaminación procedente de sustancias prioritarias impidiendo o suprimiendo los vertidos, las emisiones y las pérdidas de sustancias peligrosas prioritarias. En los Anexos I y II del Decreto 459 se recogen los valores límites de emisión para los vertidos de las distintas sustancias contaminantes y las NCA de las sustancias prioritarias, preferentes y de otros contaminantes.

En Bizkaia, desde un punto de vista de planificación y gestión hidrológica, son dos los organismos con competencias en planificación y gestión hidrológica: Uragentzia y la Confederación Hidrográfica del Cantábrico.

2.5.2 Protección de las Masas de Agua Subterráneas

No hay a nivel de CAPV legislación específica desarrollada, más allá de la europea y estatal ya citada.

2.5.3 Evaluación y Gestión de los Riesgos de Inundación

La implantación de la actual Directiva europea sobre el riesgo de inundación, junto con las normativas sectoriales en esta materia, recogidas en el Plan Hidrológico del Cantábrico Oriental y en la Modificación del Plan Territorial Sectorial de Márgenes de los Ríos de la CAPV, ambas aprobadas en 2013, se define el marco jurídico vinculado a inundaciones.

2.5.4 Evaluación Ambiental Estratégica País Vasco

La evaluación estratégica es un procedimiento administrativo instrumental respecto al de aprobación o de adopción de planes y programas, a través del cual se analizan los posibles efectos significativos sobre el medio ambiente de los planes y programas. Esta tramitación ambiental está regulada por la siguiente normativa:

- Ley 3/1998, de 27 de febrero, General de Protección del Medio Ambiente del País Vasco.
- Decreto 211/2012, de 16 de octubre, por el que se regula el procedimiento de evaluación estratégica de planes y programas.
- Ley 21/2013, de 9 de diciembre, de evaluación ambiental (modificada por Ley 9/2018).

A continuación, se presenta su objetivo y sus principios:

> *Artículo 1 Objeto.*
>
> *El presente Decreto tiene por objeto regular* ***el procedimiento de evaluación ambiental estratégica al que deben someterse los planes y programas que elaboren y/o aprueben las Administraciones Públicas de la Comunidad Autónoma del País Vasco y que puedan tener efectos significativos sobre el medio ambiente****.*
>
> *El citado procedimiento tendrá como finalidades:*
>
> *a) Integrar los aspectos ambientales en la toma de decisiones de planes y programas de las administraciones públicas desde las primeras fases de su preparación y antes de la adopción de estos, con objeto de promover un desarrollo sostenible.*
>
> *b) Realizar un análisis de las repercusiones sobre el medio ambiente, teniendo en cuenta los efectos acumulativos y sinérgicos, y garantizando que esos efectos se han tenido en cuenta durante la preparación del plan o programa y antes de su adopción, para la elección de la alternativa más adecuada al objeto de conseguir un elevado nivel de protección del medio ambiente.*
>
> *c) Priorizar la prevención de efectos significativamente adversos sobre el medio ambiente y la salud frente a su corrección y compensación. En última*

instancia, y en los supuestos en que sea factible, compensar las pérdidas de capital natural con su incremento y/o mejora.

d) Fomentar la transparencia y la participación pública y privada, a través del acceso en plazos adecuados a una información exhaustiva y fidedigna del proceso planificador.

e) Incardinar el procedimiento de evaluación ambiental estratégica en el procedimiento de ordenación territorial y en el urbanístico.

Artículo 2 Principios de desarrollo sostenible que deben regir la evaluación ambiental.

a) Priorizar la utilización intensiva de suelos ya artificializados, preservando de la urbanización el suelo de alto valor agrológico y el natural.

b) Evitar la segregación y dispersión urbana, así como la movilidad inducida, favoreciendo la accesibilidad mediante la planificación integrada de los usos del suelo y la movilidad y el fomento de estructuras urbanas densas, compactas y complejas.

c) Reducir el sellado del suelo, mediante un uso más sostenible del mismo y que mantenga tantas funciones como sea posible.

d) Fomentar el uso sostenible de recursos naturales: agua, energía, suelo y materiales.

e) Preservar y mejorar los hábitats y las especies, el medio natural y la conectividad ecológica.

f) Conservar y mejorar los paisajes y el patrimonio cultural.

g) Fomentar del ahorro energético, la eficiencia y el uso de energías renovables y la cogeneración.

h) Garantizar un aire limpio y la reducción de la población expuesta a niveles altos de ruido y a contaminación lumínica.

i) Alcanzar un buen estado ecológico de las masas de agua y un uso sostenible del recurso.

j) Favorecer la reducción de la vulnerabilidad al cambio climático mediante la integración de medidas de mitigación y adaptación.

k) Minimizar los riesgos naturales.

2.5.5 Estudio Ambiental Estratégico del II Plan Territorial Sectorial de Carreteras del Territorio Histórico de Bizkaia (PTSCB)

El "Estudio Ambiental Estratégico para el II Plan Territorial Sectorial de Carreteras de Bizkaia" (junio de 2022, en fase de documento para aprobación inicial), desarrollado por

el Departamento de Infraestructuras y Desarrollo Territorial, trata de analizar la situación del medio ambiente del territorio de Bizkaia con relación a la red de carreteras, identificando los valores ambientales más destacables, para analizar, posteriormente, las posibles afecciones que el desarrollo del mismo pueda producir sobre los valores ambientales del territorio.

El II Plan Territorial Sectorial de Carreteras tuvo como antecedente el I PTS de Carreteras de Bizkaia, aprobado mediante Norma Foral 8/1999, que inicialmente se planteaba con una vigencia de 18 años, pero dada la evolución de la coyuntura social y económica del Territorio Histórico, tuvo que ser actualizado y complementado por distintos instrumentos de planificación. Del documento de estudio ambiental estratégico son interesantes los siguientes aspectos vinculados con la gestión de escorrentías contaminadas:

> ***APARTADO 2.- RESULTADO DE LAS CONSULTAS PREVIAS***
>
> *A continuación, se resumen los aspectos ambientales más relevantes contenidos en los informes recibidos en el trámite de consultas a las administraciones públicas afectadas y a las personas interesadas, y recogidas en el Documento de alcance:*
> *[…]*
> *Servicio de Gestión Ambiental de la Diputación Foral de Bizkaia*
> *[…]*
> *(3) implantación de Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS), que además de reducir y controlar los caudales producidos por la lluvia contribuyen a disminuir los contaminantes arrastrados por las escorrentías y suponen un medio de adaptación a los efectos previsibles del Cambio Climático.*
>
> *URA, Agencia Vasca del Agua. Gobierno Vasco Realiza una serie de consideraciones con respecto a:*
>
> *(1) Protección del dominio público hidráulico (DPH) y sus zonas de protección asociadas.*
> *(2) Riesgo de inundabilidad.*
> *(4) Registro de Zonas protegidas de los Planes Hidrológicos. Incluye un listado con las actuaciones que podrían afectar a zonas incluidas en los registros de zonas protegidas de los Planes Hidrológicos.*
>
> ***APARTADO 3.- OBJETO DEL PLAN***
>
> *3.2.- Criterios de intervención*
> *3.2.5 Criterio 5: Sostenibilidad*
> *[…]*
> *Se puede considerar que una inversión en infraestructura de Transportes es sostenible si da respuesta a las demandas de accesibilidad de la Sociedad, es técnicamente factible, respeta el Medio Ambiente y sus valores fundamentales minimizando su impacto y contribuyendo a una reducción de las emisiones de gases de efecto invernadero, y se puede financiar de manera que sea posible para las generaciones presentes y futuras.*
>
> *3.2.5.2.- Sostenibilidad medioambiental*

Mejorar la integración del sistema de transportes en el medio natural desde todos los puntos de vista, revirtiendo situaciones inadecuadas de interferencia con espacios de interés naturalístico y prestando una especial atención a todo lo relativo a la fragmentación de hábitats, aspecto éste de gran importancia para la conservación de la fauna y la biodiversidad

APARTADO 6.- ASPECTOS RELEVANTES DE LA SITUACIÓN DEL MEDIOAMBIENTE

6.2.-Medio físico
6.2.8.- Hidrografía
6.2.8.6 Calidad de las aguas de escorrentía en las carreteras

La cantidad de contaminación que conlleva el agua de escorrentía que se produce sobre la plataforma de una carretera es uno de los datos que está aflorando durante los últimos años. Existen varios procedimientos para este análisis. Una parte importante de la contaminación por escorrentía en cauces proviene de los derrames de aceite, diésel y gasolina, y del desgaste de neumáticos y sistemas de frenado que luego quedan como residuos y son arrastrados por la lluvia a los ríos.

Para el análisis de las carreteras del Territorio Histórico de Bizkaia se ha utilizado el siguiente artículo y estudio del "Mayor of London: Road Runoff Water Qualitiy Study" (Justification of an excel spreadsheet approach for predicting road runoff pollutant concentrations. D M Revitt, J B Ellis and L Lundy Middlesex University. Thames 21, Environment Agency, Greater London Authority and Transport for London. 2019).

El estudio proporciona información nueva y valiosa sobre las concentraciones de contaminantes que salen de la carretera y se dirigen hacia los ríos. El modelo preparado para Londres ha sido adaptado para las Carreteras y el tipo de tráfico característico de la Red Objeto del Plan.

CARRETERA	TRAMO
BI-737	Erletxe-Larrabetzu
BI-2701	Muskiz-Bilbao Metropolitano
BI-2701	Travesía Muskiz
BI-737	Asua-Sangroniz
BI-30	E. Cruces-E. Barakaldo
BI-30	E. Barakaldo-E. Kukularra
BI-637	E. Universidad-Leioa
BI-637	La Campa-E. Universidad
BI-30	E. Kukularra- E. Asua (BI-604)
BI-10	E. Cruces-E. Sestao
BI-10	E. San Mames. - E. Kastrexana
BI-637	Leioa-Artatza
BI-10	E. Sestao-E. Trapagaran
BI-30	E. Asua (BI-604) - TT. Artxanda
BI-30	Túneles Artxanda - E. Larrondo
BI-10	E. Kastrexana-E. Cruces
BI-637	E. Kukularra- La Campa

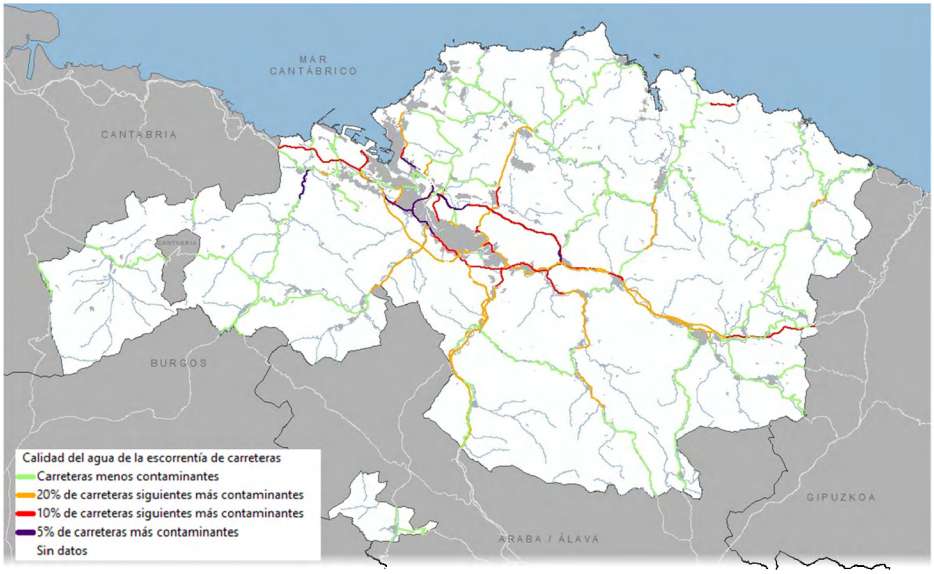
La metodología se basa en cálculos realizados para la predicción de las medias mensuales de contaminantes en la escorrentía de las carreteras. Los contaminantes se basan en las emisiones producidas por los vehículos (tubos de escape, desgaste de frenos y neumáticos, fugas de aceite), por el desgaste de la superficie de la carretera y por el volumen de escorrentía calculado. Los contaminantes considerados son el zinc, cobre, cadmio, pireno, benzopireno y el total de sólidos en suspensión (ug/L).

Comparando los resultados se puede identificar los puntos calientes de las carreteras de Bizkaia.

El enfoque considera las contribuciones contaminantes de los diferentes tipos de vehículo: vehículos ligeros (turismos) de gasolina y de diésel, vehículos ligeros (furgoneta) de gasolina y diésel, motocicletas, vehículos pesados (autobuses), vehículos pesados (camiones) rígidos y articulados.

A cada tipo de vehículo se le calculan las diferentes concentraciones y la suma de todos ellos ha dado el mapa final de las carreteras de la Red Objeto del Plan.

A raíz de este método se han observado el 5% de carreteras más contaminantes de Bizkaia que son las siguientes:



APARTADO 9.- ANÁLISIS DE LOS POSIBLES EFECTOS SIGNIFICATIVOS EN EL MEDIO AMBIENTE

9.3.- Análisis de la afección
9.3.6 Hidrografía

Las aguas de escorrentía que provienen de las carreteras tienen elevados niveles de contaminación. Además del uso de herbicidas en las cunetas de las carreteras, las emisiones de NOx que afectan al suelo, el riesgo relacionado con el transporte de mercancías peligrosas…Todo este tipo de escorrentías pueden acabar en aguas superficiales o aguas subterráneas, incluso en zonas húmedas.

En las nuevas actuaciones junto a infraestructuras existentes (duplicación de calzada, desdoblamientos…) el aumento de intensidades de precipitaciones extremas puede incrementar los problemas en la capacidad de desagües de la plataforma. Asimismo, las avenidas extraordinarias son el principal riesgo en puentes, obras de protección y de fábrica, pilas, estribos y muros de contención.

9.3.6.2.- Contaminación del agua por escorrentía de la plataforma

Se han tomado los datos de longitud, IMD, IMD pesado y anchura de plataforma de las actuaciones para realizar el cálculo sobre la contaminación de agua de escorrentía que se origina desde la plataforma. El cálculo se ha realizado a casi todas las actuaciones, exceptuando las actuaciones de Mejora de conectividad del transporte público, Impulso a la movilidad conectada, Reducción de impacto en medio urbano y Reducción de impacto en medio natural debido a que se sitúan o fuera o fuera de la plataforma o no conllevan una construcción de la carretera.

Cantidad de contaminación en el agua de escorrentía formada en la plataforma de la carretera.

Las concentraciones se derivan del zinc, cobre, cadmio, pireno, benzopireno y el total de sólidos en suspensión (ug/L). La suma de estos ha originado la cantidad de contaminación originada en la escorrentía.

Se ha tomado este dato como valor impacto y por tanto todas las actuaciones que se encuentran dentro del 35% de actuaciones más contaminantes conllevan un efecto relevante. El resto de las actuaciones que han participado en el cálculo se sitúan con un efecto poco relevante y las demás que no han entrado se presentan sin efecto.

No obstante, entre las actuaciones con un efecto relevante se pueden observar actuaciones entre un 5% más contaminantes, o un 10% siguientes más contaminantes o un 20% siguientes más contaminantes. A continuación, se expone la tabla con la relación de la contaminación y efectos.

El efecto de todas las actuaciones previstas hacia este valor ambiental se puede evaluar a este nivel de conocimiento de las actuaciones y el medio como SEVERO, dependiendo su afección de la correcta aplicación de los criterios ambientales al desarrollo de los proyectos previstos. También dependerá de la definición final de los trazados y su sección transversal que se adopten en los estudios previos y del diseño definitivo de sus elementos.

ID	ACTUACIÓN	CONTAMINACIÓN	EFECTO
40	Aumento de capacidad en la red de alta capacidad y eliminación de cuellos de botella entre Sestao y Cruces (Sentido Bilbao) + Reducción de impacto en medio urbano	5% de carreteras más contaminantes	Efecto relevante
48	Construcción de nuevos enlaces o remodelación de los existentes Kukularra-Asua (sentido Getxo)	5% de carreteras más contaminantes	Efecto relevante
38	Aumento de capacidad en la red de alta capacidad y eliminación de cuellos de botella E. Barakaldo-Kukularra (Puente de Rontegi, ambos sentidos)	5% de carreteras más contaminantes	Efecto relevante
44	Construcción de nuevos enlaces o remodelación de existentes (acceso al Puerto)	5% de carreteras más contaminantes	Efecto relevante
43	Aumento de capacidad en la red de alta capacidad y eliminación de cuellos de botella Túneles - E. Larrondo (sentido Derio)	10% de carreteras siguientes más contaminantes	Efecto relevante
36	Aumento de capacidad en la red de alta capacidad y eliminación de cuellos de botella E. Asua - Túneles de Artxanda (ambos sentidos)	10% de carreteras siguientes más contaminantes	Efecto relevante
42	Aumento de capacidad en la red de alta capacidad y eliminación de cuellos de botella Tercer carril Gallarta - El Haya (incluye remodelación del enlace de La Arena)	10% de carreteras siguientes más contaminantes	Efecto relevante
41	Aumento de capacidad en la red de alta capacidad y eliminación de cuellos de botella Tercer carril en la AP-8, tramo Larrea-Etxano	10% de carreteras siguientes más contaminantes	Efecto relevante
37	Aumento de capacidad en la red de alta capacidad y eliminación de cuellos de botella E. Universidad - E. Kukularra	10% de carreteras siguientes más contaminantes	Efecto relevante
46	Construcción de nuevos enlaces o remodelación de existentes E. Amorebieta N.-E. Boroa	10% de carreteras siguientes más contaminantes	Efecto relevante
45	Construcción de nuevos enlaces o remodelación de existentes AP-8 Nuevo semienlace de Zaldibar	10% de carreteras siguientes más contaminantes	Efecto relevante
39	Aumento de capacidad en la red de alta capacidad y eliminación de cuellos de botella Enekuri-Kukularra/Txorierri	10% de carreteras siguientes más contaminantes	Efecto relevante
33	Aumento de capacidad en la red convencional Gorozika-Zugastieta	20% de carreteras siguientes más contaminantes	Efecto relevante
58	Ordenación de accesos N-634 Erletxe - Ibarsusi	20% de carreteras siguientes más contaminantes	Efecto relevante
30	Aumento de capacidad en la red convencional E. Gernika S. - E. Barrutia	20% de carreteras siguientes más contaminantes	Efecto relevante
47	Construcción de nuevos enlaces o remodelación de existentes Nuevo enlace de Euba	20% de carreteras siguientes más contaminantes	Efecto relevante
57	Ordenación de accesos Apario-Igorre	20% de carreteras siguientes más contaminantes	Efecto relevante
34	Aumento de capacidad en la red convencional Llantada-L.P. Burgos	20% de carreteras siguientes más contaminantes	Efecto relevante
35	Aumento de capacidad en la red convencional Trabakua-Vte. Markina	20% de carreteras siguientes más contaminantes	Efecto relevante
31	Aumento de capacidad en la red convencional Elorrio-L.P. Gipuzkoa	20% de carreteras siguientes más contaminantes	Efecto relevante
82	Variante de población BI-625 Bentakoerreka (Arrigorriaga)-Bakiola (Arrankudiaga)	20% de carreteras siguientes más contaminantes	Efecto relevante
32	Aumento de capacidad en la red convencional Gernika-Kortezubi	20% de carreteras siguientes más contaminantes	Efecto relevante
73	Variante de Ariatza-Astelarra-Vista Alegre	20% de carreteras siguientes más contaminantes	Efecto relevante
65	Rectificación de trazado Fin túnel Autzagane-Gorozika	20% de carreteras siguientes más contaminantes	Efecto relevante
49	Desdoblamiento de calzada Aranguren - Llantada	20% de carreteras siguientes más contaminantes	Efecto relevante
5	Acondicionamiento y ensanche BI-4736-Rotonda Plaiabarri	20% de carreteras siguientes más contaminantes	Efecto relevante
52	Duplicación de calzada Conexión VSM-A8 en Basauri (Baipás Túnel de Malmasín)	20% de carreteras siguientes más contaminantes	Efecto relevante
53	Duplicación de calzada túnel de Santo Domingo	20% de carreteras siguientes más contaminantes	Efecto relevante
77	Variante de Larrauri	20% de carreteras siguientes más contaminantes	Efecto relevante

APARTADO 10.- POSIBLES REPERCUSIONES POTENCIALES SOBRE LA RED NATURA 2000

10.5.- Medidas preventivas, correctoras ordinarias

Las medidas preventivas y correctoras respecto a la Red Natura 2000 y otros espacios protegidos, de carácter ordinario, se tratan de aquellas medidas destinadas a paliar los efectos que puedan producir las actuaciones previstas en el presente plan. Estas serán adicionales a las que, con carácter genérico, se apliquen sobre el resto de las actuaciones, y son las que se describen a continuación:

Agua

- *Las actuaciones previstas en el Plan que afecten al Dominio Público Hidráulico o se sitúen en sus zonas de protección, requerirán de la preceptiva autorización administrativa de la Administración Hidráulica correspondiente que deberá ser tramitada en la Agencia Vasca del Agua.*

- *Teniendo en cuenta la normativa de aplicación (PTS de márgenes de ríos y arroyos, RDPH y vigentes Planes Hidrológicos), la referencia normativa en materia de inundabilidad será la marcada por los diferentes Planes de Gestión del Riesgo de Inundación de las tres demarcaciones hidrográficas afectadas (Cantábrico Oriental, Occidental y Ebro) línea correspondiente a las avenidas de periodo de retorno de 100 años, sin perjuicio de que, a nivel de proyecto y dependiendo de la envergadura de la obra, se analicen detalladamente las implicaciones que en materia de gestión de riesgo de inundación podría suponer la disposición del trazado en la franja situada entre la ZFP y dicha T100, que ha sido ya considerada en el análisis de riesgos. En ningún caso la ejecución de una nueva infraestructura podrá suponer la elevación de la lámina de inundación.*

- *Se deberá realizar la previa corrección de posibles afecciones a los sistemas fluviales, márgenes, cauces y biotopos riparios mediante medidas concretas como balsas de decantación, lavaruedas, limpieza de cubetas de hormigoneras, sistemas de retención de sólidos… Las medidas destinadas a la depuración de aguas de escorrentía de obras deberán quedar alejadas de los cauces y deberán ser calculadas y justificadas al menos para responder adecuadamente a la avenida ordinaria.*
  […]

- ***Las soluciones de drenaje de las actuaciones previstas en superficie deberán emplear biotecnias, siempre y cuando estas no comprometan la seguridad y estabilidad de la plataforma correspondiente.***

- ***Las soluciones de drenaje de las nuevas infraestructuras deberán valorar siempre la posibilidad de implantar SUDS (Sistemas urbanos de drenaje sostenible), en el caso de que estas soluciones no resulten viables se deberá justificar su inaplicabilidad y proponer soluciones mixtas.***

APARTADO 11.- MEDIDAS PREVENTIVAS Y CORRECTORAS DEL IMPACTO AMBIENTAL

11.2.- Programas de integración ambiental y eficiencia

El diagnóstico identifica una serie de interferencias de la red con los procesos ambientales del medio en el que se integra de manera que se detectan problemas para el correcto desarrollo de todo el potencial ambiental de las zonas afectadas.
[…]

11.2.1.- Integración en el medio hídrico

La disposición de infraestructuras de altas prestaciones con altas cargas de tráfico junto a cuerpos de agua (cursos, rías, embalses, lagunas, etc.) representa un grave riesgo de afección a masas de agua superficiales y subterráneas de gran importancia tanto en sí mismas como por su vulnerabilidad (es decir, por su difícil recuperabilidad), por su función ecológica directa (biodiversidad asociada a márgenes de cursos de agua, lagos o embalses, a los propios cursos, a rías y estuarios, etc.) o por su aprovechamiento indirecto (usos humanos).

Además, la disposición de la carretera en el fondo de valles de morfología estrecha y profunda entra frecuentemente en competencia con usos edificatorios industriales y residenciales condicionando ambos (edificaciones y vía) el desarrollo del régimen de ríos y otros cuerpos de agua. Se puede afectar así gravemente al riesgo de inundabilidad que se ve incrementado en su alcance y desarrollo.

Todos estos procesos de riesgo y afección a la calidad y régimen hídrico dependen en realidad de las condiciones locales en las que se dan estos procesos que aquí tan sólo se han apuntado. Aspectos tales como el verdadero riesgo de vertidos contaminantes asociado al flujo de tráficos o la disposición de los elementos de la carretera respecto a las márgenes de la masa de agua son determinantes de dicha gravedad. Por su lado, las condiciones del medio afectado tales como la fragilidad o vulnerabilidad de la masa de agua (tipo de acuífero, régimen del río, condiciones litorales, etc.) o la calidad e interés de la masa de agua afectada (grado de biodiversidad, interés social, paisajístico y ambiental, etc.) también son claves en el desarrollo del proceso de afección.

En el capítulo 9.3.6 del presente documento se hace un análisis de la posible afección de la actual red de carreteras a las masas de agua circundantes, de lo que se han derivado las siguientes propuestas de mejora de la situación actual. Además, las medidas propuestas están dirigidas a dar cumplimiento a los objetivos de calidad de las masas de agua establecidas en los correspondientes Planes Hidrológicos de Cuenca, para cada masa afectada:

[…]

- *En las zonas con alto riesgo de inundabilidad o ARPSIS, se colaborará con la administración competente en materia de aguas a la hora de adoptar medidas para reducir el riesgo, en respuesta a las medidas incluidas en el plan de Inundaciones de las Demarcaciones del Cantábrico Oriental y Occidental y la Demarcación del Ebro.*

- ***Se deberá calibrar la metodología propuesta en el apartado "9.3.6.2. Contaminación del agua por escorrentía de la carretera" para el cálculo de la carga contaminante procedente de las aguas de la plataforma y que alcanza actualmente los cauces sin tratamiento. Para ello se deberá llevar a cabo una campaña de muestreo y analítica de contaminantes durante al menos un año, con una periodicidad fija. Posteriormente se deberá contrastar con los datos de tráfico y la distribución de este por tipo de vehículo.***

- ***En los tramos en los que se han identificado problemas de vertidos contaminantes a través de la red de drenaje de la plataforma, en función de la metodología citada. Se deberá estudiar la posibilidad de implementar Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (en adelante SUDS), de manera que se reduzca la carga contaminante. Tras la calibración del sistema de cálculo de contaminantes en las aguas de plataforma, es posible que se identifiquen nuevos tramos con problemas que deberán ser abordados con un plan de implantación de SUDS.***

- ***Los tramos de la red que presenten riesgos derivados del transporte de mercancías peligrosas deberán ser priorizados y además deberán preverse actuaciones para la recogida de vertidos en casos excepcionales de emergencia ambiental.***

- *En los tramos de paralelismo de la red fluvial con la red de carreteras, durante los trabajos de conservación se establecerá un protocolo de actuación que contemple los siguientes aspectos:*

    - *Protocolo de limpieza de plataforma y cunetas que evite los vertidos a los cauces o sus riberas.*

    - *En los casos en que la servidumbre de la carretera coincida con la del cauce y sus riberas se minimizarán los desbroces periódicos de las márgenes, manteniendo los parámetros de visibilidad necesarios, pero conservando la vegetación de ribera en la mayor extensión posible. (importante refugio de fauna).*

    - *Se vigilará la aparición de especies alóctonas invasoras y serán eliminadas prioritariamente.*

    - *Si el terraplén o muro de la carretera se apoya directamente en el cauce deberán analizarse las alternativas existentes para liberar las riberas o el propio cauce.*

2.5.6 Otras Zonas con Figuras de Protección Ambiental

2.5.6.1 Planes Territoriales Parciales (PTP)

En la CAPV se han desarrollado diferentes planes sectoriales que identifican ámbitos territoriales con figuras de protección ambiental que es posible que no estén consideradas en los listados de zonas protegidas del Plan Hidrológico, pero que sí

deben ser tenidos en cuenta, al menos, para una valoración inicial que analice la incidencia de los flujos de la escorrentía viaria.
De acuerdo con la Ley de Ordenación del Territorio del País Vasco, los Planes Territoriales Parciales desarrollan las Directrices de Ordenación Territorial en las áreas o zonas supramunicipales y concretan, para cada una de ellas, los criterios específicos de ordenación.

Las Directrices de Ordenación Territorial definen quince ámbitos geográficos, denominados Áreas Funcionales, en virtud de criterios geográficos, económicos y sociales. Por su tamaño y estructura, son la pieza clave para el análisis de sus problemas y la implantación de programas de ordenación territorial para solucionarlos. Los quince Planes Territoriales Parciales previstos en las DOT se encuentran en diferentes fases de tramitación.

Los PTP deben contener las siguientes determinaciones (PTP-EUSKADI, 2024):

1. La definición de los objetivos de la ordenación a partir del análisis del estado actual del territorio, de la situación socioeconómica y de sus posibilidades de evolución.

2. **El señalamiento de los espacios aptos para servir de soporte a las grandes infraestructuras, según sus características.**

3. La definición de la ubicación de los equipamientos de interés común para el área o zona objeto del Plan.

4. Los criterios, principios y normas generales a los que habrá de atenerse la ordenación urbanística.

5. La definición de los espacios que deban ser objeto de remodelación, regeneración o rehabilitación con el fin de evitar su degradación o de conseguir su recuperación para usos, total o parcialmente, distintos, así como de los programas a desarrollar y las medidas de apoyo encaminadas a incentivar su realización.

6. La cuantificación de las superficies de suelo que deban reservarse con destino a alguna de las siguientes finalidades:
   - Construcción de viviendas de protección oficial, de promoción pública o privada, u otras que en el futuro pudieran ser limitadas en su precio final mediante regulación específica.
   - Promoción pública de suelo industrial para posibilitar la formación de polígonos urbanizados.

7. Los criterios, normas y principios necesarios para el desarrollo de las determinaciones que contienen las Directrices.

El contenido de los Planes Territoriales Parciales es el siguiente:

A. Memoria
Anexos a la memoria
A.I. Análisis de impactos y vulnerabilidad al cambio climático.
A. II. Mapas de riesgo por ascenso del nivel del mar bajo escenarios futuros de cambio climático.

A.III. Cuadros resumen de vulnerabilidad y riesgo de municipios ante el cambio climático.
A. IV. Parques metropolitanos y parques fluviales.
A.V. Principales equipamientos dotacionales de carácter territorial.
A.VI. Indicadores de sostenibilidad territorial y urbanística.

B. Normas de ordenación
Anexos a las normas de ordenación:
B.I. Matriz de regulación de usos del medio físico.
B. II. Definición de usos de la matriz del medio físico.
B.III. Cuantificación residencial.
B. IV. Áreas regeneración, renovación y rehabilitación.
B.V. Espacios relevantes.
B.VI. Acciones en infraestructuras de transporte.
B.VII. Acciones en gestión de recursos.
B. VIII. Áreas de compatibilización de planeamientos.
B. IX. Fichas resumen por áreas de carácter estratégico.
B.X. Planos en materia aeroportuaria.
B. XI. Servidumbres ley de costas.
B.XII. Cuadro de eficacia vinculante.
B. XIII. Áreas de conflicto.

C. Estudio económico financiero y programa de actuación.

D. Planos.

E. Afecciones al planeamiento municipal.

F. Estudio ambiental estratégico.

G. Estudio preliminar de impacto de género.

PTS aprobados definitivamente de interés en este Manual:

- Plan Territorial Sectorial Agroforestal de la Comunidad Autónoma del País Vasco.

- **Plan Territorial Sectorial de Márgenes de Ríos y Arroyos (Vertiente Cantábrica y Mediterránea):**
  Este PTS ordena las márgenes de los ríos y arroyos, en tres aspectos: el medioambiental, el hidráulico y el urbanístico. Dado que la normativa anterior ya marca la manera de actuar en los cauces, en este diagnóstico se ha creído más significativo la identificación del aspecto medioambiental de este Plan, ya que es el que indica el estado de conservación de las márgenes, teniendo en cuenta principalmente el estado de su vegetación.

  Dentro de la normativa específica según la componente hidráulica aparece la normativa específica sobre drenaje en nuevas áreas a urbanizar (E4):

  Las nuevas urbanizaciones, polígonos industriales, desarrollos urbanísticos e infraestructuras lineales que puedan producir alteraciones en el drenaje de la cuenca o cuencas interceptadas deberán introducir sistemas de drenaje sostenible (uso de pavimentos permeables, tanques o dispositivos de tormenta,

etc.) que garanticen que el eventual aumento de escorrentía respecto del valor correspondiente a la situación preexistente puede ser compensado, correctamente desaguado o es irrelevante.

En los drenajes transversales de vías de comunicación no se pueden añadir a una vaguada áreas vertientes superiores en más de un 10% a la superficie de la cuenca propia. En caso de incumplir dicha condición, deberá aumentarse la capacidad de desagüe del cauce de la vaguada receptora de modo que con la avenida de 500 años de periodo de retorno no se produzcan sobrelevaciones con respecto a la situación inicial.

En los procesos de nueva planificación u ocupación urbanística de las cabeceras de cuenca (cuenca afluente inferior a 5 km2) y en otros casos, siempre que se estime necesario dadas las características de la cuenca, podrá exigirse la realización de un estudio hidrológico-hidráulico que justifique que el eventual aumento de la escorrentía producido por la impermeabilización-urbanización de una superficie, no resulta significativo, o que se han tomado las medidas correctoras necesarias para que no exista disminución de la capacidad actual de desagüe en toda la cuenca de aguas abajo para las avenidas de 500 años de periodo de retorno.

Este estudio hidrológico-hidráulico será exigible, en cualquier caso, cuando la superficie de la nueva actuación suponga al menos el 25% de la superficie total de la cuenca.

Las obras necesarias que se determinen en dicho estudio hidrológico-hidráulico deberán ser incorporadas al desarrollo de la actuación urbanística y su finalización deberá ser previa a la puesta en funcionamiento de dicha actuación.

- **Plan Territorial Sectorial (PTS) de Zonas Húmedas:**

  El Plan Territorial Sectorial (PTS) de Zonas Húmedas de la reconoce la elevada importancia que desempeñan los humedales por los procesos hidrológicos y ecológicos que albergan.

  Los objetivos principales de este PTS de Zonas Húmedas de la CAPV son tres:
  - Garantizar, para cada zona húmeda, la conservación de sus valores naturales, productivos y científico-culturales.
  - Posibilitar la mejora, recuperación y rehabilitación del medio natural de las zonas húmedas degradadas.
  - Establecer líneas de acción que permitan una revalorización de sus recursos naturales.

  Clasifica los distintos humedales inventariados en tres grupos según su relevancia ecológica:
  - Grupo I: Zonas húmedas afectadas por la declaración de espacios naturales protegidos, parques naturales y biotopos o reserva de la biosfera.

- Grupo II: Se incluyen dos tipos de zonas, las protegidas por el planeamiento especial urbanístico aprobado antes de la entrada en vigor de este PTS, y las zonas ordenadas por este PTS.

- Grupo III: comprende el resto de los humedales inventariados por este Plan y no incluidos en categorías anteriores.

- **Plan Territorial Sectorial de Protección y Ordenación del Litoral:**

  El Plan Territorial Sectorial (PTS) de Protección y Ordenación del Litoral nace con un fin esencial: lograr un mayor grado de blindaje ambiental y ecológico del patrimonio natural que constituye el litoral de la CAPV.

  De hecho, pretende convertirse en un instrumento determinante para, desde la consideración del litoral vasco como un todo, arbitrar medidas de protección eficaces que aminoren los impactos derivados de las actividades que ejercen presión sobre él.

  El PTS del litoral viene a complementar los también definitivamente aprobados PTS de Zonas Húmedas y PTS de Ordenación de Márgenes de Ríos y Arroyos, fortaleciendo y afianzando así el grado de protección global del litoral vasco.
  Su ámbito de ordenación en la franja de anchura mínima de 500 metros a partir del límite interior de la ribera del mar, que es la zona de influencia definida en la Ley de Costas. Esta zona se hace extensible a los márgenes de los ríos, hasta donde se haga sensible la influencia de las mareas.

  En esa área de ordenación, establece los criterios de protección, mejora y conservación de los recursos naturales, de un lado; y las directrices para regular el uso público en el litoral, de otro. Junto a ello, propone criterios tanto para el señalamiento de zonas de especial protección, a efectos de ley de costas, como para la inclusión de determinadas áreas en el catálogo de zonas ambientalmente sensibles del litoral vasco, a efectos de la Ley General de Medio Ambiente del País Vasco.

- **Tercer Plan General de Carreteras del País Vasco 2017-2028:**

  Decreto 63/2020, de 19 de mayo, por el que se aprueba el tercer Plan General de Carreteras del País Vasco, correspondiente al periodo 2017-2028 (Boletín Oficial del País Vasco 2020/2036 (1/4)) del Departamento de Desarrollo Económico e Infraestructuras y el Departamento de Medio Ambiente, Planificación Territorial y Vivienda.

2.5.6.2 Otras Fuentes de Información sobre Espacios Naturales y Especies de Interés

Las fuentes que se citan a continuación pueden identificar espacios o zonas con protección ambiental que es posible que no estén consideradas en los listados de zonas protegidas del Plan hidrológico.

- Áreas de interés naturalístico incluidas en las Directrices de Ordenación Territorial (DOT).

Cartografía de las áreas de interés naturalístico incluidas en las Directrices de Ordenación Territorial del País Vasco (DOT) a escala 1:25.000 (año 1997). La Ley 4/1990, de 31 de mayo, de Ordenación del Territorio del País Vasco define los instrumentos de ordenación territorial del País Vasco. Entre ellos, las Directrices de Ordenación Territorial (DOT) constituyen el marco general de referencia y a ellas habrán de amoldarse el resto de los documentos que se realicen.

La citada Ley establece, como una de las determinaciones que deben incluir las DOT, "la delimitación y definición precisa de las áreas o zonas que deban ser objeto de especial protección con el fin de preservar sus valores ecológicos, culturales o económicos y asegurar, en su caso, la explotación racional de los recursos naturales existentes en las mismas, de acuerdo con la legislación específica en cada caso aplicable".

Para dichas áreas se incluye una normativa, con carácter vinculante, que refiere los usos y actividades en ellas prohibidos, admisibles o propiciados. Además, en las DOT se adjunta un "Listado Abierto de Áreas de Interés Naturalístico", como espacios a tener en consideración por el planeamiento territorial, sectorial y municipal con el fin de preservar sus valores ecológicos, culturales y económicos. En algunos casos, estas áreas ya han sido incluidas (total o parcialmente) en otras figuras de protección.

- Catálogo abierto de espacios naturales relevantes de la CAPV.

  El catálogo y su mapa reúne una muestra representativa de distintos ecosistemas, habiéndose seleccionado para este fin los que presentan un mejor estado de conservación.

  En el mapa se delimitan ámbitos concretos a escala 1/200.000 donde se concentran las características naturalísticas que han hecho que se valore especialmente cada espacio, tomando como base referencias físicas y geográficas, tales como la altitud, cota de marea, vega de inundación, extensión de la lámina de agua; o botánicas, como la presencia y extensión de determinadas comunidades de vegetación. Los espacios a los que se ha asignado la figura de parque natural o biotopo protegido en base a la legislación sobre conservación de la naturaleza, se ha respetado la delimitación recogida en sus respectivos Decretos de declaración.

- Proyecto de Red de Corredores Ecológicos.

  El proyecto se elaboró en el año 2005 y responde a la necesidad de conservar y restaurar la conexión funcional entre los espacios naturales poseedores de especies silvestres cuyas mermadas poblaciones tienden al aislamiento.

  Partiendo de la información disponible de los elementos geográficos con incidencia en la problemática de estudio (distribución de la fauna, vegetación, usos del suelo, red hidrográfica, red de carreteras y núcleos de población, red de espacios naturales protegidos, etc.), se realiza un análisis espacial y funcional del paisaje de la C.A.E. con el fin de establecer una Red física de Corredores Ecológicos que garanticen la conectividad o permeabilidad del paisaje para las especies de fauna especialista afectadas por la fragmentación de sus hábitats y poblaciones.

La estructura de la Red de Corredores Ecológicos de la C.A.E. se configura en torno a los espacios-núcleo a conectar. Los corredores y áreas de enlace son los elementos de conexión, mientras las áreas de amortiguación se sitúan rodeando tanto las zonas a vincular como los elementos conectores citados. Los tramos de la red fluvial no incluidos en estas cuatro figuras, y que por su interés conector deben formar parte de la estructura de la Red de Corredores, completa el ámbito espacial de ésta. Por último, las áreas de restauración ecológica constituyen enclaves degradados dentro de los elementos anteriores.

- Áreas de interés especial de las especies de fauna con plan de gestión.

  Delimitación oficial de las áreas de interés especial establecidas en los decretos y órdenes forales por las que se aprueban los correspondientes planes de gestión de las especies de fauna amenazada, a escala 1:25.000.

- Visón europeo
  Decreto Foral 118/2006, de 19 de junio, por el que se aprueba el Plan de Gestión del Visón Europeo, ***Mustela Lutreola*** (***Linnaeus***, 1761), en el Territorio Histórico de Bizkaia, como especie en peligro de extinción y cuya protección exige medidas específicas. (BOB 06/07/2006)

- Aves necrófagas
  Decreto Foral de la Diputación Foral de Bizkaia 83/2015, de 15 de junio, por el que se aprueba el plan conjunto de gestión de las aves necrófagas de interés comunitario de la Comunidad Autónoma del País Vasco. (BOB 24/06/2015)

- Paiño europeo
  Decreto Foral 116/2006, de 19 de junio, por el que se aprueba el Plan de Gestión del ave "Paíño Europeo (***Hydrobates pelagicus***)", como especie rara y cuya protección exige medidas específicas. (BOB 06/07/2006)

- Cormorán moñudo
  Decreto Foral 112/2006, de 19 de junio, por el que se aprueba el Plan de Gestión del Ave "Cormorán moñudo (***Phalacrocórax aristotelis***)", como especie rara y cuya protección exige medidas específicas. (BOB 06/07/2006)

- Tórtola europea
  ORDEN de 13 de marzo de 2024, de la Consejera de Desarrollo Económico, Sostenibilidad y Medio Ambiente, por la que se aprueba el Plan de gestión de la tórtola europea (***Streptopelia turtur***) en la Comunidad Autónoma del País Vasco

- Pez espinoso
  Decreto Foral de la Diputación Foral de Bizkaia 186/2008, de 9 de diciembre, por el que se aprueba el Plan de Gestión del pez Espinoso, ***Gasterosteus aculeatus Linnæus***, 1758, en el Territorio Histórico de Bizkaia, como especie vulnerable y cuya protección exige medidas específicas. (BOB 19/12/2008)

- Ranunculus amplexicaulis.
  Decreto Foral 117/2006, de 19 de junio, por el que se aprueba el Plan de Gestión de ***Ranunculus amplexicaulis L.***, en el Territorio Histórico de Bizkaia, como especie

en peligro de extinción y cuya protección exige medidas específicas. (BOB 06/07/06)

- Genista legionensis.
  Decreto Foral 115/2006, de 19 de junio, por el que se aprueba el Plan de Gestión de ***Genista legionensis (Pau) M. Laínz.***, en el Territorio Histórico de Bizkaia, como especie en peligro de extinción y cuya protección exige medidas específicas. (BOB 06/07/06)

- Diphasiastrum alpinum.
  Decreto Foral 113/2006, de 19 de junio, por el que se aprueba el Plan de Gestión de ***Diphasiastrum alpinum (L.) J. Holub.***, en el Territorio Histórico de Bizkaia, como especie en peligro de extinción y cuya protección exige medidas específicas. (BOB 06/07/06)

- Eriophorum vaginatum.
  Decreto Foral 114/2006, de 19 de junio, por el que se aprueba el Plan de Gestión de ***Eriophorum vaginatum L.***, como especie en peligro de extinción y cuya protección exige medidas específicas en el Territorio Histórico de Bizkaia. (BOB 06/07/06)

2.6 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

Barrera-Medina, A.M. (2014). "Legislación al día. Unión Europea. Evaluación de Impacto Ambiental". Actualidad Jurídica (descargado en 2024). https://www.actualidadjuridicaambiental.com/legislacion-al-dia-union-europea-evaluacion-de-impacto-ambiental-2/)

FEMP (2021). "Guía para el desarrollo de Normativa Local en la Lucha contra el Cambio Climático". Federación Española de Municipios y Provincias. Red Española de Ciudades por el Clima y Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino. GUIA-2.pdf_1096958278.pdf (famp.es)

Lozano-Cutanda (2019). "LEY 9/2018: Análisis de las modificaciones de la ley de evaluación ambiental". 9 de enero de 2019, Actualidad Jurídica Ambiental, n. 86, Sección "Comentarios de legislación". ISSN: 1989-5666 NIPO: 693-19-001-2. 2019_01_09_Lozano_Ley-modificaciones-LEA.pdf (actualidadjuridicaambiental.com)

MITECORD (2019). "Protocolo de caracterización hidromorfológica de masas de agua de la categoría ríos, 22 de abril de 2019".otras zonas con Protocolos de caracterización y cálculo de métricas de hidromorfología fluvial (miteco.gob.es)

MITECO (2019). "Recomendaciones para incorporar la evaluación de efectos sobre los objetivos ambientales de las masas de agua y zonas protegidas en los documentos de evaluación de impacto ambiental de la A.G.E." Ministerio para la Transición Ecológica. Dirección General de Biodiversidad y Calidad Ambiental Subdirección General de Evaluación Ambiental. Madrid. 1. Introducción y objeto (miteco.gob.es)

MITECORD (2021). "Guía para la evaluación del estado de las aguas superficiales y subterráneas". Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico Secretaría General Técnica.
guia-para-evaluacion-del-estado-aguas-superficiales-y-subterraneas_tcm30-514230.pdf (miteco.gob.es)

MITERD (2021). Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico.
https://www.miteco.gob.es/es/agua/temas/estado-y-calidad-de-las-aguas/aguas-superficiales/concepto-estado.html

PTP-EUSKADI (2024). "Planes Territoriales Parciales". Planificación Territorial y Agenda Urbana. Departamento de Planificación Territorial, Vivienda y Transportes"
Planes Territoriales Parciales (PTP) - Consejo Asesor de Política Territorial de Gobierno Vasco - Euskadi.eus

PTSCB (2022). "Estudio Ambiental Estratégico del II Plan Territorial Sectorial de Carreteras del Territorio Histórico de Bizkaia (PTSCB). Estudio Ambiental Estratégico". Documento para Aprobación Provisional. Junio 2022. Departamento de Infraestructuras y Desarrollo Territorial. Diputación Foral de Bizkaia
https://www.bizkaia.eus/es/tema-detalle/-/edukia/dt/12285

Capítulo 3. PLANIFICACION DEL AGUA PLUVIAL E INTEGRACION EN EL DISEÑO

ÍNDICE

3.1 INTRODUCCIÓN....3-3
3.2 PLANIFICACION Y GESTION DEL AGUA PLUVIAL EN LOS PROYECTOS....3-3
3.2.1 Estrategia del Diseño....3-4
3.3 EVALUACION DEL AMBITO-PROYECTO....3-5
3.3.1 Fuentes de Información....3-7
3.3.2 Evaluación Geotécnica....3-8
3.3.3 Dominio Público....3-8
3.3.4 Documentación....3-8
3.4 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS....3-11

3.1 INTRODUCCIÓN

El II Plan Territorial Sectorial de Carreteras de Bizkaia (PTSCB), aprobado provisionalmente en junio de 2022, incluye actuaciones concretas destinadas a la mejora de la sostenibilidad de la red viaria como son su integración con la red hidrológica. El PTSCB introduce por primera vez en el territorio de Bizkaia un análisis sobre la contaminación difusa de las masas de agua producida por las aguas de escorrentía de la plataforma. Reconoce así la presión de estas fuentes de contaminación difusa y propone la implantación de SuDS (Sistemas de Drenaje Sostenible) para la gestión de la escorrentía viaria. Además, identifica varias zonas prioritarias de actuación y presenta un mapa de contaminación de la escorrentía viaria siguiendo la misma metodología para la evaluación de riesgos ambientales de las descargas de escorrentía que la recogida en este Manual (ver Capítulo 09).

Por tanto, los estudios de carreteras deben incorporar técnicas SuDS con criterios adecuados de selección y aplicación para que se obtenga el máximo beneficio ambiental. El proyectista debe ser flexible y algo creativo a la hora de especificar la solución definitiva para el proyecto integrando diferentes disciplinas, entre ellas; la hidrología, geotécnica, geología, trazado y vulnerabilidad del medio receptor. Los SuDS poseen una determinada vida útil que puede ser igual o menos que la de la carretera. El diseño y la selección de la técnica por tanto debe realizarse para conservar la función a lo largo la vida útil de la infraestructura y con la conservación y explotación siempre presente.

El drenaje de la carretera es una parte integral de la misma y debe ser estudiado desde los estadios iniciales de su planificación y que se incluye en los documentos pertinentes que conforman los Instrumentos de Planeamiento. El diseño adecuado del sistema de drenaje superficial de la carretera y la integración de los aspectos ambientales son fundamentales en la reducción del impacto ambiental en el medio receptor y deben recogerse adecuadamente en el estudio ambiental de los anteproyectos y proyectos. Los requerimientos de las Medidas Mínimas están destinados a mejorar la gestión del agua pluvial actual en las carreteras y por tanto deben facilitar el procedimiento de aprobación ambiental.

El proceso de diseño de las técnicas SuDS, siempre que sea posible, debe considerarse antes de los procesos de reserva del canal viario. Cuando el sistema de drenaje de la carretera forma parte de la visión, el carácter y el trazado de la carretera ofrecerá oportunidades en el uso de las zonas naturales como elementos de gestión de las aguas pluviales, y puede maximizar los beneficios ambientales de la actuación permitiendo optimizar los costes destinados a la implantación de las Medidas Mínimas.

En el presente capítulo se exponen las directrices para integrar en los estudios de carreteras los aspectos relativos a la planificación y diseño de los elementos de drenaje en el contexto de este Manual. Su aplicación a un proyecto específico dependerá de la tipología, tamaño y complejidad de este.

3.2 PLANIFICACION Y GESTION DEL AGUA PLUVIAL EN LOS PROYECTOS

Históricamente, la función de los elementos de drenaje en las carreteras ha sido evacuar de forma rápida y eficiente el agua de la plataforma para garantizar la seguridad vial y la estabilidad de la infraestructura. A pesar de la importancia de estos aspectos y de que

esta función del sistema de drenaje sigue siendo esencial, es igualmente necesario y vital proteger y preservar los recursos naturales.

El Libro Blanco del Transporte de la Unión Europea, establece que la movilidad y transporte se desarrollen de manera más sostenible a como se han venido realizando en el pasado. El objetivo en la gestión de las aguas pluviales de INTERBIAK expuesto en el Capítulo 4 se resume en los siguientes puntos:

1. Proteger las funciones de movilidad y transporte de las infraestructuras viarias.

2. Integración de la red viaria con la red hidrológica.

3. Proteger las funciones y valor del medio natural.

El proyectista debe reconocer la importancia del contexto de la cuenca hidrográfica donde se sitúa el proyecto para comprender como la carretera, en combinación con otros desarrollos, pueden afectar a la hidrología natural de las cuencas hidrográficas y a la calidad del agua del medio receptor. Esta comprensión puede guiar al proyectista y al planificador en la elección de soluciones que logren el objetivo de integración con la red hidrológica existente y la protección del medio natural.

Este enfoque requiere proveer soluciones holísticas de movilidad que sean más sensibles con el contexto actual y que requieren pensar más allá del firme de la carretera, teniendo en cuenta la movilidad, seguridad vial, sostenibilidad, servicio social y paisajismo en todo el ciclo de vida del proyecto. Esto conlleva implícito un proceso colaborativo de desarrollo del proyecto que obliga a todas las partes implicadas (departamentos de INTERBIAK, proyectistas, administración ambientales, etc.) a comprender los impactos y repercusiones asociados a las decisiones del proyecto.

3.2.1 Estrategia del Diseño

Las técnicas SuDS (tratamiento y control hidráulico) pueden mitigar tanto los impactos hidrológicos como los asociados a la calidad de las aguas del desarrollo conservando las funciones hidrológicas y funciones naturales del emplazamiento a medida que se desarrolla.

Para conseguir esto el proyectista debe tener un buen conocimiento tanto de la política de gestión de las aguas pluviales de INTERBIAK (ver Capítulo 4) como de las Medidas Mínimas (ver Capítulo 5). La jerarquía para conservar las funciones hidrológicas y naturales de estos capítulos se resume en la tabla 2-1.

Los pasos 1, 2, 3 y 4 se consiguen minimizando las superficies impermeables, conservando o restaurando las áreas naturales; replicando los procesos naturales de drenaje (por ejemplo, promoviendo el flujo difuso y los elementos de dispersión, infiltración, elementos superficiales vegetados, etc.).

La desconexión y descentralización evita concentrar caudales y requiere usar pequeños elementos de drenaje para tratar, detener e infiltrar las escorrentías. Este enfoque reduce la dependencia de infraestructuras y técnicas SuDS más costosas y de mayores dimensiones a final de línea que entran en juego para permitir cumplir el punto 4. Los

volúmenes de escorrentía que no hayan podido ser conservados en régimen natural serán gestionados con técnicas de laminación, recogidas en el punto 4, como son las balsas o estanque de retención.

Tabla 3-1. Jerarquías para la conservación de las funciones hidrológicas del estado natural

Paso	Objetivo
1	Evitar impactos en la hidrología y calidad del agua.
2	Minimizar los impactos sobre la hidrología y calidad del agua.
3	Incluir medidas correctoras ante alteraciones hidrológicas y de calidad del agua reproduciendo los procesos naturales en la mayor medida de lo posible.
4	Incluir medidas correctoras para las alteraciones hidrológicas y de calidad del agua remanentes mediante técnicas a final de línea.

Los métodos para conseguir esta estrategia se conocen comúnmente como desarrollos de bajo impacto (DBI) de su traducción al inglés (*Low Impact Development*), basados en la gestión del agua pluvial mediante el uso de elementos naturales del lugar para proteger la calidad del agua mediante procesos de dispersión, infiltración, filtración, almacenamiento, evaporación y transpiración.

Al utilizar el terreno, la vegetación y las características del suelo del emplazamiento del proyecto para favorecer la infiltración, el paisaje puede conservar en mayor medida su función hidrológica natural. Los métodos de DBI no serán viables en todos los proyectos, dependiendo de las características físicas del lugar, la topografía, desarrollos colindantes y la disponibilidad y el coste de adquisición de servidumbres. No obstante, el proyectista debe utilizar siempre métodos de DBI en la mayor medida posible. Para ello es necesario conocer las características del suelo, las tasas de infiltración, niveles freáticos, la vegetación autóctona, funcionamiento del drenaje natural y las características del lugar.

El uso de elementos descentralizados integrados en la gestión del agua pluvial es clave para el DBI. Los proyectos de construcción viario dependen de la dispersión e infiltración para poder cumplir con la estrategia de conservación del régimen hidrológico natural.

3.3 EVALUACION DEL AMBITO-PROYECTO

El diseño adecuado del sistema de drenaje superficial de la carretera y el establecimiento de sus requisitos son fundamentales en la reducción del impacto ambiental en el medio receptor. El drenaje de la carretera es una parte integral de la misma y es estudiado desde los estadios iniciales de su planificación. Este diseño en la fase inicial del estudio debe realizarse considerando los requerimientos de las MM que facilitarán el procedimiento de aprobación del documento ambiental estratégico.

Este proceso requiere una importante recopilación y evaluación de información para identificar alternativas y elaborar un programa de actuaciones y financiación con el coste de la actuación. Los datos necesarios para evaluar la situación del proyecto ayudan a:

1. Determinar las alternativas de trazado, de conexión y de explotación de la actuación objeto de estudio.

2. Evaluar los impactos que el proyecto tendrá sobre la escorrentía y la hidrología local.

3. Determinación de las medidas correctoras o los requisitos mínimos en materia de aguas pluviales.

4. Desarrollar alternativas conceptuales de gestión de las aguas pluviales en el estudio ambiental.

La toma de datos sobre el emplazamiento y sus zonas adyacentes permite al proyectista determinar los factores que controlan la hidrología local. Estos factores constituyen el centro de la estrategia de gestión de las aguas pluviales en el estudio de carreteras.

Durante la evaluación y caracterización del emplazamiento se obtendrá un modelo digital de elevación (MDE) del terreno que permita la evaluación hidrológica (delimitación de cuencas, vaguada, cobertura del terreno, etc.). Los datos para este modelo pueden obtenerse de diversas fuentes públicas generalmente gratuitas para integrarse en un sistema de información geográfica (GIS):

- Visor Uragentzia
- IGME, Corine, etc.
- GeoEsukadi (mapa EUNIS, vulnerabilidad de acuíferos, etc.)
- Modelo digital INTERBIAK

La imagen tridimensional del ámbito deberá incluir las líneas de drenaje naturales y alteradas aguas arriba y abajo de la futura carretera propuesta. El proyectista debe preservar los elementos de drenaje natural (Ver Capítulo 5, MM4). Para ello debe identificar todos los aportes externos de aguas superficiales que discurren por el emplazamiento, incluyendo las descargas de escorrentías, cauces naturales, filtraciones y flujos subterráneos.

El trazado de la carretera debe permitir que todos los flujos externos de los márgenes atraviesen la infraestructura manteniendo estas aguas segregadas de las aguas de la plataforma y otras zonas impermeables. El proyectista deberá planificar el desagüe de las aguas superficiales externas y la ubicación de las ODTs considerando la alineación de los cauces naturales existentes.

El estudio ambiental debe garantizar que la escorrentía procedente del Dominio Público viario no afecte negativamente a las masas de agua y los bienes aguas abajo del mismo.

Para ello se deben identificar los impactos ya existentes en las aguas debido al sistema de drenaje existente durante la evaluación y corregir dichos impactos cuando se trate de proyectos de ampliación, rectificación, enlace o remodelación. Para identificar impactos se pueden usar varias fuentes de información y es recomendable visitar la zona durante sucesos de precipitación.

El proyectista puede consultar el Capítulo 9, apartado 9.4, para evaluar los impactos de las descargas de escorrentía viaria sobre los objetivos ambientales de las masas de agua.

Usar el análisis de la situación aguas abajo para una primera aproximación en la evaluación. En función del tipo de estudio y su alcance esta fase puede requerir un análisis más detallado. Incluir el análisis final de la situación aguas abajo en el estudio hidráulico -hidrológico de la MM1.

La fase de evaluación comenzará identificando todas las áreas naturales a conservar dentro o cerca de los límites del proyecto. La conservación de estas áreas minimiza los impactos del proyecto y, en función de sus singularidades, pueden integrarse en la gestión de las aguas pluviales del proyecto mediante técnicas de dispersión e infiltración (ver Capítulo 4).

Las zonas de conservación y sus funciones requieren una protección permanente que puede requerir la necesidad de ocupación de los bienes, modificación de servidumbres u otros instrumentos aceptables. Identificar las áreas de conservación dentro del Dominio Público en los planos del estudio.

3.3.1 Fuentes de Información

El consultor-proyectista requerirá la siguiente información para la evaluación del emplazamiento:

- Mapas del emplazamiento y la cuenca (Topografía, geología, hidrografía, etc.).
- Tipos y áreas de cobertura del suelo (fotografías aéreas, mapas CORINE, etc.).
- Levantamientos topográficos.
- Límites de cuencas hidrográficas o de drenaje.
- Hidrografía de las aguas superficiales.
- Medios receptores (masas de agua y su estado global).
- Zonas protegidas.
- Cartografía de inundabilidad y riesgo (Agencia Vasca del Agua y CH Norte).
- Caudales ecológicos.
- Redes de aguas pluviales y sistemas de drenaje.
- Llanuras de inundabilidad y su delimitación.
- Servicios, ubicación y tipología.
- Tasas de infiltración del suelo y formaciones acuíferas (ver Capitulo 7).

- Mapas de vegetación.
- Estudios de la vegetación.
- Puntos de vertido de aguas pluviales, incluyendo acometidas y conexiones desde y hacia otros sistemas de saneamiento.
- Niveles freáticos y piezométricos.
- IMD.
- La geometría de la carretera.

3.3.2 Evaluación Geotécnica

Conocer los suelos, la geología y los flujos de aguas subterráneos en la ubicación del proyecto es esencial para optimizar el diseño de los elementos de drenaje y gestión de aguas pluviales del proyecto.

Los métodos preferidos para la gestión de las aguas pluviales son la dispersión y la infiltración de la escorrentía viaria. El proyectista debe evaluar los criterios de idoneidad del ámbito para la infiltración y su viabilidad durante la fase inicial de anteproyecto debido a su impacto directo en las alternativas y los costes asociados a las medidas para la gestión de las aguas pluviales (ver Capítulo 7). El grado en que puede infiltrarse la escorrentía depende de la ubicación y el contexto del proyecto. Los factores limitantes incluyen las características del suelo, la profundidad de las aguas subterráneas y los perímetros de protección de las aguas subterráneas.

La seguridad y viabilidad geotécnica de las técnicas para la gestión de aguas pluviales será evaluada dentro del estudio geotécnico. El proyectista recopilará los datos geotécnicos disponibles pertinentes para la evaluación. En esta fase puede ser necesaria alguna exploración del terreno.

3.3.3 Dominio Público

Una vez definidos los requerimientos para la gestión de aguas pluviales y determinadas las características hidrológicas el proyectista puede calcular el área necesaria para las técnicas SuDS.

Examinar el trazado propuesto del proyecto y determinar la ubicación más adecuada para las técnicas de gestión de aguas pluviales. Identificar ubicaciones para las instalaciones fuera de la zona de Dominio Público y valorar los costes asociados a la expropiación o adquisición de estas zonas.

3.3.4 Documentación

El proceso de diseño de las técnicas SuDS forma parte del proceso de planeamiento de carreteras integrado por instrumentos de planeamiento, anteproyectos y proyectos y se verá influido por los procesos de tramitación y aprobación de estos (estudios de

alternativas, anteproyectos, proyectos de construcción, etc.). Esto significa que puede ser necesario la iteración entre etapas hasta la finalización del proyecto de construcción.

Por ejemplo, la disposición de las técnicas en fases de estudio previo requerirá revisarse y evaluarse en mayor profundidad una vez que se haya realizado el diseño final y a medida que se defina finalmente el trazado y sus características.

3.3.4.1 Estudio Preliminar de Gestión de Aguas Pluviales

La documentación generada durante los Instrumentos de Planeamiento (Estudios Previos, Estudios de Alternativas y Estudios Informativos) recoge toda la información preliminar recopilada para determinar los impactos del proyecto en las aguas pluviales y la selección inicial de las técnicas SuDS.

El resultado de toda esta información es el estudio preliminar de gestión de aguas pluviales y deberá realizarse y aprobarse por la Dirección de los instrumentos de planeamiento antes del inicio del proyecto constructivo. Este documento recoge toda la fase inicial de evaluación y define el objetivo general de la solución adoptada y sus necesidades ejecutivas.

3.3.4.2 Documentación Ambiental

La reciente modificación por la Ley 9/2018 de la Ley 21/2013 de evaluación ambiental, incluye explícitamente la consideración de los objetivos ambientales de las masas de agua en la evaluación de impacto ambiental.

La documentación ambiental debe iniciarse tras la aprobación del estudio preliminar de gestión de aguas pluviales. El documento o estudio ambientales incorporaran toda la documentación relativa a los impactos y las medidas correctoras o de mitigación propuestas.

La documentación ambiental deberá abordar los siguientes pasos para evaluar las afecciones del proyecto en fase de construcción y explotación:

1. Incorporar información sobre las técnicas SuDS y de control de la erosión y sedimentos seleccionadas.

2. Evaluar los efectos de las aguas pluviales al delimitar el emplazamiento.

3. Determinación las zonas protegidas y el uso por parte de las especies y cualquier hábitat esencial para la fauna en la zona de actuación.

4. Descripción de las condiciones ambientales existentes, incluidas las fuentes de escorrentía y las descargas de aguas pluviales previas al proyecto.

5. Describir y cuantificar los efectos en la calidad y cantidad del agua (tabla 9-5), las posibles exposiciones y los posibles efectos cuantificables en la función del hábitat.

6. Evaluar las condiciones específicas del lugar que puedan mitigar los efectos de las aguas pluviales.

7. Comprobación de la zona de actuación para asegurarse de que incorpora todos los efectos físicos, biológicos y químicos previstos.

8. Documentar los resultados y evaluaciones mediante un análisis exhaustivo de la respuesta a la exposición para las especies identificadas y las zonas vulnerables.

9. Estimar los efectos de las aguas pluviales y determinar los efectos de acuerdo con el Capítulo 9.

3.3.4.3 Informe Hidrológico - Hidráulico

El informe hidrológico-hidráulico contiene un diseño detallado de todas las modificaciones y alteraciones del sistema de drenaje natural que se produzcan como resultado de la construcción del proyecto y todas las medidas para evitarlos, minimizarlos y mitigarlos mediante las técnicas SuDS.

El estudio hidrológico - hidráulico se integra en los Anteproyectos y Proyectos y contiene información detallada sobre los siguientes aspectos:

1. Hidrología existente o en estado natural y en estado urbanizado.

2. Técnicas SuDS para el control hidráulico y tratamiento de la escorrentía.

3. Modelos digitales de elevación del terreno para la cuenca hidrográfica.

4. Funcionamiento de la red de drenaje natural y comparativa con el estado alterado o urbanizado. Incluyendo volúmenes y caudales descargados.

5. Mapas con la hidrología, topografía, geología del emplazamiento.

6. Análisis y diseño de la red de transporte de aguas pluviales.

7. Informe geotécnico para la infiltración de escorrentías.

8. Análisis hidrológico de zonas húmedas si se requiere.

9. Análisis del riesgo inundación aguas abajo.

3.3.4.4 Planificación de la Construcción

Durante la fase de diseño del proyecto el consultor debe elaborar los documentos asociados a la MM1. Todos los proyectos requerirán un Plan para la Prevención y Control de Derrames (PPCD) y si desestabilizan el suelo deberán incluir el de Control Temporal de la Erosión y Sedimentos (PCTES).

Todas las técnicas SuDS se identificarán en los planos del proyecto y su modelo digital 3D (BIM) utilizando los nombres y números que se dan en el Capítulo 10, así como todas las zonas naturales de conservación y otros elementos de drenaje naturales y medioambientales relevantes.

El proyectista preparará todos planos y modelos digitales 3D (BIM), especificaciones técnicas y presupuestos necesarios para la integración de todos los aspectos referentes a la gestión del agua pluvial durante la construcción del proyecto.

3.4 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

COMISIÓN EUROPEA (2011). "LIBRO BLANCO, Hoja de ruta hacia un espacio único europeo de transporte: por una política de transportes competitiva y sostenible".

DEPARTAMENTO DE INFRAESTRUCTURAS Y DESARROLLO TERRITORIAL, DIPUTACIÓN DE BIZKAIA (2022). "II Plan Territorial Sectorial de Carreteras de Bizkaia. Estudio Ambiental Estratégico".

DEPARTAMENTO DE INFRAESTRUCTURAS Y DESARROLLO TERRITORIAL, DIPUTACIÓN DE BIZKAIA (2022). II Plan Territorial Sectorial de Carreteras de Bizkaia. Anexo 6. Implicaciones Ambientales.

DECRETO 128/2019, de 30 de julio, por el que se aprueban definitivamente las Directrices de Ordenación Territorial de la Comunidad Autónoma del País Vasco.

GOBIERNO VASCO (2019). "Estudio ambiental estratégico de la revisión de las directrices de ordenación territorial de la CAPV".

MINISTERIO PARA LA TRANSICIÓN ECOLÓGICA, Dirección general de biodiversidad y calidad ambiental, Subdirección general de evaluación ambiental (2019)."Guía de recomendaciones para incorporar la evaluación de efectos sobre los objetivos ambientales de las masas de agua y zonas protegidas en los documentos de evaluación de impacto ambiental de la A.G.E".

Norma Foral 5/2021, de 20 de octubre, de carreteras de Bizkaia.

WDOT (2019), "Highway Runoff Manual."

C

CRITERIOS Y REQUERIMIENTOS

Cap.04. Políticas de Gestión del Agua Pluvial
Cap.05. Medidas Mínimas

Capítulo 4. POLÍTICAS DE GESTIÓN DEL AGUA PLUVIAL

ÍNDICE

4.1 INTRODUCCIÓN 4-3

4.2 POLITICA PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES 4-4

4.2.1 Control de la Cantidad de Agua Pluvial 4-8

4.2.2 Control de la Calidad del Agua Pluvial 4-19

4.3 MEDIOS RECEPTORES 4-25

4.3.1 Ríos 4-25

4.3.2 Estuarios y Zonas de Transición (Dominancia Río y Marina) 4-27

4.3.3 Puertos (MAMM) 4-29

4.3.4 Aguas Costeras 4-29

4.3.5 Embalses y Lagos 4-30

4.3.6 Zonas Húmedas 4-31

4.3.7 Aguas Subterráneas 4-32

4.4 RESUMEN DE LA GESTIÓN DEL AGUA PLUVIAL EN CARRETERAS 4-34

4.5 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 4-35

4.1 INTRODUCCIÓN

El segundo ciclo de la planificación hidrológica ha puesto de manifiesto que es necesario un mayor esfuerzo para alcanzar el objetivo principal de la DMA, lograr un "buen estado" para todas las masas de agua. INTERBIAK, debe alinearse para contribuir a alcanzar los objetivos de la DMA en el proceso de construcción y explotación de sus carreteras y así reducir su impacto en el medio ambiente y en activos clave como el agua y los ecosistemas.

Durante la construcción de una carretera, el medio natural puede ser físicamente alterado y deteriorado por la desestabilización de los suelos. La eliminación de la vegetación se traduce en una exposición del suelo a procesos erosivos, que suelen resultar en la movilización de grandes cantidades de sedimentos hacia el medio receptor. Además de tener un impacto fisicoquímico directo sobre los organismos, las partículas de sedimentos pueden tener un impacto indirecto al ser un medio de transporte para diversos contaminantes que pueden ser absorbidos por la biota.

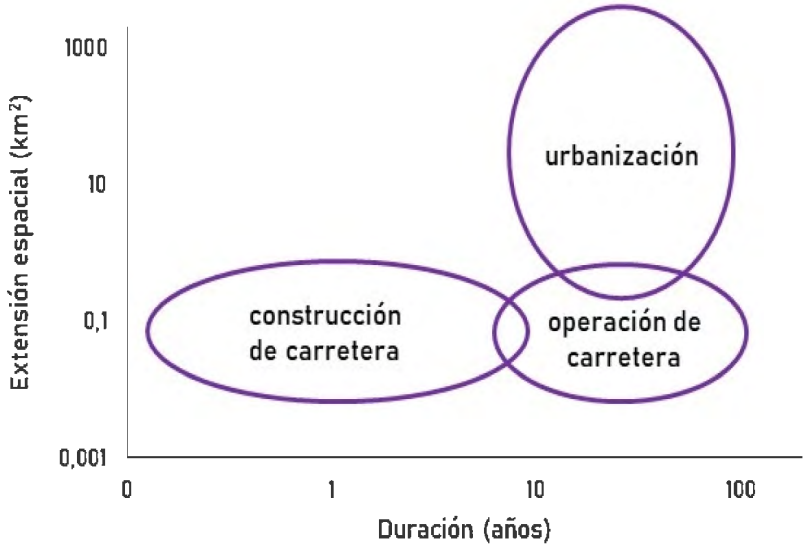


Figura 4-1. Extensión temporal y espacial de los impactos causados por la infraestructura viaria (los ejes son logarítmicos) (traducida de Angermeier et al., 2004)

Durante la fase de conservación y explotación los impactos ambientales tienen una escala espacial similar o superior a los de la fase de construcción, pero suelen presentar una mayor duración o escala temporal. La transformación del uso del suelo en una infraestructura viaria suele ser muy acelerada, convirtiéndose en un factor muy importante de la contaminación de aguas superficiales y subterráneas y de la modificación de la hidrología.

Los impactos físicos incluyen la alteración de la hidrología en el régimen o estado natural, que es el resultado de la integración de todos los factores, procesos y sinergias de una cuenca: clima, topografía, geología, suelos, vegetación, tamaño y forma de la cuenca, tipología de la red de drenaje, usos del suelo, etc. (Baker *et al.*, 2004). La

impermeabilización del terreno representa un rápido cambio en el uso del suelo que altera las pautas de infiltración y escorrentía en el emplazamiento resultando en modificaciones en la duración, frecuencia y magnitud de los caudales descargados al medio receptor.

Por otro lado, la escorrentía que lava la carretera presenta una amplia variedad de sustancias químicas emitidas por los vehículos, la superficie de la carretera, el equipamiento técnico (ej. guardarraíles y las señales de tráfico) y las labores de conservación y explotación de la vía, como la limpieza de túneles, limpieza de elementos de drenaje, la vialidad invernal y el control de la vegetación. Todas estas actividades y componentes liberan sustancias químicas cuyas concentraciones y características pueden representar un riesgo para los objetivos ambientales de las masas de agua.

La estrategia de gestión de las aguas pluviales debe mantener o restaurar las funciones hidrológicas e hidráulicas en el régimen natural del emplazamiento una vez alterado, para alcanzar los objetivos ambientales de las masas de agua, alinearse con el objetivo de la DMA y además cumplir las recientes normativas. La gestión del agua pluvial debe también garantizar la seguridad del tráfico, drenar la superficie de la calzada de forma eficiente y transportar las escorrentías dentro, alrededor y a través del Dominio Público de la carretera. Las descargas de escorrentía viaria no deben causar impactos adversos dentro o fuera de las zonas de protección de las carreteras.

4.2 POLITICA PARA LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES

El principal objetivo para la gestión de las aguas pluviales de INTERBIAK es, "Maximizar los beneficios asociados a la gestión de las aguas pluviales y proporcionar las mejores técnicas y prácticas para el control de la cantidad y calidad de estas aguas, conservando las funciones de transporte de los elementos de drenaje y protegiendo el medio natural".

La gestión del agua pluvial adopta por tanto un enfoque descentralizado que dispersa los flujos de aguas de escorrentía y actúa más cerca de la fuente y origen de estas aguas. El diseño óptimo minimiza el volumen de escorrentía y preserva las líneas de drenaje naturales. En la medida de lo posible, el agua pluvial se gestiona superficialmente y no enterrándola bajo el suelo, convirtiéndose en una parte mucho más visible, tangible e integrada en el Dominio Público de la carretera.

El drenaje de la carretera mediante SuDS es un escenario singular con características muy concretas, que presenta retos específicos debido a la necesidad de proteger el firme y explanada de la carretera de daños, y garantizando siempre que el diseño de los elementos de drenaje no introduzca riesgos adicionales para la seguridad. Los objetivos, criterios y prioridades en los estudios y proyectos de carreteras también tendrán una influencia clave en el cumplimiento del objetivo de gestión del agua pluvial, que requiere una cooperación entre todos los agentes involucrados en su planificación, proyecto, construcción y explotación.

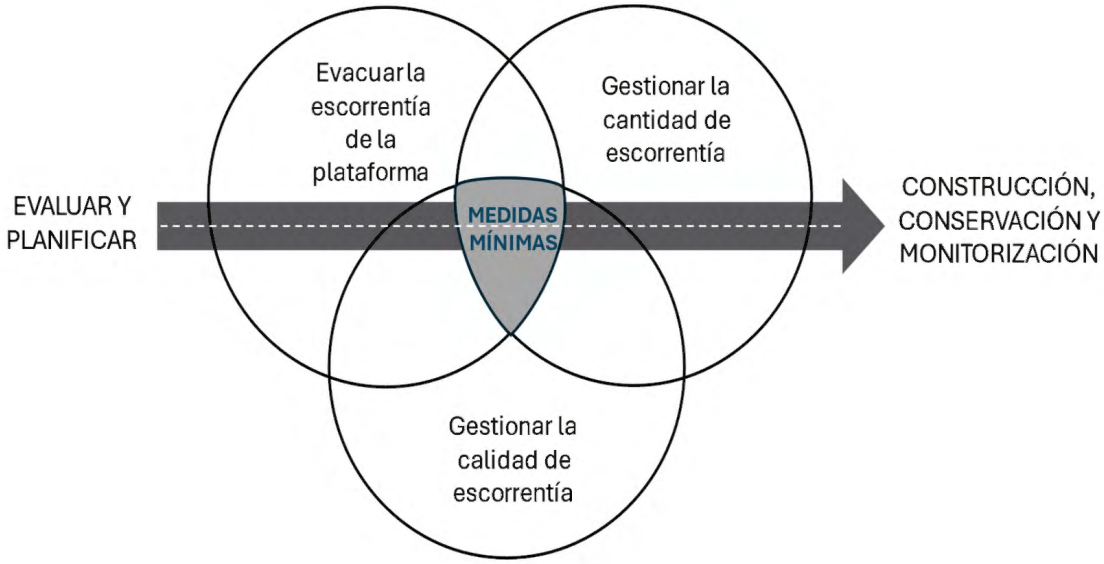


Figura 4-2 Esquema de integración de distintas funciones en el sistema de drenaje de la carretera y la gestión de las aguas pluviales

Las Medidas Mínimas (MM) establecen el marco para la gestión del agua pluvial que se deben aplicar en las infraestructuras de INTERBIAK (ver Capítulo 5). Las MM aplican a los proyectos de construcción y a los proyectos de elementos funcionales de la carretera (áreas y vías de servicio, zonas de estacionamiento, aparcamientos de vialidad invernal y otras zonas de explotación del servicio público viario). Las MM establecen los estándares de diseño para cumplir con el objetivo en la gestión del agua pluvial en las carreteras.

Figura 4-3. Estanque de retención para la gestión del agua pluvial en una carretera de Francia (Fuente: Voyage.appr.fr)

Los SuDS son una serie de elementos naturales y construidos que reducen la velocidad de la escorrentía, filtran los contaminantes y facilitan la infiltración y la evapotranspiración del agua. Al reducir la contaminación del agua y aumentar la recarga de las aguas subterráneas contribuyen a mejorar la calidad de las masas de agua receptoras y a estabilizar el régimen natural de caudales en los ríos cercanos. El proyectista debe diseñar las técnicas SuDS dentro del ámbito de las MM y sus estándares de diseño.

Las técnicas SuDS integradas en el MDSC se han seleccionado por su aplicación y resultados en el contexto del sector de las infraestructuras viarias. La actual planificación hidrológica exige que las carreteras minimicen la contaminación antes de su vertido, sin establecer un requerimiento especifico respecto a este tratamiento, y menciona los SuDS como elementos para conservar el régimen hidrológico preurbano.

Tabla 4-1. Medidas Mínimas que integran la gestión del agua pluvial en las carreteras gestionadas por INTERBIAK

Medida Mínima	Objetivo	Capítulo
MM 1. Planificación de la gestión de las aguas pluviales	Documentar la gestión del agua durante la fase de construcción y explotación	Cap.5 (Anexo III) Cap.6 Cap.2 Cap.10 a 25 (técnicas)
MM 2. Prevención de la contaminación por escorrentías en fase de construcción (Calidad)	Evitar descargas de sedimentos en las escorrentías en fase de construcción	Cap.5 (Anexo III)
MM 3. Control en origen de la contaminación (Calidad)	Prevenir contactos aguas pluviales con contaminantes	Cap.5
MM 4. Conservación del sistema natural de drenaje (Calidad, cantidad y biodiversidad)	Preservar y usar los sistemas naturales de drenaje	Cap.5
MM 5. Tratamiento de las escorrentías (Calidad)	Reducir las cargas y concentraciones de contaminantes	Cap.8 y 9 Cap.10 a 25 (técnicas)
MM 6. Control hidráulico (Cantidad)	Conservar la hidrología en el régimen natural	Cap.6 Cap.10 a 25 (técnicas)
MM 7. Protección de las zonas húmedas (Calidad, cantidad y biodiversidad)	Conservar la función de las zonas húmedas	Cap.5
MM 8. Incorporación de los PIGS del agua pluvial	Adoptar las MM a planos de ámbito superior	Cap.2
MM 9. Conservación y explotación	Asegurar el funcionamiento de las técnicas SuDS	Cap.26

Las técnicas SuDS se diseñan para controlar la cantidad y calidad de aguas pluviales. Es importante reconocer que estas técnicas no proveen los mismos rendimientos y prestaciones en todas las situaciones. Una técnica de infiltración no funcionará igual en un suelo poco permeable que en uno permeable, ya que el primero limitará la cantidad de agua que puede infiltrarse. De la misma manera un estanque de retención

puede proveer buenos rendimientos en la eliminación de sólidos en suspensión, pero aportar pocos beneficios para la reducción de metales disueltos.

Tabla 4-2. Tipos de técnicas SuDS para la gestión del agua pluvial en las carreteras de INTERBIAK

Técnicas	Descripción	Información
Franjas filtrantes (FF)	Áreas uniformes y cubiertas de vegetación que mantienen flujos difusos permitiendo la filtración de la escorrentía de la calzada.	Cap.11
Cunetas vegetadas (CV)	Canales vegetados poco profundos para transportar escorrentías pluviales que proveen funciones de tratamiento mediante la filtración y sedimentación.	Cap.12
Dispersión (DIS)	Áreas de suelos y vegetación que dispersan, tratan e infiltran las escorrentías de la calzada.	Cap.13
Zanjas de infiltración (ZI)	Zanjas lineales rellenas de grava que almacenan escorrentía y favorecen su paulatina infiltración al terreno.	Cap.14
Zanjas filtrantes (ZF)	Zanja lineal rellena de un medio filtrante integrada en el terraplén de la calzada para tratar las escorrentías viarias.	Cap.15
Filtros de arena (FA)	Estructura de tratamiento de la escorrentía formada por cámaras separadas para decantar y filtrar con arena.	Cap.16
Zonas de biorretención (ZB)	Depresiones someras vegetadas, con un medio filtrante seleccionado y plantas, destinadas a retener y tratar las escorrentías pluviales.	Cap.17
Balsas de detención (BD)	Estructura de almacenamiento superficial con un volumen de almacenamiento temporal que permite el control de caudales y que vacía completamente tras las lluvias.	Cap. 18
Balsas infiltración (BI)	Estructura de almacenamiento superficial diseñada para detener temporalmente la escorrentía pluvial e infiltrarla en el terreno.	Cap.19
Estanques de retención (ER)	Estructura de almacenamiento superficial con un volumen permanente de agua que provee funciones de tratamiento y almacenamiento para el control de caudales.	Cap.20
Humedales para aguas pluviales (HP)	Estructuras de almacenamiento superficial someras y extensas y con vegetación emergente y compleja que provee altos niveles de tratamiento de la escorrentía pluvial y regulación de caudales.	Cap.21
Sistemas patentados (SP)	Estructuras superficiales y soterradas relativamente compactas diseñadas para proveer tratamiento de la escorrentía viaria	Cap. 22
Aprovechamiento de aguas pluviales (AAP)	Sistemas para el almacenamiento y aprovechamiento o utilización de la escorrentía pluvial proveniente de zonas impermeables para su uso no potable	Cap.23
Estrategias para puentes (EP)	Medidas y estrategias para integrar técnicas SuDS en la gestión de la escorrentía que se recoge en los puentes	Cap.24

La eficacia potencial de un SuDS en el control de la calidad está relacionada con la carga contaminantes generada en un tramo concreto de carretera y con la vulnerabilidad de un determinado medio receptor. Todos estos aspectos se integran en las MM y el proceso de selección de técnicas SuDS, para proveer una solución efectiva que este alineada con el objetivo en la gestión del agua pluvial en la carretera.

Las SuDS no deben considerarse como elementos individuales ya que en la mayoría de los casos deberán formar un sistema interconectado diseñado para cumplir todos los requisitos de las MM5 y 6. El uso de una cadena de componentes o técnicas proporciona los procesos necesarios para controlar la frecuencia de la generación de escorrentía, los caudales y los volúmenes de escorrentía, y permite reducir las concentraciones de contaminantes mediante distintos procesos de tratamiento a niveles aceptables. Hay distintas funciones específicas proporcionadas por los componentes de las técnicas SuDS. Éstas no son independientes, y una técnica determinada puede desempeñar dos o más funciones.

Tabla 4-3. Funciones de las técnicas SuDS en las Medidas Mínimas

Tipología	Función	Técnica SuDS
Tratamiento (MM5)	Infiltración	ZI, BI FF y CV mejoradas
	Dispersión	AD
	Biofiltración	ZB, ZF, CV
	Retención (Lámina agua permanente)	ER, HP
	Filtración	SP algunas variantes FF, FA
	Transporte	FF, CV, ZI
Control Hidráulico (MM6)	Infiltración	ZI, BI
	Dispersión	AD
	Aprovechamiento aguas pluviales	APP
	Detención	BD HP
	Transporte	CV, ZI

Para alcanzar los objetivos de las MM hay distintos aspectos del diseño de los sistemas de SuDS que deben tenerse en cuenta. En el presente capítulo se denominan criterios de diseño y se resumen a continuación.

4.2.1 Control de la Cantidad de Agua Pluvial

El objetivo del control de la cantidad o control hidráulico es conservar el régimen natural de caudales de la cuenca alterado por el aumento de superficies impermeables para no incrementar los riesgos de inundabilidad aguas abajo, y minimizar los impactos sobre las funciones y dinámica de los ecosistemas fluviales.

Para lograr este objetivo es importante controlar la cantidad de aguas pluviales generadas desde el proyecto atendiendo a las siguientes variables:

- La cantidad máxima instantánea descargada de escorrentía desde la calzada, es decir, los caudales máximos que se descargan.

- La frecuencia con la que se descarga escorrentía desde la calzada, es decir, el régimen de caudales.

- La cantidad total de escorrentía que se vierte desde la carretera, es decir, el volumen de escorrentía total descargado a las masas de agua superficiales.

Las técnicas SuDS diseñadas para gestionar la cantidad de agua pluvial reducen la probabilidad de inundaciones causadas por el proyecto y ayudan a conservar el régimen natural de caudales, aumentan la humedad en los suelos, promueven los procesos de evapotranspiración, mantienen los caudales base de arroyos y ríos y fomentan la recarga de las aguas subterráneas. También deben contribuir a reducir la alteración en la duración, frecuencia y magnitud de caudales, con mayor significación morfológica, que sustentan la ecología e integridad del ecosistema acuático.

Las técnicas SuDS son más eficaces en la reducción del riesgo de inundación en eventos de intensidad relativamente alta y de duración corta y media. Son especialmente importantes en la mitigación de inundaciones pluviales asociadas a los sistemas de saneamiento y en las inundaciones fluviales en cursos de agua pequeños y medianos ubicados en cuencas muy urbanizadas. Los SuDS tienden a tener menos efectividad en la mitigación de riesgos de inundación en sistemas fluviales más grandes y sensibles a avenidas de larga duración.

El éxito en la conservación de la biodiversidad y funcionalidad de los sistemas fluviales depende, mayoritariamente, de la capacidad de proteger o restaurar el denominado régimen hidrológico en estado natural, y de conocer como las variables hidrológicas e hidráulicas interactúan con los procesos biológicos de las masas de agua, controlando la composición en especies y la funcionalidad de los distintos componentes del ecosistema.

Por ello es necesario establecer unos criterios y estándares adecuados y relevantes, para el manejo y gestión del agua pluvial en las carreteras e infraestructuras lineales que respeten, en la mayor medida posible, los rangos de variabilidad de caudales y volúmenes de escorrentía que definen el régimen natural.

Los impactos de las aguas pluviales suelen ser acumulativos en el sentido de que son el resultado de múltiples actividades en una cuenca. Los proyectos de carreteras pueden representar individualmente una pequeña parte de una determinada cuenca, pero si se consideran con otras actividades de la misma cuenca (efectos acumulativos), el potencial de inundación aguas abajo siempre tenderá a incrementar.

La DMA exige, para caracterizar el estado de las masas de agua, utilizar criterios biológicos, químicos, morfológicos e hidrológicos. Se hace necesario por tanto definir y conocer el régimen natural (condición de referencia) y a partir de este conocimiento evaluar la distorsión que en términos hidrológicos genera el régimen alterado o urbanizado asociado a la construcción de una carretera y la impermeabilización del suelo.

Como puede verse en la figura 4-4, el régimen hidrológico de un río con sus características asociadas de estacionalidad, duración, frecuencia y tasa de cambio, son

críticas para sustentar la biodiversidad natural y la integridad de los ecosistemas acuáticos. Los caudales del rio generan sus condiciones ambientales y posibilitan la variedad de hábitats y el dinamismo en sus interacciones.

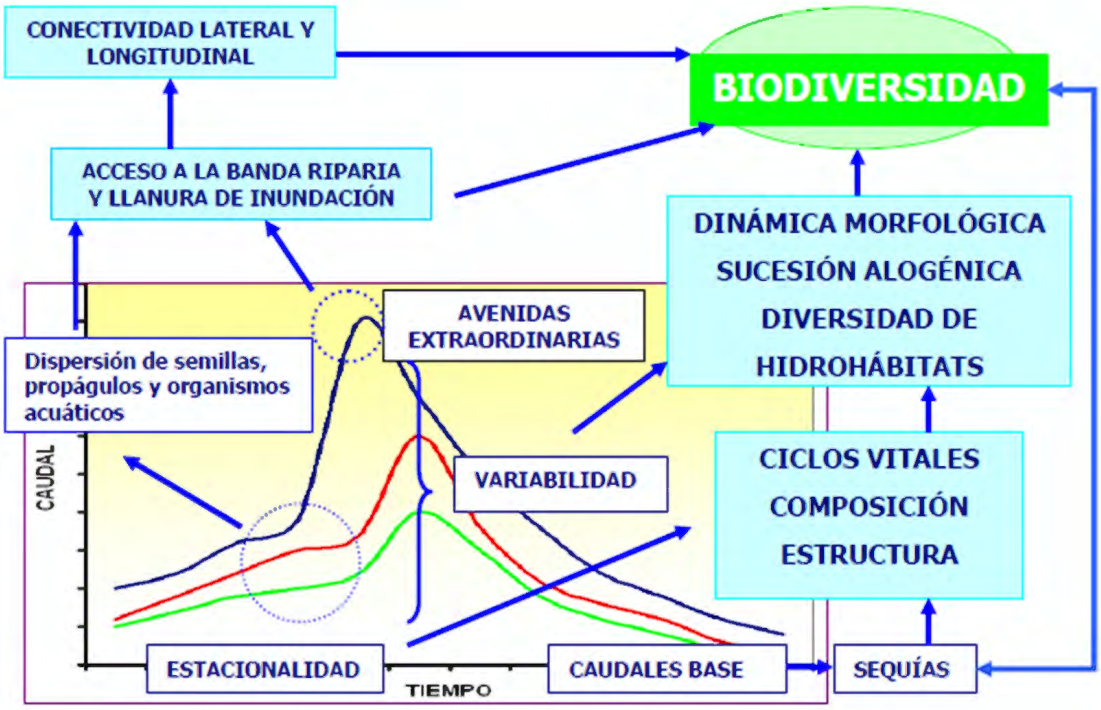


Figura 4-4. El régimen natural de caudales y sus funciones ecológicas (Cedex 2008)

Es necesario definir un conjunto de indicadores que comparen los valores de los parámetros hidrológicos entre el régimen natural y urbanizado para llegar a establecer una política adecuada en la gestión del agua pluvial. Los aspectos del estado o condición hidrológica preexistente que poseen mayor significación ambiental son la magnitud, frecuencia, estacionalidad y duración de los caudales de la cuenca. En este sentido tan importante es controlar los caudales punta, los caudales máximos instantáneos diarios, la frecuencia con la que se producen las descargas, y los volúmenes totales de escorrentía descargados desde la carretera.

4.2.1.1 Control de Caudales

El aumento de las superficies impermeables incrementa, el volumen de escorrentías pluviales, la velocidad de la escorrentía superficial y la frecuencia y magnitud con la que se dan los caudales. El agua pluvial no puede ser infiltrada por el suelo e interceptada por la vegetación lo cual disminuye los caudales base y el mantenimiento del caudal ecológico del río.

Esto puede tener efectos indeseables para el medio receptor que pueden presentarse en forma de inundabilidad, erosión y desestabilización de las riberas. Cuando la infraestructura lineal desagua a una red de tuberías soterradas los riesgos tienden a

ser aún mayores, ya que estos elementos de drenaje son sumamente eficientes en la concentración de caudales y contaminación. Además, tienen una capacidad hidráulica limitada y son más sensibles a los cambios repentinos de caudal.

La figura 4-5 muestra el hidrograma de una cuenca en régimen o estado natural (línea verde), y el hidrograma para la misma cuenca en el estado alterado o urbanizado sin medidas correctoras (línea roja). El caudal punta en el estado urbanizado es mayor y se produce más rápidamente que el ocurrido en estado natural. De la misma forma las escorrentías superficiales afluyen rápidamente al cauce y su volumen total se evacua en un tiempo relativamente corto pudiendo dar lugar a caudales importantes en los cauces. En el estado natural, la precipitación infiltrada recarga el nivel freático y fluye de forma progresiva y suave hacia el cauce, sin provocar grandes máximos y generando un aporte subterráneo que alimenta los ríos en sequias y ayuda a mantener su caudal ecológico. En este sentido el control hidráulico debe contemplar esta componente subterránea en los estándares de diseño mediante prácticas como la infiltración.

El objetivo de controlar los caudales punta es limitar la descarga de escorrentía en el estado urbanizado al valor máximo de caudal que se habría producido antes de la urbanización o en la condición preexistente.

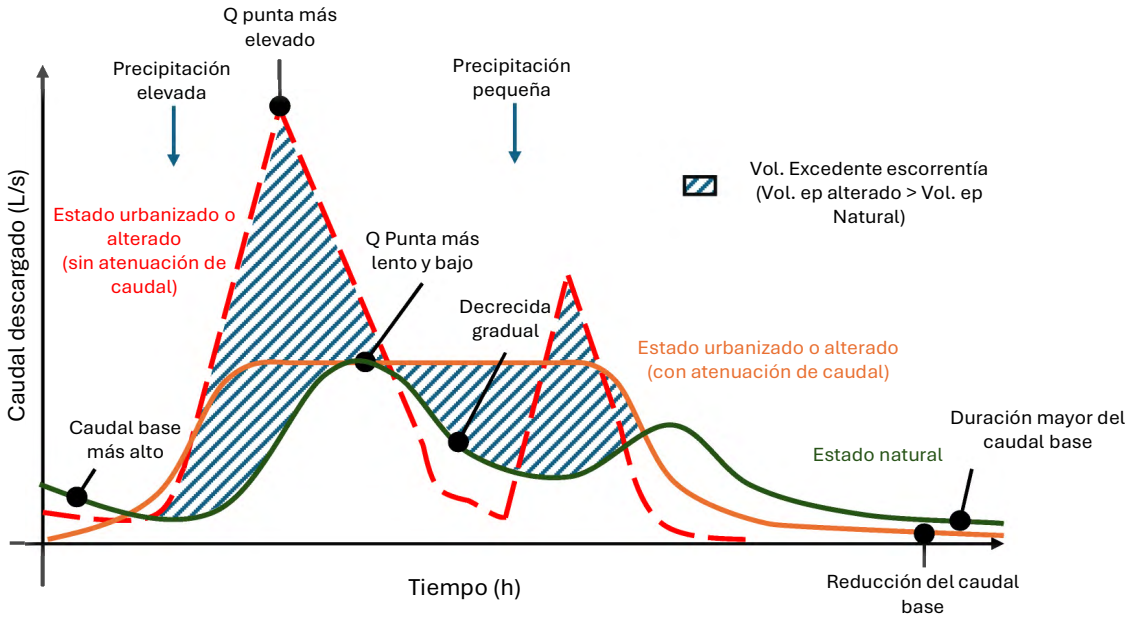


Figura 4-5. Hidrogramas de una cuenca en estado alterado o urbanizado (rojo), estado urbanizado con limitación de caudal punta (naranja) y estado natural (verde)

A medida que aumenta la impermeabilidad de la cuenca, se produce un cambio en la frecuencia de los caudales generados por las tormentas, la cantidad de escorrentía generada y la cantidad de fuerzas erosivas a las que se somete al cauce. Varios estudios sobre la erosión de los sistemas fluviales han mostrado que la sección transversal de los cauces se triplica cuando una cuenca pasa de uso rural a urbano (McCuen, 1987; CPW 2003 y Herald, 1989).

La frecuencia con la que se presentan los caudales instantáneos medios diarios, asociados a las lluvias recurrentes, constituye un parámetro crítico para la conservación del régimen natural, ya que estos representan una gran parte de los caudales descargados al cauce durante un año típico de precipitaciones. El objetivo de controlar los caudales habituales es limitar la frecuencia con la que se producen caudales de gran significación ambiental en el cauce. Si solo se trabajase con caudales punta, muchos caudales menores que también puede representar un impacto hidromorfológico, quedarían enmascarados por las avenidas extremas.

4.2.1.2 Control Volumétrico de la Escorrentía

La frecuencia y duración de los caudales generados son aspectos claves para mantener el estado ecológico del cauce y el régimen hidrológico en estado natural. La infiltración del agua pluvial es necesaria para mantener los aportes subterráneos al cauce que pueden durar un largo tiempo tras el cese de las precipitaciones.

En una superficie permeable, pueden ser necesarios aproximadamente 5 mm de precipitación antes de que se genere cualquier escorrentía superficial, este proceso recibe el nombre de detracción. En superficies impermeables la detracción es mucho menor, la calzada impermeable puede mojarse un poco, pero la escorrentía se inicia poco después de la humectación. Aproximadamente el 40% de todas las precipitaciones anuales en Bizkaia tienen una altura de precipitación igual o inferior a 5 mm. En el estado natural esto se traduce en que casi la mitad de las precipitaciones anuales, no generarán escorrentía o descargas directas a las masas de agua superficiales. Por el contrario recargarán las aguas subterráneas, alimentarán progresivamente los cauces diluyéndose en el tiempo, mantendrán la humedad del suelo y serán evapotranspirados por la vegetación.

La atenuación o la laminación de caudales controla los caudales de escorrentía prolongando la duración del hidrograma. Por lo tanto, aunque los caudales punta no aumenten, el periodo de tiempo durante el cual se producen los mismos será significativamente mayor que en el estado natural debido al mayor volumen de escorrentía pluvial generado por las superficies impermeables.

La figura 4-6 muestra en naranja los caudales descargados tras la urbanización con atenuación o control de caudales. El volumen de escorrentía es el área bajo el gráfico. Los caudales máximos ocurridos en el estado natural no se superan, pero su evacuación se prolonga en el tiempo debido a los mayores volúmenes de escorrentía generados tras la impermeabilización de la carretera. La mayor duración de los caudales formadores del cauce puede ser perjudicial tanto para la morfología como para la ecología del río debido a que la duración de los procesos erosivos se prolonga en el tiempo.

En función de lugar de la cuenca donde se produzca la atenuación de los caudales máximos, puede aumentar el riesgo de inundación debido a la superposición de los hidrogramas provenientes de distintos proyectos con control de caudales punta dentro de la propia cuenca. Al prolongarse la duración de los caudales máximos evacuados, debido a los mayores volúmenes de escorrentía producidos, la probabilidad de que se produzca este efecto aditivo de caudales atenuados desde cada subcuenca aumenta.

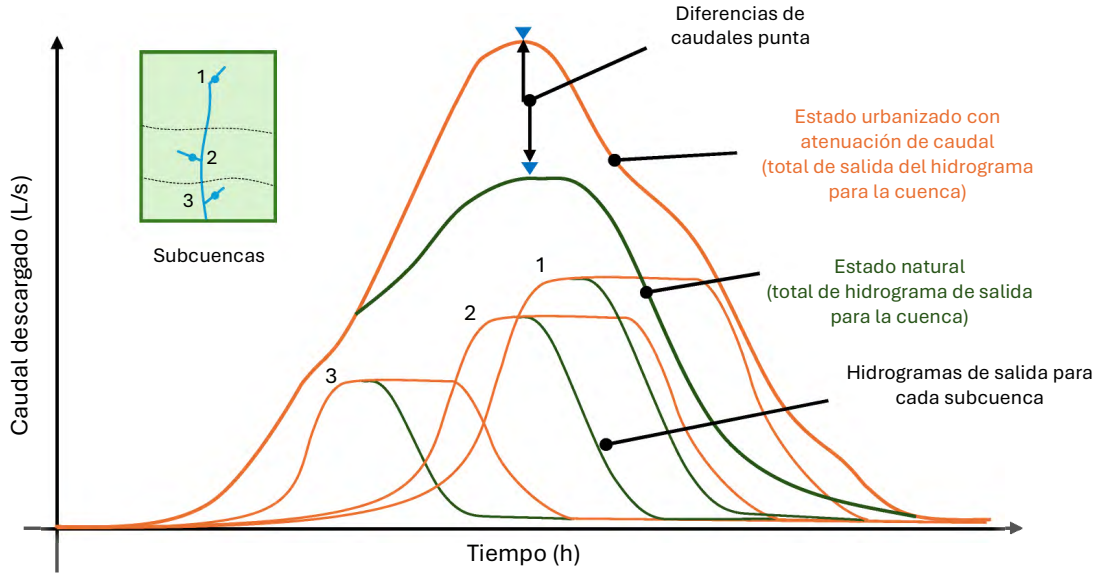


Figura 4-6. Hidrogramas parciales y totales con control de caudal punta (naranja) y en estado natural (verde)

El objetivo del control volumétrico de escorrentía es controlar la frecuencia con la que se producen las descargas durante las precipitaciones recurrentes, y reduce el volumen de escorrentía total descargada desde la carretera. Asimismo, durante las precipitaciones más grandes contribuye a conservar los volúmenes de escorrentía producidos en el estado natural, recargando las aguas subterráneas y conservando en la mayor medida posible la duración de los hidrogramas tanto superficiales como subterráneos.

La detención prolongada, discutida más adelante, es una alternativa al control volumétrico de la escorrentía cuya función es mitigar los posibles efectos adversos hidromorfológicos descargando un volumen de escorrentía determinado en un tiempo dado. No obstante, la mejor manera de conservar el estado natural pasará por reducir el volumen total de escorrentía descargado de la cuenca en el estado urbanizado.

La información relativa a los métodos de cálculo hidrológicos que definen el estado natural o condición hidrológica preexistente, y la del estado urbanizado o alterado se presentan en el Capítulo 5 y 6.

4.2.1.3 Criterios Generales de Control Hidráulico

Los criterios de diseño son de aplicación para gestionar la cantidad de agua y alcanzar el objetivo de la MM6, control hidráulico. **El control hidráulico, conserva o reproduce en la mayor medida posible el régimen o estado natural**, para mitigar los posibles problemas de inundabilidad y desestabilización de cauces generados por las descargas de escorrentía desde las infraestructuras lineales.

El proyectista debe aplicar los criterios generales de control hidráulico según las características y contexto del proyecto, y de los objetivos específicos del mismo. Para aprovechar al máximo estas oportunidades, los criterios de diseño deben considerarse en una fase temprana del proceso de diseño, e integrarse plenamente dentro de la MM1, planificación de la gestión de las aguas pluviales. Los criterios generales de control hidráulico son:

1. **Gestionar el agua pluvial como un recurso:** El aprovechamiento del agua pluvial juega un papel importante en las obras de INTERBIAK, no solo para conservar este recurso, sino también para mejorar la calidad y la resiliencia de los sistemas fluviales y las infraestructuras. Las denominadas fuentes no convencionales, que engloban entre otras el uso de agua de lluvia, representan una fuente alternativa para paliar la insuficiencia hídrica en Bizkaia y su importancia se acentúa, más si cabe, en el actual contexto de cambio climático y sus implicaciones directas en los recursos hídricos y los patrones de precipitación regional.

   Una de las formas más eficientes de protección de los recursos hídricos es fomentar la recarga de las aguas subterráneas mediante técnicas de infiltración. La infiltración además mantiene los caudales subsuperficiales que sustentan los caudales naturales de los sistemas fluviales.

2. **Gestionar el riesgo de inundaciones aguas abajo, y proteger las características geomorfológicas y ecológicas del cauce o medio receptor:** Los proyectos de construcción no deben incrementar el riesgo de inundabilidad o la erosión del cauce. Mediante el control hidráulico se proveerá suficiente mitigación para la protección de los sistemas fluviales mediante los siguientes procesos y medidas:

   a) Control volumétrico de la escorrentía. Evitar la producción de escorrentía para lluvias recurrentes y reducir la cantidad de escorrentía en precipitaciones extremas conforme con la MM6. La detracción tiene como objetivo no producir escorrentías para lluvias pequeñas y recurrentes (<5mm). El sistema de drenaje se diseña para reproducir el estado natural y su respuesta hidrológica donde las precipitaciones pequeñas generalmente no producen escorrentía. La detracción permite proveer beneficios de cantidad y calidad de las aguas pluviales.

      Durante las lluvias extremas el volumen de escorrentía, al igual que el caudal punta, puede agravar la inundabilidad, por lo que se debe conservar en la mayor medida posible el volumen de escorrentía producido en el estado natural tras la impermeabilización para las lluvias de periodo de retorno de 2,5 años. Para ello se debe hacer uso de la infiltración, evapotranspiración o aprovechamiento.

      Debido a que en determinados emplazamientos no será técnica o económicamente viable conservar el volumen de escorrentía para las lluvias extremas, una alternativa a este criterio es aplicar un tiempo de detención prolongada, definido como el intervalo de tiempo entre hidrogramas de entrada y salida en el que un determinado porcentaje del volumen ha sido descargado. Al prolongar el tiempo de recorrido de la escorrentía al punto de desagüe el potencial de erosión del cauce se

reduce. Este valor se fija en una descarga de 4,5 l/s/ha, que permite evacuar en un periodo de 24 horas las lluvias con mayor significación morfológica asociados a los primeros 30 mm de precipitación. Este caudal corresponde con el caudal medio diario máximo instantáneo en el régimen natural.

El concepto de detención prolongada también permite proporcionar un volumen de agua en el que la dilución y el tratamiento parcial (por medios físicos, químicos y biológicos) de esta escorrentía puedan tener lugar.

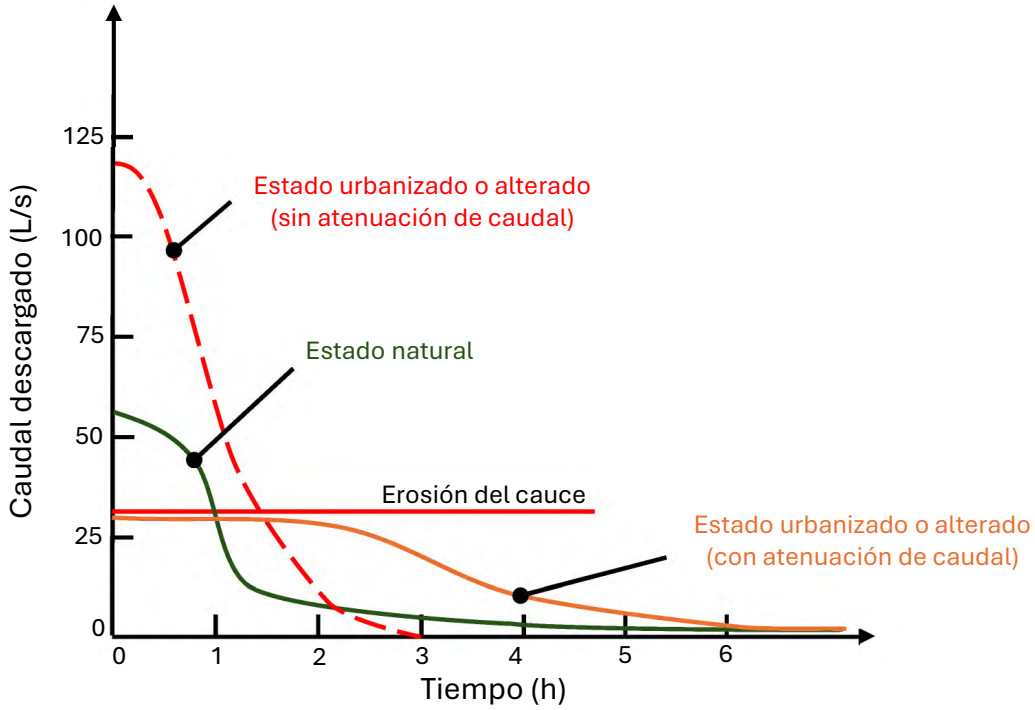


Figura 4-7. Caudales descargados y su duración en estado urbanizado, natural y urbanizado con detención prolongada

El objetivo del control volumétrico de escorrentía es no iniciar ni agravar la erosión del lecho del cauce. Al reducir el volumen total de escorrentía, o aumentar el tiempo que la escorrentía permanece en el emplazamiento mediante una detención prolongada, se reduce el potencial impacto de erosión del cauce. La figura 4-7 ofrece una representación visual de este criterio. A pesar de que la erosión es un proceso natural, el objetivo del control del volumen o la detención prolongada es prevenir la aceleración de la erosión como resultado de la impermeabilización.

b) Control de los caudales descargados. El criterio para el control de los caudales es conservar la magnitud y probabilidad de ocurrencia de los caudales descargados tras la impermeabilización del emplazamiento conforme a la MM6. Mediante un análisis de series históricas de

precipitación en Bizkaia, aplicando diferentes estándares de control hidráulico, se analizan aquellos que mejor permiten conservar el régimen de caudales en estado natural. En la figura 4-8 se representan distintas curvas de distribución de caudales en el estado urbanizado y se comparan con el estado natural.

En la figura 4-8, "E" significa estándar, el primer número representa el periodo de retorno en estado urbanizado y el segundo número el estado natural. "E1-1" representa una política donde el caudal máximo descargado en EU no puede superar el caudal máximo en el EN para el periodo de retorno de 1 año. Como puede verse en la gráfica el "E1-1;25-25" es el estándar que mejo conserva la distribución de caudales en el estado natural. En este caso el caudal para el periodo de retorno de 1 año representa el caudal medio diario para toda la serie histórica y el caudal del periodo de retorno de 25 años es el caudal máximo instantáneo.

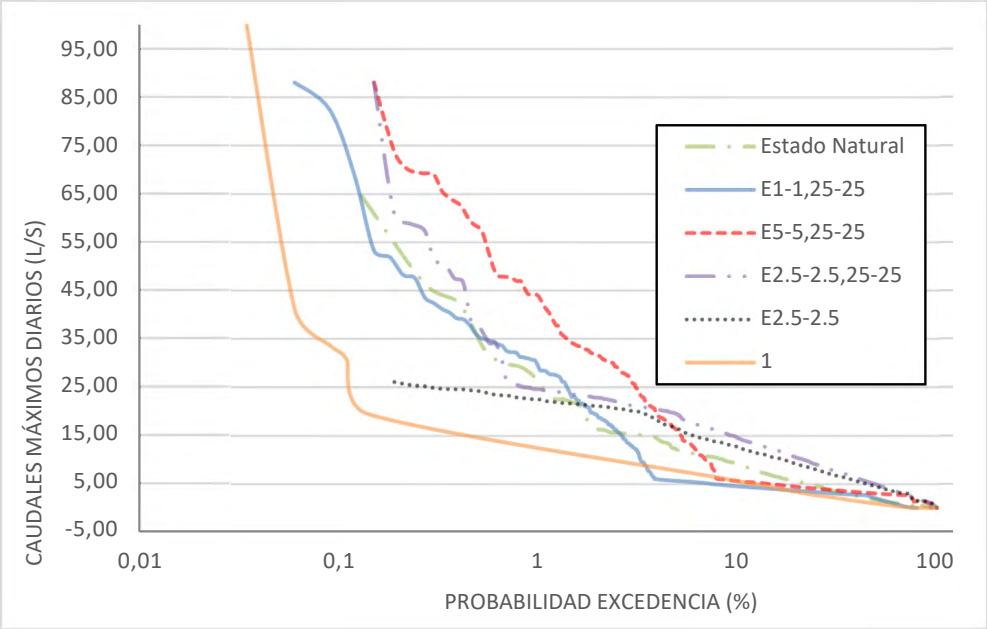


Figura 4-8. Curvas de distribución de caudales descargados en estado urbanizado, bajo distintos estándares de control hidráulico, y en el estado natural

3. **Priorizar la descarga de las escorrentías viarias**: El destino de las escorrentías de la calzada debe seleccionarse conforme al nivel jerárquico de la figura 4-9 (La prioridad más alta es el nivel 1 y el nivel 5 debería solo darse en situaciones extraordinarias).

   La mayor parte posible de la escorrentía debe descargarse en un determinado nivel antes de pasar a un nivel inferior, siempre teniendo en cuenta la viabilidad técnica y económica. Dependiendo de las características del proyecto y de su extensión, las aguas pluviales se gestionarán en varios niveles jerárquicos diferentes.

En los nuevos proyectos de construcción, durante las precipitaciones recurrentes las descargas ocurrirán en los niveles 1 y 2, mientras que las precipitaciones extremas pueden necesitar utilizar el nivel 3 y 4.

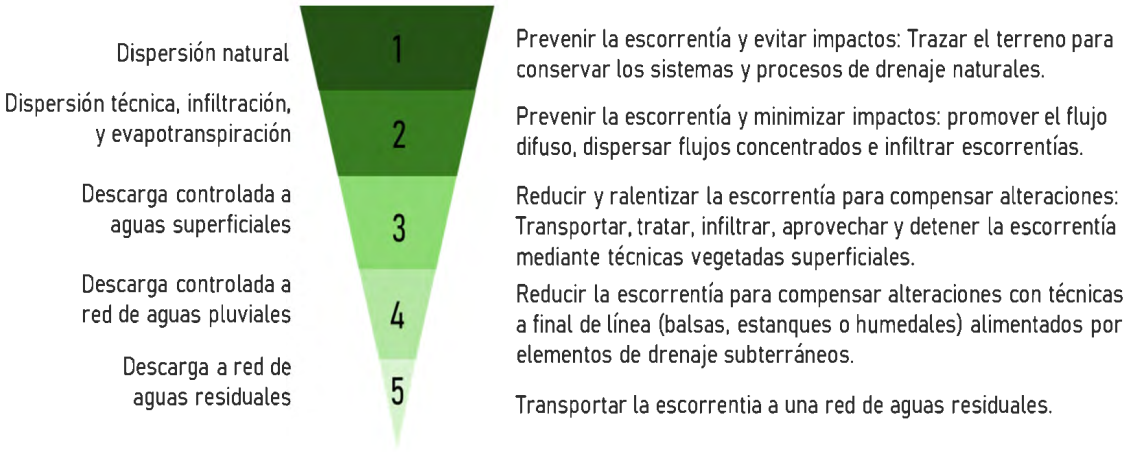


Figura 4-9. Jerarquías de gestión del agua pluvial y destino de las descargas

4. **Preservar y proteger los elementos y sistemas de drenaje natural:** Las líneas y patrones naturales de drenaje existente y su conservación, permiten ayudar a mantener el estado natural o la condición hidrológica preexistente en la cuenca junto con sus funciones y beneficios. Ejemplos de medidas que permiten conseguir este criterio son:

    a) Mantener inclinaciones en arcenes y bermas que fomenten el flujo laminar y alarguen el paso de la escorrentía por zonas permeables y rugosas que ralenticen la escorrentía.

    b) Preservar las formaciones de suelo natural y sus funciones de depuración e infiltración de la escorrentía.

    c) Mantener las líneas naturales de drenaje para mantener el flujo difuso no concentrado en la mayor medida posible.

    d) La topografía del terreno natural debería ser compatible con las rasantes requeridas para las zonas de dispersión natural y las técnicas SuDS consideradas.

    e) Maximizar el recorrido de las escorrentías por zonas vegetadas y evitar concentrar en la mayor medida posible los flujos de escorrentía.

Figura 4-10. Prolongación de la berma de la carretera para mantener la escorrentía en flujo difuso

5. **Drenar la plataforma y sus márgenes sin comprometer la seguridad vial y la infraestructura**: Los elementos de drenaje deben drenar eficazmente la carretera. Todas las técnicas SuDS deben diseñarse con pendientes adecuadas, de modo que haya un gradiente longitudinal positivo, que transporte el agua a través del sistema a medida que se produzcan precipitaciones, dejando espacio para que se almacenen y traten las escorrentías que se produzcan en precipitaciones posteriores. El proyectista debe calcular los tiempos de vaciado de las técnicas de infiltración para garantizar que son capaces de vaciar en un periodo no superior a 48 horas.

   El drenaje de las zonas impermeables de la plataforma debe segregarse de los aportes de los márgenes permeables o estos aportes deberán considerarse en el diseño de las técnicas SuDS (tanto en volumen adicional de gestión requerido como en deposición de sedimentos o niveles de tratamiento).

   Muchas técnicas SuDS se incorporan en medianas y retranqueos de la calzada, y no suponen un aumento significativo del riesgo para la seguridad vial cuando se comparan con cualquier otro elemento de drenaje convencional. Estas instalaciones a lo largo de las bermas de las carreteras y en medianas estrechas pueden, de hecho, proporcionar beneficios de seguridad al atenuar impactos y reducir reflejos y deslumbramientos. Como ocurre con cualquier infraestructura de aguas pluviales, los objetos fijos pueden suponer un riesgo para la seguridad, por lo que es necesario tener en cuenta su tamaño, construcción y colocación durante el diseño.

   La infiltración del agua pluvial en el suelo es una de las formas más efectivas de filtrar y reducir la escorrentía viaria, y requiere versatilidad en los diseños convencionales de los firmes. La infiltración de aguas en los laterales de la carretera puede contribuir o aumentar el contenido de humedad de las capas del firme o la explanada. Siempre que se garantice una continuidad hidráulica positiva vertical hacia capas inferiores, o subhorizontal hacia el exterior de carretera, la infiltración no debe representar un problema de seguridad geotécnica (ver Capítulo 7). Las técnicas SuDS bien diseñadas facilitan el

drenaje del agua infiltrada a través del firme de la calzada y arcenes y de terrenos próximos ya que su permeabilidad es mayor que la de los materiales empleados en la ejecución de firmes y explanadas. El proyectista debe comprobar el recorrido de las aguas infiltradas cuando se promuevan estas técnicas, comprobando que la selección y disposición de materiales y asegurando que el agua no discurre por suelos inadecuados o inestables frente al agua.

Incorporar flexibilidad y adaptabilidad para hacer frente a escenarios futuros: El dimensionamiento y comportamiento de las infraestructuras de drenaje depende de la distribución temporal y espacial de los eventos de lluvia. El cambio en la torrencialidad de las precipitaciones en escenarios de cambio climático en Euskadi predice que el porcentaje de cambio medio en la precipitación extrema para el periodo de retorno de 10 y 25 años es de aproximadamente un 14 y 22% respectivamente para el periodo 2041-2070 en Bizkaia (Ihobe, 2023). Otros trabajos predicen cambios porcentuales en la precipitación diaria máxima anual menores para periodos de retorno de 10 años (Cedex, 2021).

Para técnicas con una vida útil superior a 20 años la lluvia de diseño deberá tener en cuenta los factores actualizados de elevación de la intensidad de las precipitaciones en función de los escenarios de cambio climático e incorporarse a los cálculos de diseño para garantizar su solidez.

4.2.2 Control de la Calidad del Agua Pluvial

El objetivo del control de la calidad del agua pluvial es el tratamiento de las escorrentías pluviales para prevenir la contaminación de las masas de agua que reciben las descargas.

Las infraestructuras de transporte se han identificado como una presión sobre las masas de agua la planificación hidrológica del Cantábrico Oriental. La normativa del tercer ciclo de planificación en su artículo 48.3 requiere que los drenajes de las infraestructuras del transporte, que evacuen aguas de las plataformas, incluyan sistemas de minimización de la contaminación antes de su vertido.

Los vehículos, la construcción de carreteras y su conservación producen una serie de contaminantes potencialmente tóxicos que tienen su origen en diversas fuentes. Algunas de las más relevantes son el desgaste de las partes del vehículo, especialmente neumáticos y frenos, el desgaste de las superficies de la calzada o las deposiciones atmosféricas.

Tabla 4-4. Ejemplos de efectos ambientales de diferentes contaminantes que se encuentran en las escorrentías de las carreteras (adaptada de Andersson et al., 2018)

Categoría	Fuente	Contaminante	Efecto Ambiental
Partículas	Desgaste de neumáticos y de carreteras (microplásticos), pastillas de freno, corrosión, erosión lateral de la carretera	Sólidos en suspensión Microplásticos (MP)	Actuar como transporte de otros contaminantes, alteración de los hábitats debido a la sedimentación
Metales	Desgaste de carretera, pastillas de freno, corrosión, convertidores catalíticos, combustible, pintura, equipo de carretera.	Plomo Mercurio Níquel Cadmio Cromo Zinc Cobre	Impacto negativo en la salud de humanos y animales si se consume en ciertas concentraciones. Tóxico para la vida acuática. Potencial efecto negativo sobre la flora local.
Compuestos orgánicos	Desgaste de neumáticos, desgaste de carretera, combustión, aceites.	Hidrocarburos Aromáticos Policíclicos (HAP)	Tóxico para la vida acuática, cancerígeno y tóxico para los humanos a ciertas concentraciones.
Agentes de deshielo	Sal de carreteras.	Sodio Calcio Cloruro	Aumento de la salinidad, movilización de metales pesados unidos a partículas.
Nutrientes	Deposición atmosférica, humos de combustión, heces de animales, aceites, partículas de suelo, residuos vegetales.	Fósforo Nitrógeno	Eutrofización.

Las descargas de escorrentía procedente de la carretera pueden impactar negativamente en el estado químico y ecológico de las masas de agua, debido a las sustancias acumuladas y lavadas desde la plataforma (Proper D2.1). Su impacto ambiental depende de:

- Los tipos de contaminantes asociados al tipo de uso de la vía y suelo colindante ya que estos presentan distintos efectos en el medio receptor.
- Las concentraciones máximas de contaminantes en la escorrentía, ya que pueden generar impactos agudos a corto plazo en el medio. Estas concentraciones están muy influenciadas en la carretera por el régimen de precipitaciones (tiempo seco antecedente) y la IMD.
- La masa total de contaminante descargada a medio receptor ya que puede generar contaminación crónica a largo plazo. Esto es especialmente importante en las descargas de escorrentía cuyas concentraciones pueden ser relativamente bajas, pero se producen de forma sistemática y perpetua en el tiempo.

- La vulnerabilidad de la masa de agua que recibe la descarga de escorrentía, la dureza del agua, la capacidad de dilución, el tipo de cauce y otras características influyen en la posibilidad de impacto y su magnitud.

La información relativa a los niveles de contaminación en las escorrentías pluviales, y a los métodos de gestión de los riesgos ambientales asociados a su descarga se presentan en los Capítulos 8 y 9.

4.2.2.1 Criterios Generales de Control de la Calidad

Los criterios de diseño son de aplicación para gestionar la calidad de las escorrentías y alcanzar los objetivos de la MM 5, tratamiento de las escorrentías . Esta requiere la reducción de las cargas y concentraciones de contaminantes en las escorrentías utilizando los mecanismos físicos, biológicos y químicos de las técnicas SuDS para conservar la calidad de las masas de agua y sus objetivos ambientales. Cuando las condiciones son apropiadas, la infiltración puede potencialmente ser la mejor técnica para el tratamiento de las escorrentías. Los criterios generales de control de la calidad son:

1. **Prevencion de la contaminación:** En la mayoría de las ocasiones, es más efectivo y rentable el control en origen que separar contaminantes una vez que estos se han introducido en los flujos de escorrentía. El uso de fundentes más sostenibles puede ser útil en determinados tramos de una carretera que viertan a zonas sensibles. El uso de herbicidas debería de ser cuidadosamente planificado teniendo en cuenta el pronóstico meteorológico. Durante la fase de construcción las técnicas y prácticas para prevenir la erosión del suelo evitarán que los sedimentos sean arrastrados por la escorrentía.

2. **Prevenir la formación de escorrentía y su descarga a las masas de agua superficiales para la mayoría de las lluvias recurrentes:** El control de la generación de escorrentía es una de las formas más efectivas de gestionar la contaminación del agua pluvial. La detracción es parte del criterio de control volumétrico de la escorrentía y su objetivo es no producir escorrentías para lluvias pequeñas y recurrentes (<5mm). Al no generarse escorrentía en un amplio porcentaje de las precipitaciones ocurridas a lo largo del año se evita indirectamente la movilización de contaminantes y su descarga a las aguas superficiales. Esto es especialmente importante por varios motivos:

    a. Las lluvias recurrentes contienen el posible primer lavado de las superficies.

    b. El volumen total anual de escorrentía que movilizan, y la masa contaminante asociada, tiende a representar una proporción muy elevada.

    La retención de las lluvias recurrentes en las técnicas SuDS, permitirá proteger las masas de agua superficiales de la contaminación crónica asociada a los aportes continuos y sistemáticos de contaminantes en bajas concentraciones. Los riesgos asociados a la contaminación de las masas de agua subterráneas deben ser evaluados en detalle y gestionados convenientemente a niveles aceptables.

La detracción una vez que el suelo este saturado dejará de ser efectiva y se producirá escorrentía. Durante los meses de verano la detracción tiene una función clave ya que los efectos de primer lavado pueden ser más acusados por la torrencialidad de la precipitación, y por la mayor duración del tiempo seco para la acumulación de contaminantes en la vía. Además, los caudales en los ríos suelen ser inferiores, y su capacidad de dilución inferior, siendo más vulnerables a las descargas de escorrentía viaria.

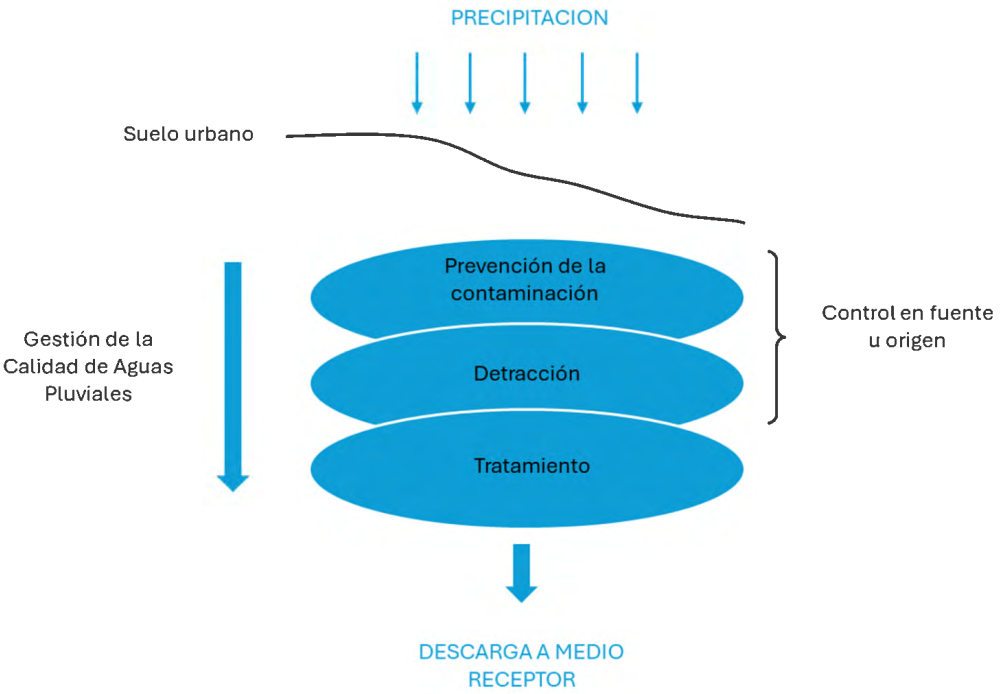


Figura 4-11. Criterios para el control de la calidad de las aguas pluviales

3. **Tratamiento:** Cuando la escorrentía se termina produciendo, deberá tratarse para proteger el medio receptor de los impactos crónicos y agudos asociados a las descargas. El nivel de tratamiento dependerá de varios umbrales definidos en la MM5 y del destino final de las descargas (aguas superficiales o subterráneas). Tramos con mayores IMD tenderán a generar un mayor riesgo al movilizar mayores cargas y concentraciones contaminantes, por lo que requerirán mayor nivel de tratamiento. La selección de SuDS se realizará atendiendo a una serie de criterios relativos a la vulnerabilidad de las masas de agua, la magnitud del impacto y varios criterios técnicos, económicos y socioambientales (biodiversidad y servicio) de las técnicas.

   Los criterios de tratamiento para las descargas de escorrentía deben tenerse en cuenta para las escorrentías transportadas por el sistema de drenaje durante las lluvias subanuales de periodo de retorno inferior a 1 año. Las técnicas SuDS deberán proveer tratamiento para un volumen anual de escorrentía elevado, de mínimo el 90%. Los sistemas fluyentes (CV, FF, SP) se diseñarán para tratar un caudal instantáneo que permita tratar el umbral del 90% de volumen anual de escorrentía. Las técnicas de infiltración y laminación se diseñarán para capturar una determinada altura de precipitación diaria.

Para las precipitaciones grandes, el volumen adicional de escorrentía anual tratado será muy bajo, inferior a un 5%, y el coste de la técnica puede verse duplicado. Durante estas precipitaciones, la dilución disponible en el medio receptor que recibe la descarga será generalmente mayor, permitiendo reducir los riesgos ambientales de las descargas y haciendo que los procesos de tratamiento de la escorrentía se vuelvan menos cruciales.

Las descargas a las aguas subterráneas deberán evaluar la posibilidad o riesgo de que se produzcan efectos significativos en su calidad teniendo en cuenta una serie de parámetros antropogénicos e hidrogeológicos:

a) La profundidad de la zona no saturada: la distancia al nivel freático provee un mayor espesor de suelo no saturado aumenta el tiempo de recorrido del contaminante y tenderá a proporcionar una mayor protección.

b) El tipo de flujo predominante y las características de la zona no saturada. La porosidad granular tiende a proporcionar una mayor protección.

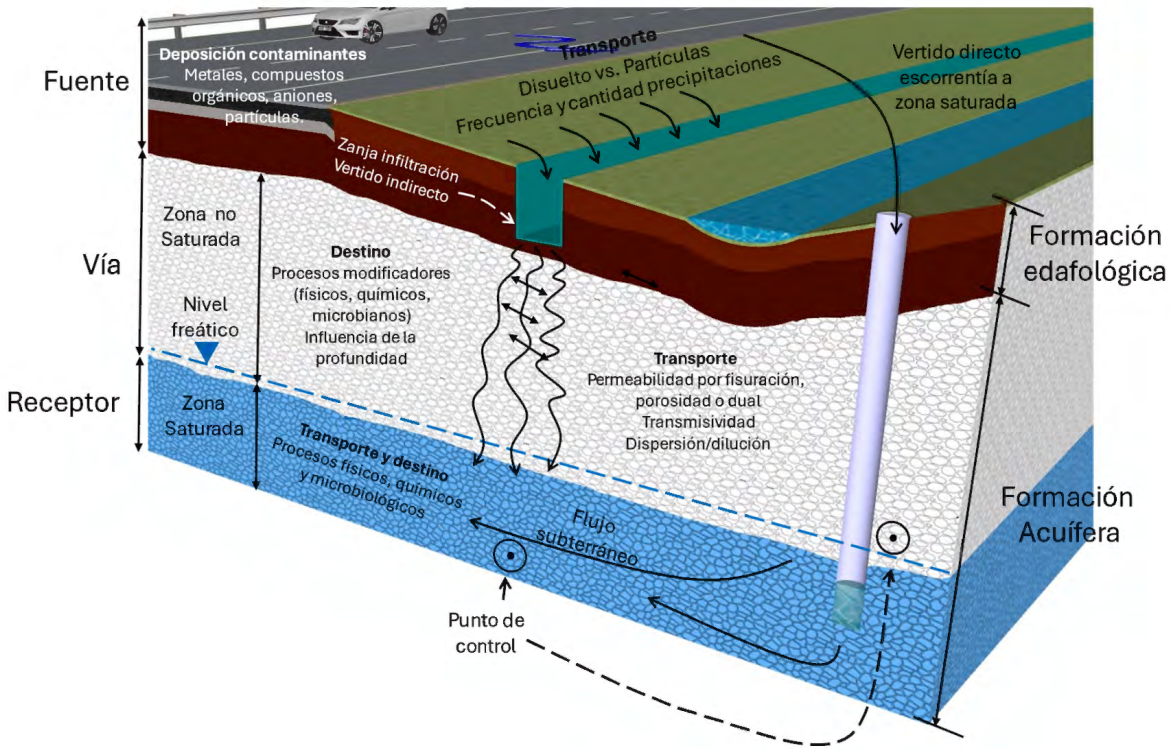


Figura 4-12. Representación de los procesos de generación, transporte y destino de la escorrentía viaria

c) Las características del suelo: los suelos con un contenido significativo de minerales arcillosos y orgánicos ofrecen un mayor potencial para la atenuación de contaminantes.

d) La presencia de acuíferos vulnerables y zonas de restricción, los perímetros de protección establecidos en el RDPH o la Planificación hidrológica.

e) IMD del trazado, que se asocia a la intensidad de la fuente contaminante.

f) Área drenante, tiene en cuenta el volumen de agua infiltrada en el suelo.

La descarga a las aguas subterráneas no deberá generar nuevas vías de transporte de contaminantes a las mismas o movilizar contaminantes presentes en el suelo. Las aguas subterráneas deberán ser gestionadas y evaluadas conforme a la legislación nacional relevante. Las aguas subterráneas son un recurso natural valioso que, como tal, debe ser protegido de la contaminación química y del deterioro. Esta circunstancia es especialmente importante para los ecosistemas dependientes de las aguas subterráneas y para la utilización de estas aguas para la obtención de agua destinada al consumo humano.

La figura 4-12 resume los procesos de movilización de la escorrentía viaria en el subsuelo. El esquema ilustra la complejidad de las interacciones dinámicas que deben abordarse para proporcionar una predicción precisa y sólida de la calidad de las aguas subterráneas tanto en el espacio como en el tiempo.

4. **Conservación y mantenimiento**: En términos de la protección de las masas de agua el mantenimiento regular y proactivo de las técnicas SuDS es esencial para mantener su función de diseño (ver Capítulo 26). Determinados contaminantes serán degradados por los procesos de tratamiento de las técnicas y otros deberán retirarse periódicamente y gestionados adecuadamente. Las técnicas de infiltración en las infraestructuras viarias actúan como reservorios para metales pesados y otros compuestos persistentes, y deben ser monitorizadas y conservadas para mantenerse efectivas.

Los sistemas de drenaje deben diseñarse por tanto para proteger las masas de agua superficiales y subterráneas, evaluando el riesgo potencial planteado por el emplazamiento e implantando medidas de mitigación adecuadas y suficientes para reducir el riesgo de impacto de las descargas a niveles aceptables (ver Capítulo 9).

Las técnicas de tratamiento deben aplicarse, siempre que sea posible, a pequeña escala, de forma descentralizada y cercanas al origen de formación de la escorrentía en la calzada. El control en origen permitirá mantener bajos los niveles y tasas de acumulación de contaminantes, permitiendo que los procesos naturales de tratamiento en las técnicas vegetadas sean efectivos. Las técnicas a final de línea recibirán mayores cargas volumétricas y másicas por unidad superficial de tratamiento y generalmente sus dimensiones y riesgos ambientales serán superiores.

La gestión de la calidad de la escorrentía de carreteras para proteger las aguas superficiales y/o subterráneas receptoras está fuertemente vinculada al control hidráulico de la escorrentía. En la mayoría de los casos, con una técnica SuDS bien diseñada, el tratamiento y eliminación de la contaminación se puede realizar de una

manera óptima junto con el transporte, la atenuación y la infiltración, particularmente en el caso de las técnicas con superficie vegetada. Todo componente de una técnica SuDS debe diseñarse de acuerdo con los criterios establecidos en este manual, para garantizar que los procesos de tratamiento sean eficaces.

4.3 MEDIOS RECEPTORES

La gestión de las aguas pluviales en el ámbito viario debe considerarse en el contexto del medio receptor o la masa de agua que recibe las descargas de escorrentía desde el trazado. Las propiedades intrínsecas del medio receptor y su vulnerabilidad a las descargas de escorrentía pueden condicionar las MM a implementar en un proyecto.

La delimitación de las masas de agua permite establecer sus características naturales y valores asociados a condiciones inalteradas, así como establecer una base espacial sobre la cual desarrollar el análisis de impactos de las descargas de escorrentía y ajustar las MM del Manual a los objetivos ambientales. El territorio histórico de Bizkaia incluye un total de 11 Unidades Hidrológicas, los límites de las cuencas fluviales no coinciden necesariamente con los administrativos.

4.3.1 Ríos

Son masas de agua continentales que fluyen mayoritariamente sobre la superficie del suelo en una dirección con una perdida constante de materiales y organismos hacia el mar. La composición y abundancia biológica depende totalmente de los aportes de materias y constituyentes que entran desde los ecosistemas terrestres. Como resultado distintas tipologías de río soportan comunidades biológicas diferenciadas.

Los principales factores que influyen en el estado de estas corrientes superficiales son:

- Hábitat físico
- Temperatura del agua
- Saturación de oxigeno
- Materias en suspensión y turbidez
- Régimen natural de caudales
- Nutrientes
- Contaminantes (sustancias prioritarias y preferentes)
- Continuidad fluvial
- Pérdida de vegetación ribereña

En Bizkaia se distinguen dos ámbitos territoriales claramente diferenciados, la vertiente cantábrica y la vertiente mediterránea. Los ríos de Bizkaia presentan una serie de características comunes: son ríos cortos, que transcurren por orografías pronunciadas generadas por los montes vascos y tienen que salvar grandes desniveles debido a las fuertes pendientes que presenta el terreno. Presentan un régimen de fuerte torrencialidad, alternando épocas de elevado caudal con épocas de fuerte estiaje.

El estudio «Caracterización de las Masas de Aguas Superficiales de la CAPV» (Gobierno Vasco, 2002) define cuatro ecorregiones de las cuales en Bizkaia destacan:

- Región Vasco-Cantábrica (RVC): Esta región se caracteriza por tener la mayor pluviometría en Bizkaia, caudales específicos altos y una amplitud media de caudal también menores y una amplitud de caudal mayor. Al igual que en el caso anterior también. Formada por la mayor parte de los ríos cantábricos de Bizkaia.

- Región de Ejes Principales (EJP): Se caracterizan por tener caudales medios elevados, discurren por áreas de escasa pendiente y son de orden alto. Corresponde con las áreas del territorio de menor altitud y comprende los cursos bajos de los cauces de mayor entidad.

- Región de Pequeños Ríos Costeros (PRC): Se trata de cuencas de escasa entidad de la franja costera.

El 72% de las masas de agua de Bizkaia (categoría ríos), son masas de agua naturales frente al 28% que son Masas de Agua Muy Modificadas. En Bizkaia, principalmente son las canalizaciones y coberturas de cauce las principales modificaciones de las MAMM. Se entiende como Masa de agua Muy Modificada (MAMM) "una masa de agua superficial que, como consecuencia de alteraciones físicas producidas por la actividad humana, ha experimentado un cambio sustancial en su naturaleza".

Tabla 4-5. Masas de Aguas Superficiales de Bizkaia

Masa de Agua	Bizkaia
Rios Naturales	33
MAMM por canalizaciones y coberturas	8
MAMM por regulación del caudal	2
TOTAL MAMM	13
TOTAL	46

En cuanto a la calidad de las masas de agua superficial en la categoría ríos, en la campaña de muestreos de 2022, el 56% de las masas de agua incluidas en el seguimiento anual realizado por URA alcanzan un estado/potencial ecológico bueno o mejor, mientras que el 38% no cumplen sus objetivos de calidad para el conjunto de Euskadi.

En las carreteras cuyas escorrentías vierten a ríos naturales durante la fase de explotación, los principales problemas se refieren tanto a la cantidad como a la calidad del agua. Dependiendo de la ubicación del proyecto en una cuenca, la inundabilidad asociada a la impermeabilización puede ser un problema. La laminación de caudales punta para precipitaciones extremas en las cuencas debe considerar el efecto aditivo y superposición de caudales punta de distintos emplazamientos. La estructura física del lecho también puede ser un problema, por lo que habrá que considerar la posibilidad realizar una detención prolongada y/o de reducir el volumen total de escorrentía pluvial mediante infiltración o evapotranspiración mediante la MM6.

La calidad del agua en las descargas de escorrentía viaria durante la explotación en los ríos naturales también debe evaluarse y gestionarse conforme a la MM5.

4.3.2 Estuarios y Zonas de Transición (Dominancia Río y Marina)

La DMA define aguas de transición como "masas de agua superficial próximas a la desembocadura de los ríos que son parcialmente salinas como consecuencia de su proximidad a las aguas costeras, pero que reciben una notable influencia de flujos de agua dulce". Sus límites suelen ubicarse en la zona de influencia de la marea y el deslinde administrativo entre los dominios públicos hidráulico y marítimo terrestre.

Los estuarios atlánticos son zonas deposicionales de baja energía situadas en las proximidades de la desembocadura de los ríos, parcialmente salinas y con una notable influencia de agua dulce en los ríos más grandes, como el Nervión donde el caudal fluvial se puede extender en las aguas costeras. El gradiente de salinidad indica si se produce dominancia del río sobre el estuario o si la dominancia es marina.

Figura 4-13. Estuario Atlántico de Urdaibai.

Los estuarios suelen asociarse a altos índices de productividad biológica. Los estuarios atlánticos son ambientes marinos cuyo pH, salinidad y nivel de agua son variables, dependiendo de los afluentes que los alimentan y del Océano Atlántico que les aporta salinidad. Existen varios tipos de estuarios:

- Tipo I: masas de agua de transición pequeñas dominadas por el río.
- Tipo II: masas de agua de transición con amplias zonas intermareales.
- Tipo III: masas de agua de transición con amplias zonas submareales.

Otra clasificación se basa en la salinidad (tanto por mil) con tramo oligohalino (0-5), mesohalino (5-18), polihalino (18-30), euhalino (30-34) y euhalino mar o costa (>34).

Tabla 4-6. Masas de agua de transición localizadas en el T.H de Bizkaia

Masa de Agua	Área (Km²)	MAMM
Barbadún	0,77	No
Nerbioi Exterior	19,10	Si
Nerbioi Interior	2,63	Si
Butroe	1,55	No
Oka Exterior	6,10	No
Oka Interior	3,96	No
Lea	0,51	No
Artibai	0,42	No

Los principales factores que influyen en el estado de estas masas y sus condiciones fisicoquímicas generales son:

- Temperatura del agua
- Saturación de oxigeno
- Transparencia (turbidez y SST)
- Nutrientes
- Contaminantes (sustancias prioritarias y preferentes)
- Zona intermareal y morfología.

Aproximadamente el 75% de las masas de agua estuarinas en Bizkaia son natural y un 25% son MAMM concentradas en el estuario del Nervión.

Debido a que los estuarios son entornos de baja energía y tienen una salinidad elevada, son zonas de deposición que acumulan sólidos suspendidos y contaminantes. Varias sustancias en la escorrentía no se descomponen o lo hacen muy lentamente (metales pesados o MOP), los estuarios son sumideros donde se acumulan parte de estos contaminantes persistentes cuyos niveles de concentración cabe esperar que aumenten. Actualmente solo 2 de los 6 estuarios en Bizkaia están en buen estado ecológico.

La gestión del agua pluvial en estas zonas debe centrarse en el tratamiento de las escorrentías mediante la MM5.

El control hidráulico de la MM6 puede tener como exención las masas de agua de transición con dominancia marina. Las descargas en tramos de rías y estuarios muy influenciados por mareas o condiciones de descarga submareal también pueden ser candidatos a una exención de control de caudal. Estas descargas probablemente no generen un efecto significativo en los procesos que controla la morfología del cauce. La combinación de un gradiente bajo, la oscilación mareal y exposición al oleaje dominarán los procesos de formación morfológicos en una magnitud muy superior.

El proyectista podrá realizar un estudio o calculo para demostrar que no se producirá un impacto. Canales expuestos periódicamente a velocidades de flujo elevadas en mareas bajas no estarán exentos de la MM6.

4.3.3 Puertos (MAMM)

Los Puertos son masas de agua muy modificadas (MAMM) que, como consecuencia de alteraciones físicas producidas por la actividad humana, han experimentado un cambio sustancial en su naturaleza. Se diferencian de los estuarios en que la dominancia marina es mayor y las tasas de deposición de sedimentos son menores. La sedimentación aun así ocurre y la mayoría de las zonas portuarias requieren dragados para mantener los canales y dársenas navegables.

Desde el punto de vista de la calidad del agua los puertos no son tan vulnerables como los estuarios y ríos naturales. El tratamiento de la escorrentía con la MM5 dependerá de la magnitud del proyecto y los requerimientos ambientales del Organismo de Cuenca. Generalmente los proyectos de INTEBIAK no verterán nunca directamente a estas zonas.

4.3.4 Aguas Costeras

La DMA define aguas costeras como “las aguas superficiales situadas hacia tierra desde una línea cuya totalidad de puntos se encuentra a una distancia de una milla náutica mar adentro desde el punto más próximo de la línea de base que sirve para medir la anchura de las aguas territoriales y que se extienden, en su caso, hasta el límite exterior de las aguas de transición”.

Según el Sistema de clasificación A de la DMA, la región ecológica en que se encuentran las aguas costeras del País Vasco es la del Océano Atlántico. En lo que respecta a las aguas costeras, en la CAPV existen cuatro masas de agua costeras, de las que dos afectan a Bizkaia: Cantabria-Matxitxako y Matxitxako-Getaria (parcialmente en Bizkaia).

Las aguas costeras de la CAPV pueden integrarse pertenecen a la tipología CW-NEA1 (Expuesta, euhalina, somero). En el Golfo de Bizkaia se observa un gradiente decreciente de la salinidad hacia el este asociado fundamentalmente a los cambios de orientación de la costa, los procesos de mezcla lateral entre aguas de distinto origen y la influencia de las plumas fluviales de los ríos de la costa francesa de las Landas.

Las descargas de escorrentía viaria en aguas costeras generalmente representarán una presión menor que en ríos naturales o estuarios. En función de la dinámica litoral y la ubicación del emplazamiento la gestión de las aguas pluviales en estas zonas deberá centrarse en el tratamiento de las escorrentías mediante el nivel 3 de la MM5, concretamente sobre los microplásticos o partículas de desgaste de neumáticos inferiores a 5 mm. Los flotantes y otros residuos gruesos que pueden presentar un problema en la zona costera también se eliminaran indirectamente al eliminar los microplásticos de las descargas viarias.

Tabla 4-7. Masas de agua costeras en la CAPV

Masa de Agua	Área (Km²)	Naturaleza
Cantabria-Matxitxako	189,53	Natural
Matxitxako-Getaria	231,25	Natural

Cuando se analizan los impactos relacionados con las costas la principal preocupación suele centrarse en zonas de baño y las descargas intermitentes de aguas residuales en tiempo de lluvia, que no es un problema en el caso de las carreteras.

El control hidráulico de la MM6 está exento de cumplimiento en las descargas a zonas costeras.

4.3.5 Embalses y Lagos

Un lago es una masa de agua contenida en una masa de tierra y, en el contexto utilizado aquí, contiene agua dulce. Donde en la actualidad existen embalses en el pasado había un río y su vega de inundación. Los embalses, se asocian a usos específicos del agua y son MAMM. Se asocian a la categoría dulce. La mayoría de los lagos tienen desagüe, pero algunos no. Los lagos pueden ser artificiales (embalses) o naturales (generalmente zonas protegidas).

La creación de un embalse produce una ampliación de la superficie de lámina de agua y del calado medio de tal forma que lo que originalmente era un río ahora se asimila a lago. Donde en la actualidad existen lagos por presentar similitudes en la valoración de sus objetivos ambientales.

El tercer ciclo de planificación hidrológica identifica 13 masas de categoría lago o embalse en la CAPV, de la cuales 10 son ríos muy modificados.

La contaminación de los lagos puede deberse a varios factores. La cantidad de nutrientes que entran en un lago puede causar eutrofización. Esto se debe a que la carga de nutrientes estimula el crecimiento excesivo de plantas, lo que a su vez disminuye la cantidad de oxígeno en el agua y acaba provocando la muerte de peces y animales. La ecología de los lagos es muy diferente de la de los arroyos debido al agua estancada, los efectos de la temperatura y la acumulación de contaminantes.

Debido a las bajas velocidades horizontales del agua, los materiales que entran en un lago tienden a permanecer en él. Actúan como sumideros donde pueden acumularse los contaminantes. Por ello el vertido a lagos y embalses deberá presentar un estudio justificativo del cumplimiento de sus objetivos medioambientales conforme al art.50 del Plan Hidrológico. Los embalses y lagos ubicados en la parte baja de las cuencas generalmente presentan un estado o potencial ecológico moderado por recibir mayores aportes terrestres.

Los embalses y todas las captaciones destinadas a consumo humano incluidas en el Registro de Zonas Protegidas indicadas en los apéndices 7.1 y 7.2 de la normativa del tercer ciclo de la planificación hidrológica deberán disponer de su correspondiente

perímetro de protección donde se delimiten las áreas a proteger, las medidas de control y se regulen los usos del suelo y las actividades a desarrollar en los mismos para evitar afecciones a la cantidad y calidad del agua de las captaciones.

En el caso de embalses para abastecimiento humano los perímetros de protección consideran la cuenca de escorrentía directa superficial y subterránea, y la cuenca de los eventuales tributarios trasvasados al embalse.

La gestión de las aguas pluviales en estas zonas debe centrarse en la calidad del agua y en el cumplimiento de todos los objetivos de tratamiento de la MM5.

4.3.6 Zonas Húmedas

Pueden estar cubiertos por aguas someras o tener el nivel freático a ras de suelo o a pocos centímetros de profundidad. Ocupan superficies considerables alrededor de las aguas estancadas o de cursos lentos. son unos de los ecosistemas más diversos y ricos biológicamente, sin embargo, al mismo tiempo, particularmente frágiles y vulnerables. Los humedales forman unidades funcionales de enorme importancia por los procesos hidrológicos y ecológicos que albergan.

En la CAPV está vigente el "Plan Territorial Sectorial de Zonas Húmedas" aprobado definitivamente mediante Decreto 160/2004, de 27 de julio. En este PTS se clasifican las zonas húmedas en tres grupos.

Las zonas húmedas de Grupo I son las afectadas por la Declaración de Espacios Naturales Protegidos (tanto Parque Naturales como Biotopos Protegidos). En el caso de Bizkaia, zonas húmedas de tipo 1 con arreglo al PTS de Zonas Húmedas serían:

- Reserva Biosfera Urdaibai (A1B3).
- Trampales de Urkiola (Parque Natural de Urkiola (B11B2).
- Presa de Yondegorta (EB8), Turbera de Saldropo (B1B1), Turbera de Verdeespesoa (B1B2) y Trampales de Areatza (B11B3), incluidas en el Parque Natural de Gorbeia.

Las zonas húmedas del grupo II En Bizkaia son las protegidas por el planeamiento especial urbanístico y otra serie de zonas húmedas costeras e interiores e incluyen:

- Ría del Barbadún (A1B1)
- Ría del Butrón (A1B2)
- Ría del Lea (A11B4)
- Ría del Artibai (A1B5)
- Zona Húmeda de la Vega de Astrabudua (B10B1)
- Encharcamientos del valle Bolue (B10B3) y charca de Etxerre (DB4)

Las zonas húmedas de tipo III son zonas húmedas de una relevancia menor y quedan identificadas en el Anexo del PTS.

Los vertidos de aguas pluviales a las zonas húmedas deben estudiarse para garantizar el mantenimiento de las condiciones hidrológicas de estas zonas, especialmente su hidroperiodo (duración y frecuencia de su inundación), vegetación acuática y las características de su sustrato que son necesarias para mantener las funciones y los valores de las zonas húmedas existentes.

La gestión del agua pluvial debe considerar el objetivo de la MM 7 para garantizar que las zonas húmedas reciben un nivel de protección que no impida los objetivos principales del Plan Territorial Sectorial (PTS) de Zonas Húmedas de la CAPV.

Será de prioridad en la gestión además el cumplimiento tanto de la MM5 como de la MM6.

4.3.7 Aguas Subterráneas

Las aguas subterráneas son todas las aguas que se encuentran bajo la superficie del suelo en la zona de saturación y en contacto directo con el suelo o subsuelo.

En Bizkaia Existen 15 masas de agua subterráneas cuyas características generales se reflejan en la tabla 4-8. Las masas de agua de mayor interés hidrogeológico son las de grado 1 en las que predominan formaciones de alta permeabilidad. El grado 2 indica baja permeabilidad y son zonas en las que localmente pueden existir pequeños acuíferos.

El sellado de superficies (es decir, las superficies impermeables) representa una intervención antropogénica sustancial e importante en el ciclo hidrológico. Las infraestructuras lineales, pueden modificar y alterar los balances y flujos naturales de agua subterránea y cargas másicas emitidas de sustancias contaminantes.

El paso del agua a través del suelo forma parte del ciclo natural del agua. El agua pluvial penetra en el suelo (infiltración) y fluye a través de la formación acuífera (percolación). Los aportes proceden principalmente de las precipitaciones que empapan el suelo y en menor medida de la escorrentía superficial. Muchas masas de agua subterránea tienen relación directa con masas de agua superficial, les aportan caudal en las zonas de afloramiento donde la capa saturada corta la superficie (manantiales, nacimientos, ríos ganadores), o captan aguas de los lechos de los ríos. Esta relación puede darse en ambos sentidos, y tiene repercusiones tanto en el ámbito cuantitativo como en el químico.

El agua que penetra en el suelo desciende a través de los poros del suelo o las fracturas de las rocas hasta llegar al nivel freático. La zona por encima del nivel freático se conoce como zona no saturada. Por debajo del nivel freático, los poros del suelo o las fracturas de la roca están totalmente saturados y el agua subterránea se desplaza lateralmente a través de estos poros y fracturas.

La zona no saturada desempeña un papel importante en el transporte, la atenuación y depuración de los contaminantes que migran hacia la formación acuífera desde el

drenaje de una carretera. La capa de suelo edafológico sirve para proteger las aguas subterráneas al impedir y limitar la transmisión vertical de contaminantes. Esta función depuradora del suelo queda reflejada y recogida en la Directiva de aguas subterráneas.

Tabla 4-8. Masas de Agua Subterráneas de Bizkaia con su litología y extensión

Nombre	Tipología	Área (Km²)
Ereñozar	Kárstico en sentido estricto	164,9
Anticlinorio norte	Detrítico consolidado-Kárstico en sentido estricto	345,3
Gernika	Kárstico de flujo difuso-Detrítico no consolidado	2,5
Sinclinorio de Bizkaia	Otros-Detrítico consolidado - Detrítico no consolidado	795,8
Oiz	Detrítico mixto	28,8
Mena-Orduña	Kárstico en sentido estricto - Detrítico no consolidado	399,8
Aramotz	Kárstico en sentido estricto	68,6
Anticlinorio sur	Kárstico en sentido estricto – Detrítico no consolidado	1.612,1
Itxina	Kárstico en sentido estricto	23,4

Los dispositivos de infiltración están diseñados para proporcionar una recarga directa de las aguas subterráneas y la infiltración basal descendente interactuará necesariamente desde el punto de vista bioquímico con la zona no saturada. Las técnicas SuDS poseen distintas tasas de infiltración neta aplicada por unidad de superficie. La migración de contaminantes a las aguas subterráneas depende en gran medida de esta carga de infiltración, que a su vez impulsa la difusión a través de la zona no saturada.

Las técnicas de baja carga actúan superficialmente, interceptando y manteniendo flujos difusos y en lo posible conservando la formación edafológica existente. Las técnicas de infiltración de media o alta carga de infiltración reciben mayores volúmenes de escorrentía viaria y presentan una relación más elevada de área drenada/área infiltración, concentrando y profundizando la infiltración y/o percolación. Todas estas técnicas requieren pretratamientos y presentan mayores riesgos de efectos adversos al profundizar y concentrar la infiltración.

La infiltración descentralizada en el arcén o en las cunetas cumple los parámetros mencionados de un suelo filtrante con una baja carga superficial y un funcionamiento sencillo. Debido a su sencillez y eficacia, debería ser la solución elegida siempre que otras condiciones lo permitan. Las aguas pluviales pueden infiltrarse en los terraplenes de las carreteras siempre que la permeabilidad del suelo sea adecuada y los niveles de agua subterránea estén suficientemente por debajo de la superficie de infiltración.

La gestión del agua pluvial mediante técnicas de infiltración debe considerar la calidad de la escorrentía viaria como prioridad (MM5) por tres razones:

- Minimizar el riesgo de obstrucción del sistema de infiltración.
- Posible migración de contaminantes a las aguas subterráneas, principalmente cloruros usados durante la vialidad invernal.
- El propio suelo es un sistema con capacidad de depuración y un sistema receptor en sí mismo.

La mayor parte de la calidad de las aguas subterráneas de Bizkaia es buena, pero hay zonas con acuíferos subterráneos en los que la fisuración del lecho rocoso permite una rápida infiltración de la escorrentía superficial y existe la posibilidad de que se produzca una transferencia de contaminantes a las aguas subterráneas.

Como se presenta en el Capítulo 7, los tipos de suelos de Bizkaia pueden ordenarse de mayor a menor aptitud para la depuración de las aguas en función de sus propiedades físicas y químicas. Asimismo, las formaciones acuíferas presentaran una mayor o menor vulnerabilidad en función de sus características hidrogeológicas.

4.4 RESUMEN DE LA GESTIÓN DEL AGUA PLUVIAL EN CARRETERAS

La gestión del agua pluvial por tanto debe evaluar la fuente, vía y receptor. La siguiente tabla provee un resumen en las prioridades relativas a las políticas en la gestión del agua pluvial en función de las masas de agua que reciben las descargas.

Tabla 4-9. Medio receptores y políticas requeridas en la gestión del agua pluvial

Medio Receptor	Control Cantidad		Control de la Calidad
	Volumen	Caudal	
Ríos	Alta prioridad	Alta prioridad si el cauce es natural	Alta prioridad
Estuarios y zonas de transición	No requerido	No requerido salvo velocidad erosiva en bajamar	Alta prioridad
Puertos (MAMM)	No requerido	No requerido	Media prioridad
Aguas Costeras	No requerido	No requerido	Media prioridad, microplásticos (gruesos y flotantes)
Embalses y Lagos	No requerido	No requerido	Alta prioridad
Zonas Húmedas	Alta prioridad	Alta prioridad	Alta prioridad
Aguas Subterráneas	No requerido	No requerido	Alta prioridad

La tabla es genérica y el consultor deberá evaluar en cada caso siguiendo los métodos de este Manual los efectos de las descargas en el medio receptor.

4.5 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

CEDEX. (2002). Madrid. 278pp Gobierno Vasco. Caracterización de las masas de agua superficiales continentales de la CAPV. Ekolur-Inguru-Ondotek.

CEDEX (2005). Tipificación provisional de ríos.

CEDEX. (2008). "Índices de alteración hidrológica en ríos". Manual de referencia metodológica.

CEDEX (2021). Informe técnico, impacto del cambio climático en las precipitaciones máximas en España.

CENTER FOR WATERSHED PROTECTION (2003). "Impacts of Impervious Cover on Aquatic Systems",

DECRETO 160/2004. Plan Territorial Sectorial de Zonas Húmedas, de 27 de julio.

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING, UNIVERSITY OF MARYLAND, (1987). "Policy, Guidelines for Controlling Stream Channel Erosion with Detention Basins". McCuen, R., H., Moglen, G., E., Kistler, E., W., and Simpson, P., C.,

GEOGRAPHY, DEPARTMENT OF GEOGRAPHY, UNIVERSITY OF AUCKLAND, (1989). Herald, John, R., Hydrological Impacts of Urban Development in the Albany Basin, Auckland, A thesis presented in fulfilment of requirements for the degree of Doctor of Philosophy in

GOBIERNO VASCO, (2002). «Caracterización de las Masas de Aguas Superficiales de la CAPV».

IHOBE 2023.Escenarios de cambio climático de alta resolución para el País Vasco bajo las rutas de concentración de gases de efecto invernadero: RCP 4,5 y 8,5.

NORMA PARA ELDIMENSIONAMIENTO DE FIRMES DE LA RED DE CARRETERAS DELPAÍS VASCO Texto ampliado y revisado, abril de 2022.

Inundación Pluvial asociada a eventos extremos de precipitación en escenarios de cambio climático en Euskadi, Ihobe, 2022.

ORDEN CIRCULAR 17/2003: recomendaciones para el proyecto y construcción del drenaje subterráneo en obras de carretera.

REAL DECRETO 35/2023, de 24 de enero, por el que se aprueba la revisión de los planes hidrológicos de las demarcaciones hidrográficas del Cantábrico Occidental, Guadalquivir, Ceuta, Melilla, Segura y Júcar, y de la parte española de las demarcaciones hidrográficas del Cantábrico Oriental, Miño-Sil, Duero, Tajo, Guadiana y Ebro.

URA (2022). Red de seguimiento del estado biológico de los ríos de la Comunidad Autónoma del País Vasco Documento de síntesis.

Capítulo 5. MEDIDAS MÍNIMAS

ÍNDICE

5.1 INTRODUCCIÓN 5-3

5.2 APLICANDO LAS MEDIDAS MÍNIMAS 5-3

5.2.1 Umbrales para el Proyecto 5-3

5.2.2 Exenciones a la Aplicación de las Medidas Mínimas 5-6

5.3 MEDIDAS MÍNIMAS 5-7

5.3.1 Medida Mínima 1 – Planificación de la Gestión de las Aguas Pluviales 5-7

5.3.2 Medida Mínima 2 – Prevención de la Contaminación por Escorrentías en Fase de Construcción 5-9

5.3.3 Medida Mínima 3 – Control en Origen de la Contaminación 5-11

5.3.4 Medida Mínima 4 – Conservación del Sistema Natural de Drenaje 5-12

5.3.5 Medida Mínima 5 – Tratamiento de las Escorrentías 5-13

5.3.6 Medida Mínima 6 – Control Hidráulico 5-19

5.3.7 Medida Mínima 7 – Protección de la Zonas Húmedas 5-21

5.3.8 Medida Mínima 8 – Incorporando Planes Integrales en la Gestión del Agua Pluvial 5-24

5.3.9 Medida Mínima 9 – Conservación y Explotación 5-25

5.4 NORMAS PARA PROYECTOS DE RENOVACIÓN 5-26

5.5 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 5-27

ANEXO 1. EJEMPLOS APLICACIÓN MM 5-28

ANEXO 2. DIRECTRICES ELABORACIÓN PCTES 5-30

5.1 INTRODUCCIÓN

Las Medidas Mínimas (MM) establecen los criterios para la gestión del agua pluvial que se deben aplicar en las infraestructuras nuevas y existentes (sometidas a proyectos de ampliación, renovación o mejora) gestionadas por INTERBIAK. Las MM aplican a los proyectos de construcción y a los proyectos de elementos funcionales de la carretera (áreas y vías de servicio, zonas de estacionamiento, peajes, instalaciones de vialidad invernal y otras zonas de explotación del servicio público viario).

Los proyectos que sigan las directrices de este Manual aplicarán el enfoque presuntivo. Este enfoque se basa en un nivel de protección ambiental superior a los requerimientos legales actualmente existentes en lo referente a la gestión de las aguas de escorrentía. Los proyectos que apliquen las técnicas SuDS conforme a los criterios incluidos en este Manual permitirán, por tanto, cumplir con los requerimientos legales relativos a las descargas de aguas pluviales durante la conservación y explotación de la carretera mediante el método presuntivo.

Las instalaciones para la gestión de las aguas pluviales de este Manual (tratamiento de las escorrentías y control hidráulico), permiten mitigar los impactos morfológicos, los riesgos de inundabilidad y la contaminación de las aguas superficiales de un proyecto de construcción conforme al objetivo para la gestión del agua pluvial expuesto y justificado en el capítulo 4.

"Maximizar los beneficios asociados a la gestión de las aguas pluviales y proporcionar las mejores técnicas y prácticas para el control de la cantidad y calidad de las escorrentías pluviales, conservando las funciones de transporte de los elementos de drenaje y protegiendo el medio natural".

El pilar fundamental se basa en un enfoque preventivo basado en conservar el régimen hidrológico natural (situación previa al proyecto) y los procesos naturales de drenaje, en la mayor medida posible y una vez el suelo haya sido alterado.

5.2 APLICANDO LAS MEDIDAS MÍNIMAS

5.2.1 Umbrales para el Proyecto

En este apartado se definen los umbrales para la aplicación de las MM en todos los proyectos . Adicionalmente, es posible que se exijan requerimientos adicionales a un proyecto por requerimientos legales externos de un orden jerárquico superior.

Todos los proyectos no exentos (ver apartado siguiente) deben cumplir la MM2. Los proyectos que superen determinados umbrales están obligados a cumplir con MM adicionales. En el apartado 5.3, y en las tablas siguientes, se establecen los requisitos para determinar qué medidas hay que aplicar a nivel de proyecto. La figura 5-1 establece los requisitos para determinar qué medidas hay que aplicar a nivel de área de descarga delimitada (ADD).

Tabla 5-1. Acciones y sus umbrales que activan las Medidas Mínimas para la gestión del agua pluvial en los proyectos (Umbrales a Nivel Proyecto)

Descripción de Actividad	Umbrales	Requerimientos
Superficie impermeable nueva y superficie impermeable reemplazada añadida al proyecto	≥ 200 m²	MM1 a 4 a las superficies impermeables nuevas y reemplazadas
Suelo desestabilizado en el proyecto	< 700 m²	MM2 a las superficies desestabilizadas (no obligatorio PCTES)
	≥ 700 m²	MM1 a MM4 a las superficies impermeables nuevas y reemplazadas, y las superficies desestabilizadas
Superficies impermeables nuevas añadidas al proyecto	≥ 500 m²	MM6 a MM9 a las superficies impermeables nuevas y superficies permeables transformadas
Transformación de vegetación autóctona a zona verde	≥ 3.000 m²	
Superficie impermeable nueva incrementa en un 50% o más la superficie impermeable existente dentro de los límites del proyecto	NSI ≥ 500 m² y ≥ 1/2 SIE	
Superficie impermeable fuente de contaminación nueva añadidas a proyecto	≥500 m²	MM5 a las superficies impermeables fuente de contaminación nuevas y las superficies permeables fuente de contaminación transformadas en el proyecto
Transformación de vegetación autóctona a superficie permeable fuente de contaminación	≥ 3.000 m²	

* Cuando en las MM5 y MM6 se superan los umbrales a nivel proyecto aplicar los umbrales a nivel ADD para comprobar requerimientos (ver siguiente tabla).

Tabla 5-2. Acciones y sus umbrales que activan las Medidas Mínimas 5 y 6 para la gestión del agua pluvial en los proyectos (Umbrales a nivel ADD)

Descripción de Actividad	Umbrales	Requerimientos
Superficie impermeable fuente de contaminación efectiva	≥ 500 m²	MM5 a la superficie impermeable fuente de contaminación efectiva y las superficies permeables fuente de contaminación en la ADD
Transformación de vegetación autóctona a superficie permeable fuente de contaminación	≥ 3.000 m²	
Superficie impermeable efectiva	≥ 1.000 m²	MM6 a la superficie impermeable efectiva y la superficie permeable transformada en la ADD
Transformación de vegetación nativa a zona verde tipo césped o pasto	≥ 3.000 m²	

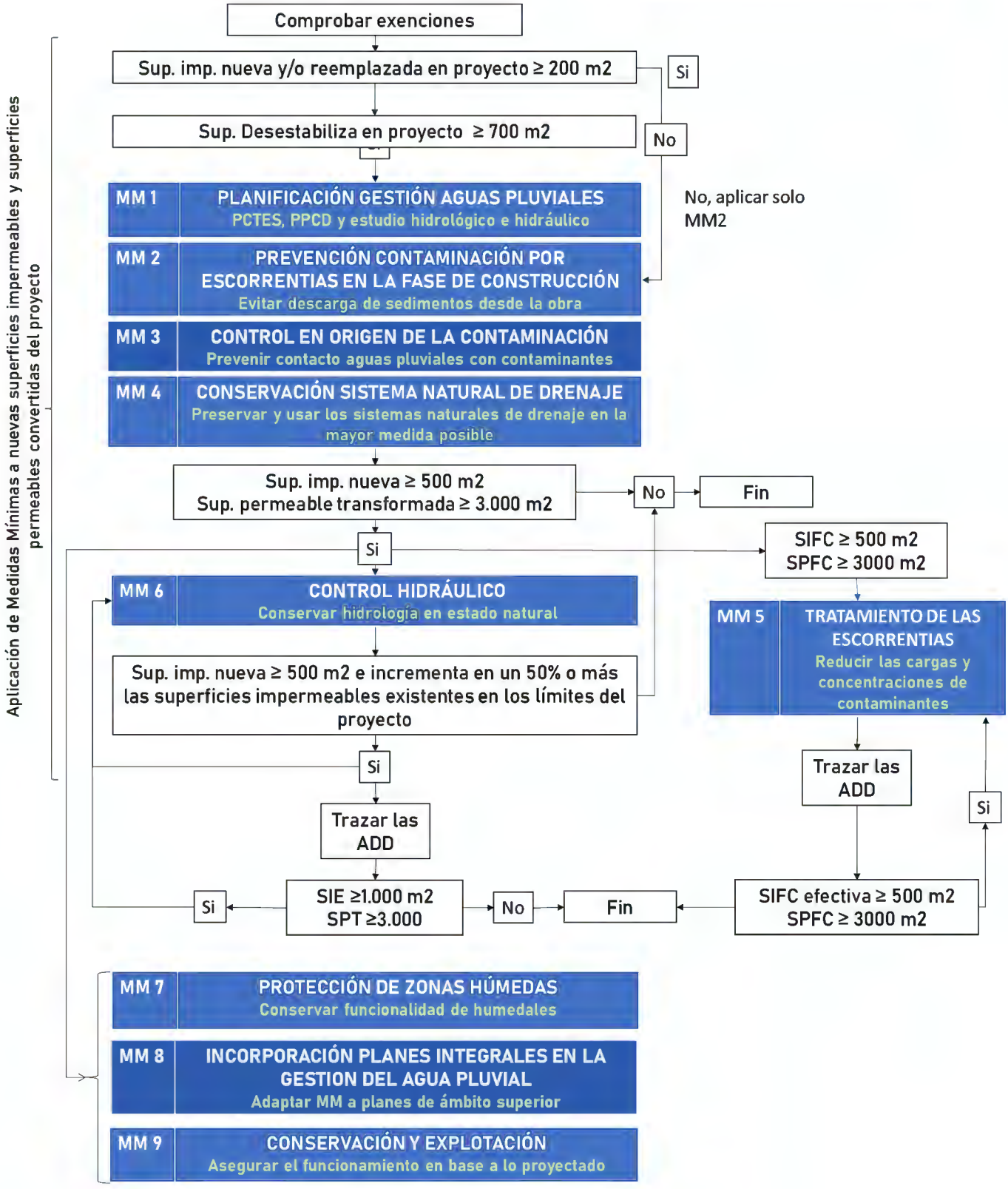


Figura 5-1. Diagrama de flujo para la aplicación de las Medidas Mínimas a nivel proyecto y ADD

La determinación y cálculo de las superficies del proyecto, permeables e impermeables, es esencial en la implementación de las MM. El cálculo de una ADD en un proyecto es simple, pero requiere comprender la definición de las distintas superficies y términos que se recoge en el glosario:

- Estado natural (EN)
- Estado urbanizado (EU)
- Nueva superficie impermeable.
- Superficie impermeable generadora de contaminación (SIGC)
- Superficie permeable generadora de contaminación (SPGC)
- Superficie desestabilizada
- Superficie impermeable reemplazada
- Superficie impermeable efectiva
- Superficie impermeable no-efectiva
- SIGC efectiva
- SIGC no efectiva
- Área delimitada de descarga (ADD)
- Nueva superficie impermeable neta
- Vegetación autóctona
- Proyectos de elementos funcionales
- Prisma existente de la carretera
- Límites del proyecto

Todos los proyectos en el Dominio Público, incluidos los desarrollados por promotores privados, deberán documentar que MM aplican al proyecto y a cada área delimitada de descarga (ADD).

Ver Anexo 1 para ver ejemplos prácticos de la aplicación de las MM.

5.2.2 Exenciones a la Aplicación de las Medidas Mínimas

Las actividades descritas a continuación están exentas de la aplicación de las MM, incluso si las mismas se engloban dentro de las definiciones de nuevo desarrollo o proyecto de renovación.

- Renovaciones y refuerzos de la plataforma en carreteras de INTERBIAK sin aumentar la superficie impermeable existente.

- Proyectos de rehabilitación del firme mediante bacheo y reposiciones de firme localizadas, recrecido de firmes existentes sin aumentar la superficie impermeable existente y sin trasformar ninguna parte de la plataforma, incluida la berma del arcén, a superficie desestabilizada. La superficie acabada se ejecutará con materiales de la misma naturaleza o de similar comportamiento frente a la generación de escorrentía.

Las siguientes actividades están sometidas únicamente a la MM2, prevención de la contaminación por escorrentías en fase de construcción cuando el alcance de los trabajos se limite a:

- Obras de reposición de servicios soterrados, en las que se reemplaza la superficie acabada con materiales de la misma naturaleza o de similar comportamiento frente a la generación de escorrentía.

- Renovación de cunetas, colectores y elementos de drenaje superficial que no alteren la capacidad y rasante hidráulica del estado actual o la función original del sistema de drenaje de la carretera. Un cambio en la rasante hidráulica se produce cuando los tiempos de concentración, caudales punta, volúmenes o velocidades de las descargas sean alterados.

- Renovación o reciclado completo del paquete de firme, desde la base, subbase e incluso explanada, sin que suponga la ampliación de la superficie impermeable o el incremento de su grado de impermeabilidad.

5.3 MEDIDAS MÍNIMAS

En este apartado se describen las nueve MM para la gestión de las aguas pluviales en los proyectos que se numeran a continuación:

- MM1. Planificación de la gestión de las aguas pluviales.
- MM2. Prevención de la contaminación por escorrentías en fase de construcción.
- MM3. Control en origen de la contaminación.
- MM4. Conservación del sistema natural de drenaje.
- MM5. Tratamiento de las escorrentías.
- MM6. Control hidráulico.
- MM7. Protección de las zonas húmedas.
- MM8. Incorporación de los planes integrales en la gestión del agua pluvial.
- MM9. Conservación y explotación.

Consultar la Parte E para seleccionar las técnicas SuDS y prácticas a emplear en el cumplimiento de las MM3, 5, 6, 7 y 9. En el Anexo 2 se recogen algunas directrices básicas y recomendaciones para realizar el Plan de Control de la Erosión y Sedimentos (PCES) para cumplir con la Medida Mínima 2.

El diagrama para la aplicación de las MM a nivel proyecto y a nivel ADD se presenta en la figura 5-1.

5.3.1 Medida Mínima 1 – Planificación de la Gestión de las Aguas Pluviales

La Planificación de la gestión del agua pluvial integra la planificación de la prevención de la contaminación del agua pluvial en la fase de construcción y la planificación permanente en la fase de conservación y explotación de la carretera.

El **objetivo** de esta MM es demostrar documentalmente como se gestionará el agua pluvial tanto durante la fase de construcción como durante la fase de conservación y explotación, una vez construida la carretera.

El **ámbito de aplicación** de la MM1 es la de todos los proyectos que excedan los umbrales descritos en la figura 5-1, salvo las exenciones definidas en el apartado 5.2.2 (por ejemplo, renovaciones de firme o servicios).

Tabla 5-3. Tabla resumen de aplicación de la Medida Mínima 1

Fase	Documento	Umbral
Construcción	Plan para prevención y control de derrames (PPCD)	Nueva superficie impermeable y/o superficie impermeable reemplazada ≥ 200 m^2 Desestabilización de suelos ≥700 m^2
	Plan de control temporal de la erosión y sedimentos (PCTES)	
Conservación y Explotación	Estudio hidrológico-hidráulico	Todos los proyectos que excedan los umbrales de las MM (especialmente la 5 y 6)

Para cumplir con el objetivo de la planificación de la prevención de la contaminación del agua pluvial en la fase de construcción el contratista debe preparar un **Plan para la Prevención y Control de Derrames (PPCD)** ya que todos los proyectos tienen el potencial de generar derrames de materias peligrosas.

Todos los proyectos que desestabilicen suelos deben cumplir con los 13 elementos de Control Temporal de la Erosión y Sedimentos (CTES), y deben aplicar medidas correctoras debidamente diseñadas (ver Anexo 2).

El PCTES se elabora si un proyecto de construcción añade o reemplaza (fresado de la rodadura hasta la base del firme) más de 200 m^2 de superficie impermeable o desestabiliza más de 700 m^2 de terreno. Los proyectos que desestabilicen menos de 700 m^2 de suelos deben controlar la erosión y los sedimentos con los 13 elementos CTES, pero el PCTES será opcional y no se requerirán planos de las técnicas de control.

Para cumplir con la planificación de la gestión de las aguas pluviales en fases de construcción, explotación y rehabilitación, los proyectos que superen los umbrales de las MM (especialmente las MM5 y 6) deben preparar un estudio hidrológico-hidráulico que deberá seguir las directrices del Capítulo 6. El estudio hidrológico - hidráulico debe contener información detallada sobre los siguientes aspectos:

- Hidrología existente o en estado natural y en estado urbanizado.
- Técnicas SuDS para el control hidráulico y tratamiento de la escorrentía.
- Modelos digitales de elevación del terreno para la cuenca hidrográfica.
- Funcionamiento de la red de drenaje natural y comparativa con el estado alterado o urbanizado. Incluyendo volúmenes y caudales descargados.

- Mapas con la hidrología, topografía, geología del emplazamiento.
- Análisis y diseño de la red de transporte de aguas pluviales.
- Informe geotécnico para la infiltración de escorrentías.
- Análisis hidrológico de zonas húmedas si se requiere.
- Análisis del riesgo inundación aguas abajo.

Las siguientes normas deben aplicarse en la MM1 ya que la gestión del agua pluvial requiere un enfoque holístico en los procesos de diseño de proyectos, construcción de la carretera y conservación y explotación de esta:

- La planificación de la prevención de la contaminación del agua pluvial en la fase de construcción requiere el PPCD y PCTES. Ambos documentos deberán estar disponibles en la obra, o accesibles durante la construcción, y pueden requerir actualizaciones a medida que cambien las condiciones del lugar.

- La planificación permanente en la fase de conservación y explotación de la carretera incluye el estudio hidrológico hidráulico y los manuales de mantenimiento que deberán ser realizados, para cada técnica SuDS, por el proyectista durante el proyecto de ejecución.

El soporte para para redactar el manual de mantenimiento de las técnicas SuDS para el tratamiento de la escorrentía y el control hidráulico se encuentra en los capítulos correspondiente a cada una de las técnicas. Los criterios y recomendaciones de diseño se han desarrollado para garantizar que las técnicas de gestión del agua pluvial ofrezcan unas funciones que alcancen el nivel de rendimiento diseñado y que las labores de conservación permitan mantener estos niveles en el tiempo, y sean beneficiosas para mantener y mejorar el estado de las masas de agua.

El Anexo 2 y la MM2 dan **instrucciones** sobre como elaborar el PCTES. El Capítulo 3 recoge a información para elaborar el estudio hidrológico - hidráulico. En el Capítulo 6 se recogen aspectos relativos a la hidrología en estado natural y urbanizado.

5.3.2 Medida Mínima 2 – Prevención de la Contaminación por Escorrentías en Fase de Construcción

El **objetivo** de la MM2 es garantizar que los proyectos y obras durante la fase de construcción no deterioren la calidad del agua, controlando la movilización de sedimentos en los flujos de escorrentía descargados desde el ámbito y los derrames accidentales de contaminantes. El énfasis en el control de la erosión es evitar en la mayor medida posible que los procesos erosivos comiencen mediante la preservación de la vegetación autóctona, limitando la cantidad de suelo descubierto o desestabilizado y protegiendo los taludes.

La planificación de la prevención de la contaminación del agua pluvial en la fase de construcción está integrada por dos componentes:

- Planificación del control temporal de la erosión y sedimentos (PCTES).

- Planificación para la prevención y control de derrames (PPCD).

El PCTES debe cubrir los siguientes elementos para minimizar los impactos que las escorrentías pueden tener en el medio receptor durante la fase de construcción:

1. Delimitar claramente los límites del proyecto.
2. Establecer los accesos a la obra.
3. Controlar caudales.
4. Instalar medidas de control de sedimentos.
5. Estabilizar suelo.
6. Proteger taludes.
7. Proteger sumideros y entradas a la red.
8. Estabilizar canales y puntos de vertido.
9. Controlar la contaminación.
10. Controlar los sedimentos.
11. Mantener las técnicas de CTES.
12. Gestión del proyecto.
13. Proteger las técnicas SuDS.

El PCTES y el PPCD deben demostrar cumplimiento con estos elementos, y si las condiciones del proyecto eximen el cumplimiento de alguno de los elementos, justificar claramente el motivo. El PCTES y el PPCD deberán implementarse al inicio de los movimientos de tierras y hasta la estabilización final del ámbito afectado. Las técnicas CTES deberán ser consistentes y estarán diseñadas por un especialista que cuente con experiencia contrastada.

La MM2 se **aplica** en todos los proyectos no exentos. Se requiere un PPCD en todos los proyectos para prevenir y minimizar vertidos accidentales y derrames que puedan contaminar el suelo o las aguas. Todos los proyectos que desestabilicen más de 700 m^2 de terreno o añadan más de 200 m^2 de superficies impermeables nuevas o renovadas deben preparar adicionalmente un PTCES.

El PPCD debe contener los siguientes elementos que desarrollan el noveno elemento del CTES:

- Información del lugar y descripción del proyecto.
- Prevención y contención de vertidos.
- Respuesta contra vertidos (técnicas a emplear).
- Materiales y equipamientos requeridos.
- Gestión e información.
- Planes para contener contaminación preexistente si se requiere.

Las **instrucciones** para preparar un PPCD y PCTES se detallan en el Anexo 2.

5.3.3 Medida Mínima 3 – Control en Origen de la Contaminación

Todas las medidas disponibles, conocidas y razonables de control en origen o en fuente deben implementarse y ser seleccionadas, diseñadas y mantenidas conforme a este Manual.

El **objetivo** de esta MM es prevenir que los contaminantes entren en contacto con las aguas pluviales. Esta debería ser siempre la primera consideración en cualquier proyecto. Diseñar medidas de control en origen que prevengan que los contaminantes entren en contacto con el agua pluvial mediante la eliminación de la fuente de contaminación o al prevenir el contacto del contaminante con el agua pluvial o las escorrentías

En la mayoría de las ocasiones es más efectivo y rentable el control en origen, que separar contaminantes una vez que estos se han introducido en los flujos de escorrentía. Esto es especialmente cierto en el caso del control de la erosión y la prevención y control de derrames durante la fase de construcción.

La MM3 **aplica** a todos los proyectos no exentos que superan los umbrales de la figura 5-1. El control en origen (control de la erosión y prevención de derrames) se aplica a todos los proyectos durante la fase de construcción conforme a la MM. Las medidas de control en origen durante la conservación y explotación se emplean mediante los programas de mantenimiento en fase COEX. En caso de que las medidas estructurales no sean suficientes el uso de determinadas medidas operativas pueden ayudar a cumplir los requerimientos normativos.

Ciertos tipos de actividades e instalaciones pueden requerir medidas de control en origen y buenas prácticas. Es preciso determinar si hay actividades generadoras de contaminación o instalaciones en el proyecto que justifiquen el uso de medidas de control en origen. Las siguientes actividades e instalaciones requerirán, entre otras, las siguientes medidas para reducir y prevenir la contaminación:

- Uso de fundentes para vialidad invernal.
- Control de emisiones de polvo en áreas desestabilizadas.
- Estaciones de servicio.
- Control de la vegetación con productos fitosanitarios.
- Conexiones ilegales a la red de pluviales.
- Mantenimiento de la vegetación.
- Mantenimiento y reparación de vehículos.
- Mantenimiento de cunetas.
- Mantenimiento de la red de drenaje y los elementos de tratamiento.
- Pintado de marcas viales.
- Aparcamientos de maquinaria en centros de operación.
- Derrames de hidrocarburos.
- Vías urbanas.
- Lavado de estructuras y equipos con agua a presión.

Las **normas** pasan por usar medidas de control en origen mediante técnicas y medidas operacionales y estructurales:

- Las medidas operacionales son prácticas que previenen o reducen la entrada de contaminantes en las aguas pluviales. Algunos ejemplos incluyen procedimientos de mantenimiento, la prevención y limpieza de derrames y la inspección de potenciales fuentes de contaminación.

- Las medidas estructurales son físicas, instalaciones y dispositivos, cuya función es prevenir la entrada de contaminantes en el agua pluvial. Ejemplos de estas medidas son las cubiertas sobre zonas de acopio de tierras, poner cubiertas sobre zonas de almacenamiento de mercancías, usar bermas perimetrales alrededor de zonas con fuentes contaminantes, para prevenir la entrada y salida de aguas de escorrentía a la zona.

5.3.4 Medida Mínima 4 – Conservación del Sistema Natural de Drenaje

Las líneas de drenaje natural, y su patrón de funcionamiento, deben conservarse al máximo nivel posible y las descargas de escorrentía desde el ámbito deben realizarse en los puntos naturales de desagüe a medio receptor. La manera en la que se viertan las escorrentías pluviales desde el ámbito no debe causar erosión en el cauce receptor o las propiedades aguas abajo del vertido. Los puntos de vertido pueden requerir sistemas de dispersión y/o medidas de disipación de la energía.

El **objetivo** la MM4 es preservar y usar los sistemas naturales de drenaje en la mayor extensión posible debido a los múltiples beneficios que estos sistemas proveen, y prevenir la erosión en los puntos de vertido y aguas abajo de los mismos.

La MM4 es de **aplicación**, al máximo nivel practicable, a todos los proyectos no exentos que superan los umbrales de la figura 5-1. Las **normas** de aplicación para esta medida son:

- Cuando los proyectos afecten al drenaje de aguas subterráneas y/o superficiales, se deben utilizar estrategias que minimicen el impacto y mantengan la continuidad hidrológica. Por ejemplo, los desmontes en las laderas de las colinas o las carreteras que cruzan y dividen zonas húmedas o arroyos estacionales, pueden afectar al drenaje de las aguas subsuperficiales. La ejecución de cunetas, el revestimiento de canales y/o alineación de elementos de transporte de las aguas pluviales, y los trazados que dividen zonas húmedas o arroyos no intermitentes, modifican el drenaje de las aguas superficiales y los procesos del cauce. Se deben utilizar las mejores prácticas de diseño disponibles para mantener la función hidrológica y los patrones de drenaje basados en la geología, la hidrología y topografía del lugar, mediante lo siguientes elementos:

  i. Maximizar la sección del arcén y berma para promover el flujo difuso.
  ii. Minimizar pendientes de aristas externas para promover el flujo difuso.
  iii. Proveer dispersión adecuada de caudales concentrados.
  iv. Maximizar el transporte a través de la vegetación.

v. Usar las líneas de drenaje naturales (dispersión de agua en zonas vegetadas, almacenamiento en zonas deprimidas y uso de la topografía natural para conducir la escorrentía).

- Si los flujos de escorrentía en un punto de descarga determinado no se transportan bajo la condición en estado natural, la concentración de caudales del proyecto propuesto debe evacuarse mediante técnicas que dispersen las aguas de escorrentía, o disipen el flujo concentrado, para reducir la velocidad del agua y evitar la erosión de los cauces (ver Capítulos 14 y 25).

- En algunos casos puede requerirse un replanteo del punto de vertido previo a proyecto en una ADD al ser beneficioso para el cauce, o los bienes y propiedades aguas abajo. Algunos ejemplos podrían ser, un área donde la condición previa a proyecto este contribuyendo activamente a la erosión del cauce natural en una cuenca muy impermeabilizada, donde sea favorable por el mantenimiento del caudal mínimo ecológico, o áreas donde el drenaje esté aumentando el riesgo de inundabilidad antes del proyecto. INTERBIAK determinará si una desviación del flujo de descarga natural puede otorgarse.

- Se identificará y preservará la vegetación existente que provea beneficios en el control de la erosión y sedimentos, y promueva la infiltración y ralentización de las escorrentías. En zonas donde no se vayan a realizar trabajos o estos se planifican para posteriores fases se identificarán en planos todas las zonas de vegetación a preservar antes del inicio de las actividades que desestabilicen los suelos (movimientos de tierras, desbroces, etc.). Se minimizarán las áreas desestabilizadas instalando caminos temporales que eviten el arbolado y la vegetación relevante, y que sigan las líneas de nivel existentes para reducir desmontes y terraplenes.

5.3.5 Medida Mínima 5 – Tratamiento de las Escorrentías

Todas las técnicas SuDS para tratar aguas de escorrentía deben implementarse y ser seleccionadas, diseñadas y mantenidas conforme a este Manual. La MM5, tratamiento de las escorrentías pluviales se fija conforme a los criterios y estándares para gestionar la calidad del agua (Capítulo 4):

Estándar de Control de Calidad 1 – Reducción de la carga contaminante de las escorrentías pluviales al medio receptor para precipitaciones recurrentes.

La detracción como medida de control de la cantidad consiste en prevenir la formación de escorrentía para la mayoría de las precipitaciones recurrentes y pequeñas. El prevenir la formación de escorrentía permite controlar la calidad al reducir o eliminar la movilización de contaminantes en la escorrentía generada por precipitaciones habituales:

- La escorrentía pluvial, y su carga contaminante asociada, se gestionará mediante técnicas SuDS que promuevan el control en origen y eviten la formación y/o concentración de escorrentías viarias para la mayoría de las precipitaciones anuales, reteniendo al menos 5 mm de precipitación. Esta reducción de escorrentía se alcanzará mediante la dispersión, infiltración, evaporación y evapotranspiración, o el aprovechamiento de las aguas pluviales.

Para las lluvias recurrentes se minimizarán, al máximo nivel posible, los flujos concentrados mediante elementos superficiales descentralizados de gestión de las aguas pluviales.

- Cuando se vierta a zonas protegidas se deberá reducir la formación de escorrentías para la precipitación diaria del 90% de probabilidad de ocurrencia (VCA). Para ello se deberán implementar técnicas de dispersión e infiltración de las escorrentías mediante el control en fuente.

Estándar de Control de Calidad 2 – Tratamiento de las descargas de escorrentías pluviales para prevenir impactos en el medio receptor.

Las escorrentías pluviales del ámbito deberán recibir un nivel de tratamiento suficiente para proteger el medio receptor de:

- Contaminación por exposición aguda a corto plazo asociada a fenómenos adversos, accidentes con emisión de sustancias peligrosas y concentraciones contaminantes puntualmente elevadas en las escorrentías viarias.

- Contaminación por exposición crónica a largo plazo de los contaminantes comúnmente encontrados en las escorrentías viarias. La carga contaminante total transportada en la escorrentía viaria al medio receptor y el deterioro gradual relacionado con la acumulación de contaminantes.

El **objetivo** de la MM5 es cumplir los estándares de calidad de las aguas mediante la reducción de las cargas y concentraciones de contaminantes utilizando los mecanismos físicos, biológicos y químicos para mantener o mejorar los usos del medio receptor. Cuando las condiciones son apropiadas, la infiltración puede potencialmente ser la mejor técnica para el tratamiento de las escorrentías.

El tratamiento se dirige a las lluvias recurrentes o frecuentes (precipitaciones no superadas el 90% de los días), en las que los contaminantes superficiales se movilizan y son arrastrados, y la contribución potencial de carga contaminante es elevada.

La MM5 se aplica a todos los proyectos no exentos que superan los umbrales de la figura 5-1. Incluso cuando los umbrales de tratamiento de las escorrentías no se superen, las escorrentías provenientes de las superficies impermeables y permeables fuente de contaminación, deberá ser dispersada e infiltrada en las áreas permeables adyacentes al máximo nivel practicable. Esto permitirá cumplir con el Estándar 1, no producción de escorrentía para las lluvias recurrentes.

Las SIFC efectivas que viertan sus escorrentías a zonas de técnicas de dispersión naturales podrán ser descontadas de los umbrales y ser consideradas como SIFC no efectivas.

El tratamiento de un área equivalente para las SIFC dentro de la misma ADD estará permitida. El área equivalente del SIFC deberá tener una IMD mayor o igual que la SIFC original. El área equivalente recibirá tratamiento, pero la nueva descarga no tratada no deberá generar un incumplimiento del RDPH. Información adicional sobre el tratamiento de un área equivalente se da en el Capítulo 6.

Las descargas de escorrentía pluvial viaria deben diseñarse en línea con la DMA de forma que la calidad de las masas de agua, fuera de las zonas de mezcla del vertido

con la masa acuática, no exceda las NCA. El método de diseño del tratamiento de las escorrentías requiere realizar los siguientes pasos:

- Determinar el nivel de tratamiento requerido en la ADD. Ver en el siguiente apartado los requerimientos para los niveles de tratamiento.

- Seleccionar las técnicas que mejor cumplirán los objetivos de tratamiento (ver Capitulo 10). La HSST integra un análisis cualitativo de la capacidad de cada técnica SuDS para reducir el impacto en base a las características del proyecto (IMD, nivel freático, acuíferos vulnerables, tipo de suelo y extensión de ADD) y a varios criterios ambientales, técnicos, socioambientales, conservación y planificación. Las aguas de escorrentía pluviales, y los procesos de acumulación y lavado de contaminantes de las superficies viarias, tienen una naturaleza altamente estocástica, variable e influenciada por efectos combinados e intermitentes. Esta herramienta integra un enfoque basado en el análisis de riesgos para la selección de técnicas SuDS.

- Diseñar las técnicas SuDS en base a los criterios especificados en cada una de las fichas de las técnicas.

La filosofía de INTERBIAK en la gestión de aguas pluviales busca conservar, o reproducir, la hidrología en estado natural, donde sea posible, mediante la dispersión e infiltración de las escorrentías usando técnicas SuDS cercanas a la fuente, u origen, que permitan cumplir el Estándar 1 de esta MM. El nivel al cual los caudales y volúmenes de escorrentía pueden ser dispersados e infiltrados en una ADD determina las opciones de tratamiento de la escorrentía disponibles y su dimensionamiento.

En el Capítulo 6 se proveen los criterios para diseñar las técnicas para el tratamiento de las escorrentías pluviales, incluyendo una descripción de cómo realizar los cálculos hidrológicos para establecer los caudales y volúmenes de tratamiento para las técnicas SuDS.

Las técnicas SuDS que requieran una evaluación detallada en la herramienta de soporte para la selección de técnicas precisan un Análisis Cuantitativo de Riesgos (ACR) para determinar si los riesgos son aceptables. El ACR se basa en niveles de exposición a contaminantes y umbrales tóxicos para determinar si un tratamiento es o no adecuado (ver Capítulo 9).

5.3.5.1 Niveles de Tratamiento

Para integrar los **Estándares de Control de Calidad** a la hora de definir la MM5 se establecen cuatro niveles de tratamiento para las escorrentías pluviales procedentes de la infraestructura viaria:

- **Nivel 1. Sedimentos.** Se aplica en todas las ADD que superen los umbrales de tratamiento de la escorrentía de la MM5. Su objetivo es controlar los sedimentos y sus contaminantes asociados (metales, HAPs, MP, nutrientes, etc.) que pueden contribuir a la toxicidad en el medio. Los sedimentos conforman la mayor parte de la carga contaminante desde la carretera y se asocian con impactos crónicos (sedimento y biota) y agudos (aguas). Este nivel requiere eliminar el 80% de los SST. Las materias en suspensión se recogen como

sustancia contaminante en el Anexo VI del RD817/2015. Las masas de agua siguientes requieren solo el Nivel 1 de tratamiento para verter a las mismas:

- Cauces con un caudal anual superior a 1 m^3/s. Estos medios receptores tienen por lo general suficiente capacidad de dilución para recibir metales disueltos.

- Masas de agua superficial naturales de la categoría río, cuyos tramos en función de la cuenca efluente en cada punto tengan una cuenca afluente superior a 100 km2, tramos de nivel III o superior, y reciban descargas de una carretera interurbana con una IMD<30.000 veh/día. La tramificación de los cursos de agua por cuencas hidráulicas queda definida en el marco del P.T.S de los ríos y arroyos de la CAPV. La tramificación de los cauces conforme a esta normativa puede consultarse en el visor de GeoEsukadi y en el Anexo I de dicho documento.

- Masas de agua muy modificadas.

- Aguas costeras.

- **Nivel 2. Metales pesados disueltos:** Aplica en todas las ADD que superen los umbrales de tratamiento de la escorrentía de la MM5, que no descarguen a un rio incluido en el nivel 1, y que además estén ubicadas en una vía urbana con una IMD ≥ 7.500 veh/día, o una vía abierta con una IMD ≥ 15.000 veh/día. Requiere cumplir el Nivel 1 y además proveer una mayor eliminación de los metales pesados disueltos, en concreto el Zn y Cu, por ser fuente principal de toxicidad en las escorrentías viarias. Este nivel requiere una eliminación de metales disueltos cuando las concentraciones en el afluente puedan ser superiores, en función de la IMD, a 25 µg/L de cobre disuelto y 250 µg/L de zinc disuelto. Cobre y zinc son sustancias preferentes incluidas en el Anexo V del RD817/2015. Independientemente de los umbrales fijados cuando se viertan las escorrentías viarias a masas de agua del siguiente tipo se aplicará el Nivel 2 de tratamiento:

  - Cursos de agua con tramos de nivel 00 a nivel II o cuencas afluentes inferiores a 100 km2 según el P.T.S.

  - Estuarios y zonas de transición.

  - Embalses y lagos.

  - Zonas húmedas y protegidas.

  - Acuíferos vulnerables.

  - Ríos con un caudal mínimo ecológico en situación hidrológica ordinaria que sea suficiente para conseguir un factor de dilución adecuado para el contaminante objetivo (PEC/PNEC<1).

- **Nivel 3. Microcontaminantes emergentes:** Aplica en todas las ADD que superen los umbrales de tratamiento del Nivel 2. Requiere proveer una mayor eliminación de microcontaminantes emergentes que pueden presentar un riesgo ambiental en las descargas de escorrentía viaria. Se incluyen los

microplásticos (MP, procedentes del desgaste de neumáticos) y el benzo(a)pireno (BaP). Los MP son contaminantes emergentes en vías de regulación por la UE; el BaP es una sustancia peligrosa del Anexo IV del RD817/2015. Las masas de agua que requieren el Nivel 3 de tratamiento son iguales que las de Nivel 2. El vertido a aguas costeras requerirá la eliminación de MP. Estos contaminantes se incluyen en un Nivel independiente por ser emergentes, especialmente los MP, y por requerirse una mayor comprensión respecto a sus concentraciones y posibles impactos.

- **Nivel 4. Derrames y vertidos**: Aplica en todas las ADD que superen los umbrales de tratamiento de la escorrentía de la MM5 y en las que la probabilidad anual de ocurrencia de un vertido accidental con riesgo de generar impacto en el medio receptor al que descarga la ADD sea superior al 1%. Requiere incluir medidas de mitigación hasta obtener una probabilidad anual mitigada inferior al 1%. Cuando exista probabilidad de ocurrencia deberán incorporarse medidas de mitigación (ver Capítulo 9), idealmente que sean pasivas y no requieran actuación por parte del conservador.

Los umbrales y requerimientos de aplicación de estos niveles de tratamiento se especifican en la tabla 5-3. La parte E del Manual contiene información sobre las técnicas a emplearse para cumplir cada uno de los requerimientos para los distintos niveles de tratamiento. Las técnicas diseñadas con los criterios de diseño presentados en el MDSC cumplirán con los objetivos de tratamiento en base al método presuntivo.

Los criterios para el dimensionamiento de las técnicas SuDS en Bizkaia variarán en función de si son técnicas fluyentes (QCA), que tratan un caudal instantáneo, o técnicas basadas en una altura de precipitación que requieren capturar un volumen (VCA) para su tratamiento. Estos aspectos se recogen en el Capítulo 6.

Tabla 5-4. Niveles de tratamiento definidos para las escorrentías pluviales del proyecto

Niveles Tratamiento	Aplicación	Requerimiento
NIVEL 1 **SEDIMENTOS** **(SST)**	Todas las ADD en las que se alcanzan o superan los umbrales de tratamiento de escorrentías. Las masas de agua que requieren el Nivel 1 de tratamiento para verter las escorrentías viarias son: • Cauces con caudal anual >1m3/s. • Ríos con nivel jerárquico III o superior en tramos con IMD<30.000 veh/día. • MAMM y aguas costeras.	Eliminación del 80% de sólidos en suspensión totales (SST) para VCA/QCA.
NIVEL 2 **METALES DISUELTOS** **(Cu y Zn)**	Igual que nivel 1 de tratamiento y descarga a una masa de agua diferente no incluida en ese nivel y, además: • Vías urbanas con IMD ≥ 7.500 veh/día. • Vías con IMD ≥ 15.000 veh/día. • Lavado de túneles. • PEC/PNEC>1	Cumplir nivel 1 y además proveer mayor eliminación de metales disueltos para concentraciones en escorrentía ≥ 25 µg/L de Cu disuelto y ≥ 250 µg/L Zn disuelto*
NIVEL 3 **MICROCONTAMINANTES EMERGENTES** **(Benzo(a)pireno y Microplásticos (PDN <5 mm)**	Igual que nivel 2 de tratamiento y, además: • PEC/PNEC>1	Cumplir nivel 1 y además proveer mayor eliminación de microcontaminantes para concentraciones en el afluente BaP ≥ 0,1 µg/L y MP ≥ 3 µg/L*
NIVEL 4 **VERTIDOS ACCIDENTALES** **(Hidrocarburos y mercancías peligrosas)**	Igual que nivel 1 de tratamiento y, además: • Áreas de descanso ≥ 300 veh/día. • Estaciones de servicio. • Centro de conservación y explotación en los que se guardan y mantienen más de 25 vehículos (camiones y maquinaria pesada). • Vías rápidas con probabilidad anual de vertido o derrame >1%. • Drenaje de túneles (epígrafe 3.3.5.5 de la Norma 5.2IC).	Alcanzar una probabilidad anual mitigada ≤ 1% en vías rápidas o concentración máxima de 10mgHTP/l en centros de conservación y áreas de servicio.

* Limites basados en los factores de emisión de vehículos y la categorización de riesgo probable derivada de la concentración ambiental prevista y concentración prevista sin efecto en las escorrentías basada en datos de toxicidad disponibles (Ratio PEC/PNEC>1).

Criterios de Dimensionamiento para el Tratamiento de la Escorrentía Pluvial

La hidrología de lluvias pequeñas define el caudal de tratamiento cuando el objetivo del diseño es la protección de la calidad del agua. Las lluvias frecuentes, subanuales, son las que contribuyen a movilizar el mayor volumen anual de escorrentía y por tanto las que movilizan la mayor parte de la carga contaminante. Las reglas de diseño basadas en percentiles de lluvia utilizan el valor de precipitación o intensidad de lluvia tal que n% de los eventos anuales tiene una precipitación menor o igual a ese valor. Los criterios de tratamiento de las escorrentías para las técnicas SuDS se incluyen en la tabla siguiente.

Tabla 5-5. Criterios para diseñar técnicas para el tratamiento de la escorrentía en los proyectos

Tipo Infraestructura	Criterio	Modelo
Técnicas fluyentes – Basadas en un caudal de tratamiento instantáneo. Ubicación - Aguas arriba de una estructura de regulación. (Tipo técnicas: Franjas filtrantes, cunetas vegetadas, sistemas patentados, zanjas filtrantes).	Diseñar la técnica o técnicas para que el 90% de la escorrentía anual media reciba tratamiento, en el estado urbanizado para cada ADD. El caudal de calidad de aguas (QCA) representa el caudal asociado al percentil de intensidad no superado el 90% de los registros (T<1año)	Modelización de series históricas de 10años
Técnicas fluyentes – Basadas en un caudal de tratamiento instantáneo. Ubicación - Aguas abajo de una estructura de regulación.	Caudal asociado a la MCO (T=2,5 años-6h) o detención prolongada, generalmente el primer elemento de regulación para el control hidráulico.	
Técnicas que capturan un volumen de escorrentía para tratarlo o infiltralo diferido en el tiempo (Tipo técnicas: Filtros arena, zonas de biorretención, estanques de retención, etc.).	Diseñar la técnica para capturar el Volumen de calidad de aguas (VCA) que representa la precipitación diaria no superada el 90% de los días de un año.	

Si las técnicas SuDS reciben escorrentía de áreas diferentes a la SIGC efectiva ,estos flujos no pueden ser descontados si no están segregados en la red de drenaje y deberán recibir tratamiento; las técnicas SuDS se diseñarán para tratar esta escorrentía adicional.

5.3.6 Medida Mínima 6 – Control Hidráulico

Todas las técnicas SuDS para el control hidráulico de las aguas de escorrentía deben implementarse y ser seleccionadas, diseñadas y mantenidas conforme a este Manual. La MM6, control hidráulico, se fija conforme a los criterios y estándares para gestionar la cantidad del agua (Capítulo 4):

El control hidráulico y la gestión del agua pluvial en los nuevos proyectos deben aplicar los siguientes criterios y objetivos durante la planificación y en fases tempranas del proyecto:

- Emplear el agua pluvial como un recurso.
- Gestionar el riesgo de inundaciones aguas abajo, y proteger la morfología y ecología en el cauce natural:
- Priorizar la descarga de las escorrentías pluviales (dispersar, infiltrar y evapotranspirar, transportar superficialmente y canalizar en tuberías).
- Control del volumen de escorrentía descargado desde el ámbito.
- Control del caudal punta desde el ámbito de actuación.
- Gestionar el riesgo de inundación dentro del ámbito de actuación. Desaguar la calzada de forma efectiva.
- Incorporar flexibilidad y adaptabilidad para hacer frente a cambios futuros.

Estándar de Control Hidráulico 1 - Control del volumen (disminuir el volumen de escorrentía producida)

- Detracción para controlar el volumen de escorrentía pluvial para precipitaciones recurrentes: Tiene como objetivo no producir escorrentía para todas las precipitaciones de al menos 5 mm, y aumentar este valor hasta el VCA cuando la descarga se produzca a zonas protegidas. La detracción se basa en favorecer la infiltración, recarga, evaporación/transpiración y aprovechamiento para replicar la hidrología en estado natural. Requiere evitar al máximo nivel practicable los flujos concentrados mediante técnicas que gestionen la escorrentía de forma descentralizada, ej. dispersión de los flujos de escorrentía en el lateral de la carretera. Se deberá proveer intercepción para precipitaciones de al menos 5 mm, que equivale a aproximadamente el 50% de los sucesos de precipitación anuales en la zona de Bizkaia.

- Control del volumen de escorrentía para precipitaciones extremas: Tiene por objetivo generar menos escorrentía para precipitaciones de baja probabilidad de ocurrencia. Requiere el control de volúmenes de escorrentía pluvial para conservar los volúmenes producidos en estado natural para el T2.5 años.

  Cuando no sea viable infiltrar totalmente este exceso de escorrentía reducirlo al máximo posible y descargar el exceso a las masas superficiales a un valor constante de 4,5 L/s/ha que permite evacuar en un periodo de 24 horas las lluvias con mayor significación morfológica.

  La función del control hidráulico es conservar en la mayor medida posible la duración de los hidrogramas, los volúmenes infiltrados de escorrentía, la frecuencia de las descargas y los volúmenes descargados en el estado natural al medio receptor.

Estándar de Control Hidráulico 2 - Control caudales punta (ralentizar o detener las escorrentías pluviales).

- Control del caudal punta para precipitaciones que puedan impactar en la morfología, ecología y capacidad del cauce: Conservar el caudal punta en estado

natural para el periodo de retorno de T=2.5 años, que se corresponde con el caudal de la máxima crecida ordinaria (MCO). Cuando el elemento de regulación sea demasiado pequeño para reproducir este caudal, el exceso en el volumen de escorrentía debe infiltrarse o almacenarse para ser evaporado.

- Control del caudal punta para precipitaciones extremas para prevenir que las aguas de escorrentía del ámbito aumenten el riesgo de inundabilidad aguas abajo: Conservar el caudal punta en estado natural para los periodos de retorno de T=25 años.

Los estándares de control hidráulico integran distintos criterios de diseño que se unifican en una estrategia de gestión con distintas capas o niveles de protección que provee consistencia y protección para mitigar los impactos hidrológicos del entorno viario para todo el espectro de precipitaciones. El siguiente esquema representa los volúmenes incrementales.

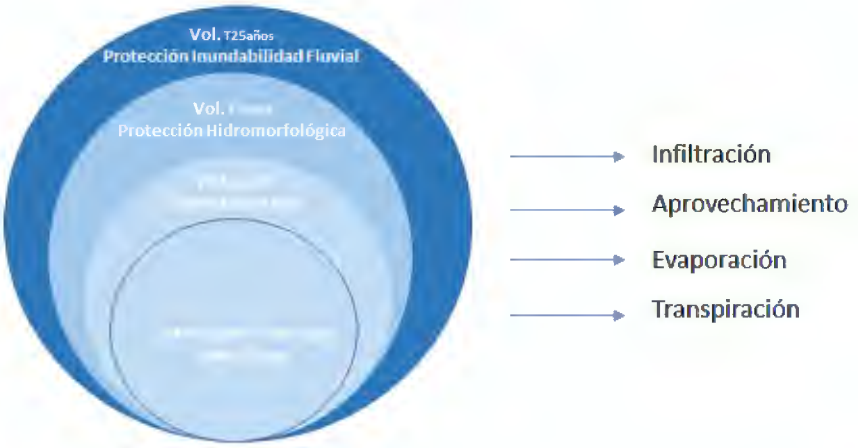


Figura 5-2 Criterio unificado de diseño para el control hidráulico de la MM6

El **objetivo la MM6** es prevenir el aumento y aceleración de los procesos erosivos en el cauce natural provocados por la impermeabilización de las superficies, más allá de la que pudiera producirse antes de la alteración del suelo. No afectar al comportamiento hidráulico de la corriente y proteger sus características ecológicas. Asimismo, prevenir los riegos de inundabilidad y los futuros impactos acumulativos provocados por el aumento de los volúmenes de aguas de escorrentía pluviales y caudales punta en los ríos y el medio físico. Siempre que sea posible, la dispersión e infiltración son el método preferido de control hidráulico.

El Capítulo 4 recoge algunas exenciones al control hidráulico que deberán ser debidamente justificadas (Puertos, costas, tramos de rías y estuarios muy influenciados por mareas o condiciones de descarga submareal).

5.3.7 Medida Mínima 7 – Protección de la Zonas Húmedas

Los vertidos de aguas pluviales a las zonas húmedas deben estudiarse para garantizar el mantenimiento de las condiciones hidrológicas de estas zonas, especialmente su hidroperiodo (duración y frecuencia de su inundación), vegetación acuática y las

características de su sustrato que son necesarias para mantener las funciones y los valores de las zonas húmedas existentes.

Los humedales forman unidades funcionales de enorme importancia por los procesos hidrológicos y ecológicos que albergan. El **objetivo** de la MM7 es garantizar que las zonas húmedas reciben un nivel de protección que no impida los objetivos principales del Plan Territorial Sectorial (PTS) de Zonas Húmedas de la CAPV.

La MM7 se **aplica** a todos los proyectos no exentos que superen los umbrales de la figura 5-1 y cuando las aguas pluviales se descarguen, directa o indirectamente, a una zona húmeda incluida dentro del Plan Territorial Sectorial de Zonas Húmedas de la CAPV.

El PTS que fija tres clasificaciones para los humedales inventariados:

- Grupo I. Humedales afectados por la declaración de Espacios Naturales Protegidos o la Reserva de la Biosfera de Urdaibai.

- Grupo II. Humedales protegidos por planeamiento especial urbanístico, o bien aquellos pormenorizadamente ordenados por el PTS de zonas húmedas.

- Grupo III. Comprende el resto de los humedales inventariados y no incluidos en los anteriores grupos y que carecen de instrumentos de ordenación y regulación.

Las **normas** de aplicación de esta medida mínima aplican en función del grado de conservación de la zona húmeda y su categoría en el PTS:

- Las descargas de escorrentía viaria a una de las zonas húmedas del PTS deberían ser evitadas, salvo que este ya reciba escorrentías desde el ámbito del proyecto. Dentro de lo posible, solo deberían verterse escorrentías de superficies no alteradas, y se deberá promover la infiltración y evapotranspiración del exceso de escorrentía en la mayor medida posible.

- Se tomarán medidas para maximizar el almacenamiento natural del agua y las posibilidades de infiltración en los límites del proyecto y fuera de las zonas de amortiguación del humedal. Una estrategia para ayudar a minimizar los impactos a las zonas húmedas existentes es conservar la cantidad de área impermeable y permeable que aporta agua a la zona húmeda en el estado natural y urbanizado.

- Todas las descargas de escorrentías pluviales a zonas húmedas de los grupos I, II y III en las que los caudales y volúmenes de escorrentía en estado natural sean modificados requerirán un estudio del hidroperiodo del humedal (ver Capítulo 6), independientemente de que se superen los umbrales para el tratamiento de las escorrentías y el control hidráulico de las MM5 y 6.

- Si una ADD supera los umbrales para el tratamiento de las escorrentías y el control hidráulico, se proveerá el nivel de tratamiento adecuado conforme a MM5 y 6, antes de que las escorrentías se viertan a la zona húmeda y previo análisis de la no afección a su hidroperiodo.

- Las técnicas para el tratamiento de la escorrentía y el control hidráulico no deben construirse dentro del área de amortiguación de la zona húmeda si:

    - El humedal tiene una categoría I o su categoría de ordenación es de especial protección o esta superpuesto sobre un acuífero subterráneo que presentan un alto grado de vulnerabilidad a la contaminación de estos recursos (categorías alta y muy alta), según los criterios del "Mapa de vulnerabilidad a la contaminación de los acuíferos de la CAPV".

    - Una zona húmeda declarada de protección de hábitat o especies o, área de interés especial de especies amenazadas.

- Las técnicas para el tratamiento de la escorrentía y el control hidráulico podrán construirse dentro del área de amortiguación de la zona húmeda o incluso integrar el humedal en la gestión de la escorrentía si se cumplen las siguientes condiciones:

    - Son zonas húmedas artificiales, pertenecen al grupo III y/o han sufrido modificaciones antrópicas de diverso tipo y grado.

    - Existen evidencias que el régimen hidrológico natural del humedal degradado puede restaurarse aumentando su aporte de agua con escorrentía pluvial, o el humedal esta degradado y podría recibir una mayor protección si se integra en un proyecto de gestión del agua pluvial que si se deja en su condición actual.

    - La escorrentía es de la misma cuenca natural de drenaje, la zona húmeda está ubicada en la zona de confluencia de la escorrentía y la DIA permite la descarga de la escorrentía en su ubicación natural.

    - Cumplen los criterios de modificación hidrológica.

Cuando las zonas húmedas estén dentro del ámbito de proyecto se deberá proteger la función y valor ambiental de la zona húmeda usando las siguientes estrategias:

- Consultar directrices de ordenación y clasificación de humedales del PTS de Zonas Húmedas de la CAPV y la regulación de los usos y actividades de acuerdo con su capacidad de acogida en las zonas húmedas objeto de ordenación específica. El PTS establece asimismo una serie de recomendaciones y criterios para la protección de la totalidad de los humedales inventariados. Para los humedales de categoría I consultar la normativa específica de cada uno de estos espacios.

- Mantener la zona de amortiguación de la zona húmeda, delimitada por la banda de 100 m a partir de la lámina de agua o cubeta del humedal.

- Conservar las áreas de vegetación autóctona asociada a la zona húmeda y su zona de amortiguación y conectada a otras zonas contiguas de vegetación autóctona.

- Evitar la ocupación o alteración de los cauces y riberas y no alterar los cursos de agua que drenan al humedal.

- Evitar la compactación del suelo y la introducción de especies invasoras durante cualquier trabajo en la zona húmeda.

- Tomar medidas de mitigación para evitar los impactos comúnmente asociados a los procesos constructivos (ej. basuras, destrucción de la vegetación, erosión y sedimentos). Algunos ejemplos son la protección de las zonas de amortiguación, impidiendo el acceso, especialmente de vehículos.

- Si se modifica la entrada de aguas al humedal usar técnicas de dispersión (ver Capítulo 25) para prevenir la concentración de flujos.

- Mitigar cualquier posible impacto en la modificación hidrológica del humedal. Medidas adecuadas de mitigación incluyen la expansión, mejora y preservación de la zona de amortiguación de la zona húmeda.

5.3.8 Medida Mínima 8 – Incorporando Planes Integrales en la Gestión del Agua Pluvial

Las infraestructuras viarias ejercen una presión sobre las masas de agua y la coordinación efectiva entre distintas administraciones con competencia sobre materias que afectan a la planificación hidrológica resulta necesaria para alcanzar conjuntamente los objetivos de determinadas políticas sectoriales y el buen estado de las masas de agua.

Una planificación hidrológica adecuada requiere una visión holística, con una perspectiva más allá de una ADD, en la que confluyen políticas de diversa naturaleza (ambientales, ordenación del territorio, agricultura, cambio climático, etc.). Uno de los objetivos de la DMA es que los Planes Hidrológicos, y sus Programas de Medidas, sean una herramienta de integración de todas las políticas requeridas para realizar una gestión adecuada para la protección de las aguas de la Demarcación Hidrográfica.

Las vías urbanas también pueden verter a sistemas de saneamiento con autorizaciones de vertido que requieran un Plan Integral de Gestión del Sistema de Saneamiento (PIGSS). El PIGSS establece un conjunto de medidas encaminadas a la reducción de la contaminación de las descargas de aguas de escorrentía para adecuarlas a los cumplimientos de los objetivos ambientales del medio receptor.

El **objetivo** de la MM8 es revisar los requerimientos para tratamiento de las escorrentías, control hidráulico y protección de las zonas húmedas para adaptarlos a planes de ámbito superior. Los Programas de Medidas establecidos por el PH del Cantábrico Oriental y los PIGSS pueden usarse para desarrollar estrategias de gestión de las aguas pluviales enfocados a corregir problemas específicos identificados en la planificación hidrológica para la masa de agua. Los Programas de Medidas aprobados PH del Cantábrico Oriental pueden ser efectivos en la gestión de impactos acumulativos de carga contaminante a largo plazo y de los impactos de las concentraciones de contaminantes agudos a corto plazo, además de impactos en la inundabilidad, el cauce natural, las zonas húmedas y las masas de agua subterráneas.

La Medida Mínima 8 se aplica **a todos** los proyectos no exentos que superen los umbrales de la figura 5-1 y exista un plan o instrumento de un ámbito jurídico superior que cumpla con los siguientes criterios:

- El Programa de Medidas ha sido aprobado por un decreto específico.
- Existe un PIGSS integrado por una mancomunidad de vertido y adoptado por todas las administraciones y organismos con responsabilidad en su cumplimiento.
- Existe un programa hidrológico de detalle (Ley 1/2006) que determina un planteamiento o implementación de determinadas medidas que precisen de una escala o un tratamiento particularizado.
- La medida especifica aprobada en el PH esta influenciada por el sistema de drenaje u ocupación viaria.

Las MM1 a 7 establecen requerimientos y estándares para la gestión del agua pluvial en el ámbito del proyecto de construcción, pero no evalúan los impactos generales y oportunidades de protección que pueden existir a nivel de cuenca hidrográfica. Cuando se den las condiciones arriba descritas se deberán revisar los estándares fijados en las MM para adaptarlos a los objetivos del Plan específico.

5.3.9 Medida Mínima 9 – Conservación y Explotación

Todos los proyectos que requieran de técnicas de gestión de la escorrentía requerirán un mantenimiento periódico y rutinario fijado en el programa conservación y explotación. Para la recepción de las obras por parte de INTEBIAK se deberá entregar un Manual de Operación y Mantenimiento, coherente con lo descrito en los Capítulos de la Sección E de este Manual, y en particular, con las especificaciones generales descritas en el Capítulo 26. Este Manual deberá actualizarse cuando se modifique la técnica. Se deberá mantener un registro de todas las actividades de mantenimiento que indique que acciones se han realizado sobre la técnica y cualesquiera otras observaciones relevantes sobre su funcionamiento. El manual identificará claramente los responsables de la conservación de la técnica (gestores de infraestructuras propios o terceros) y las acciones regulares necesarias para la conservación de las técnicas con sus frecuencias.

El **objetivo** de la MM9 es conseguir un mantenimiento preventivo de las instalaciones y establecer indicadores de mantenimiento para asegurar que las técnicas SuDS mantienen sus funciones y rendimientos en el tiempo permitiendo:

- La eliminación de contaminantes y/o el control de caudales conforme a su diseño.
- Minimizar el impacto en el normal uso de la vía.
- Prevenir daños a la infraestructura viaria.
- Los recursos naturales estén protegidos.
- Las propiedades colindantes estén protegidas de daños físicos.

La MM9 se **aplica** a todos los proyectos que requieran técnicas SuDS y se cumple a través de los programas COEX.

Usar el estudio hidrológico-hidráulico para documentar las discusiones, revisiones y aprobaciones del mantenimiento de las técnicas proyectadas desde el inicio de los estudios de la carretera. En el proceso de recepción de la obra se firmará la consigna y recepción de la técnica por parte del explotador para garantizar que los futuros trabajos de mantenimiento son entendidos, planificados y realizados.

En el Capítulo 26, apartado 26.2, se incluyen los contenidos que se requieren dentro del programa de mantenimiento que el proyectista debe entregar con el diseño que integra entre otros, planos, formatos de mantenimiento, indicadores, etc. Se deberán definir las necesidades de mantenimiento preventivo, regular o programado y el mantenimiento correctivo.

El mantenimiento inadecuado de las técnicas SuDS es una causa habitual de fallo o bajos rendimientos de estas medidas. Las normas y recomendaciones para el mantenimiento se establecen el capítulo específico de cada técnica y en el de conservación y explotación.

5.4 NORMAS PARA PROYECTOS DE RENOVACIÓN

Los proyectos de renovación, ampliación y mejora pueden tener requerimientos cuando las superficies impermeables reemplazadas y las nuevas superficies impermeables superen los umbrales de las MM. Si las nuevas superficies impermeables se incrementan en más de un 50% en el ámbito se superan los umbrales para el tratamiento de la escorrentía y el control hidráulico.

Si además los proyectos existentes añaden nuevas superficies impermeables que superen los umbrales de la MM5 y 6 en cualquier ADD deberán aplicar estas medidas.

El proyectista deberá realizar un análisis de costes y viabilidad para determinar y documentar el nivel al cual pueden cumplirse los requerimientos en los límites del proyecto. El análisis determinara si es viable técnica y económicamente renovar todas las superficies impermeables existentes y las SIFC existentes en el proyecto.

Se define **económicamente viable** el tratamiento de las escorrentías y control hidráulico en el proyecto de renovación si su coste para todas las superficies impermeables y SIFC en el proyecto no excede el 21% del coste de tratamiento y control hidráulico para las nuevas superficies impermeables y nuevas SIFC en el proyecto.

Se define como **técnicamente viable** el tratamiento de las escorrentías y control hidráulico en el proyecto de renovación cuando no se dan limitaciones físicas de tipo geológico o geográfico, taludes muy pronunciados, suelos marginales no adecuados, proximidad a masas de agua, presencia de restos arqueológicos, niveles freáticos altos o presencias de sustrato rocoso u otros factores que se consideren motivos justificados.

5.5 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

DECRETO 231/2012, de 30 de octubre, de modificación del Decreto por el que se aprueba definitivamente el Plan Territorial Sectorial de Zonas Húmedas de la Comunidad Autónoma del País Vasco.

DECRETO 449/2013, de 19 de noviembre, por el que se aprueba definitivamente la Modificación del PTS (Vertientes Cantábrica y Mediterránea). https://www.euskadi.eus/web01-bopv/es/bopv2/datos/2013/12/1305386a.pdf

Real Decreto 817/2015, de 11 de septiembre, por el que se establecen los criterios de seguimiento y evaluación del estado de las aguas superficiales y las normas de calidad ambiental.

MICROPROOF, Micropollutants in Road RunOff, Environmental Risk Assessment, Deliverable 3.1, December 2019. CEDR Transnational Road Research Programme Call 2016: Environmentally Sustainable Roads: Surface- and Groundwater Quality.

ORDEN de 3 de mayo de 2011, de la Consejera de Medio Ambiente, Planificación Territorial, Agricultura y Pesca, por la que se modifica el Inventario de Zonas Húmedas de la Comunidad Autónoma del País Vasco.

WASHINGTON DOT (2011). "Eastern Washington Steep Slope Research for Management of Highway Stormwater". WSDOT Research Report. WA-RD 771.1. https://www.wsdot.wa.gov/research/reports/fullreports/771.1.pdf

WASHINGTON DOT (2019). "Highway Runoff Manual". Washington State Department of Transportation. Engineering and Regional Operations. Development Division, Design Office. Washington, USA. https://wsdot.wa.gov/publications/manuals/fulltext/M31-16/highwayrunoff.pdf

ANEXO 1. EJEMPLOS APLICACIÓN MM

ESTABLECIMIENTO DE MEDIDAS MINIMAS A NIVEL DE PROYECTO

Nombre proyecto:
Ubicación:
Fecha:
Empresa:

Superficie impermeable existente
Área total en proyecto 2.500 m2

Nueva superficie impermeable
Área total en proyecto 23.000 m2

Transformación de vegetación nativa a zona verde
Área total en proyecto 60.000 m2

Superficies impermeables reemplazada
Área total en proyecto 2.000 m2

Superficie desestabilizada
Área total en proyecto 45.000 m2

Descripción	Área Proyecto (m^2)	Umbrales	Requerimientos
Superficie impermeable nueva y superficie impermeable reemplazada añadida al proyecto	23.000	≥ 200 m2	MM1 a 4 a las superficies impermeables nuevas y reemplazadas
Suelo desestabilizado en el proyecto	45.000	≥ 700 m2	MM1 a 4 a las superficies desestabilizadas
Superficies impermeables nuevas añadidas al proyecto	23.000	≥ 500 m2	MM6 a 9 a las superficies impermeables nuevas y superficies permeables transformadas
Transformación de vegetación autóctona a zona verde	No aplica	≥ 3,000 m2	Umbral no aplica, el proyecto ya supera el umbral de superficie impermeable
Superficie impermeable nueva incrementa en un 50% o más la superficie impermeable existente dentro de los límites del proyecto	1347%	Superficie impermeable nueva ≥ 500 m2 y ≥ 50% superficie impermeable existente	MM6 a 9 a las superficies impermeables reemplazadas

APLICACIÓN DE LA MEDIDA MINIMA 5 - TRATAMIENTO DE LAS ESCORRENTIAS A NIVEL DE AREA DE DESCARGA DELMITADA

Nombre:
Ubicación:
Fecha:
Empresa:

Identificación ADD	Descripción	SIFC nueva (m2)	SPFC nueva (m2)	SIFC no efectiva (m2)	SIFC efectiva (m2)	SPFC transformada (m2)	Tratamiento escorrentia requerido en base a SIFC (Si/No)	Tratamiento escorrentia requerido en base a SPFC (Si/No)	Tratamiento escorrentia requerido en base a SIFC (m2)	Tratamiento escorrentia requerido en base a SpFC (m2)	Si se requiere tratamiento cual es la IMD de la carretera (Veh/día)	Es una Vía urbana (Si/No)	La ADD tiene peajes o enlaces	Excede probabilidad anual de vertido 1%	Niveles de tratamiento requeridos	Comentarios
1	Eje 21 (rotonda a boquilla oeste túnel), eje 2, eje 4, eje 5 y eje 19	7.007	0	0	7.007	0	Si	No	7.007		3.509	No		No	1, 2 y 3	Vertido a zona de especial protección, Aribai ibaia, tramo fluvial de especial interés concector ecológico de carácter regional. Requiere nivel 2 y 3 de tratamiento para vertido.
2	Eje 23 (Boquilla este tunea a rotonda este), ejes 3, 10, 6,7,8 y 27	6.325	0	0	6.325	0	Si	No	6.325		3.509	No		No	1	
3	Túnel	3.882	0	0	3.882	0	Si	No	3.882		3.509	No		No	1	
4	Deposito sobrantes	0	40.000	0	0	40.000	No	Si	0	40.000	0	No		No	1	

APLICACIÓN DE LA MEDIDA MINIMA 6 - CONTROL HIDRAULICO A NIVEL DE AREA DE DESCARGA DELMITADA

Identificación ADD	Descripción	Superficie imp. nueva (m2)	Superficie imp. revertida (m2)	Superficie neta imp. nueva (m2)	Superficie imp. reemplazada (m2)	Superficie imp. no efectiva (m2)	Superficie imp. efectiva (m2)	Transformación de vegetación nativa a zona verde por ADD (m2)	Control hidráulico requerido en base a SIE (Si /No)	Control hidráulico requerido en base transformación vegetación autóctona (Si /No)	Control hidráulico requerido en ADD para SIE (m2)	Control hidráulico requerido en ADD para SP transformadas (m2)	Comentarios
1	Eje 21 (rotonda a boquilla oeste túnel), eje 2, eje 4, eje 5 y eje 19	7.007	0	7.007	2.000	0	9.007	0	Si	No	9.007	0	Vertido a zona de especial protección, Aribai ibaia, tramo fluvial de especial interés conector ecológico de carácter regional.
2	Eje 23 (Boquilla este tunea a rotonda este), ejes 3, 10, 6,7,8 y 27	6.325	0	6.325	0	0	6.325	0	Si	No	6.325	0	
3	Túnel	3.882	0	3.882	0	0	3.882	0	Si	No	3.882	0	
4	Deposito sobrantes	0	0	0	0	0	No	45.000	No	Si	0	45.000	

ANEXO 2. DIRECTRICES ELABORACIÓN PCTES

El objetivo de un proyecto o plan de control temporal de la erosión y sedimentos (PCTES) es definir un plan de acciones que contenga todos los sedimentos en la zona de actuación durante todas las fases de la obra, y minimizar el impacto en la calidad del agua. La implementación de las acciones descritas en la siguiente tabla es el primer paso para alcanzar ese objetivo.

El PCTES incluirá una memoria de cálculo y planos. Todas las medidas estarán claramente referenciadas en la descripción y se marcarán en los dibujos. La descripción del PCTES incluirá documentación que explique y justifique las decisiones de prevención de la contaminación tomadas para el proyecto. Cada uno de los trece elementos enumerados a continuación debe tenerse en cuenta e incluirse en el PCTES a menos que las condiciones del proyecto impidan su implantación por un motivo justificado y argumentado en el PCTES:

- Delimitación clara de los límites del proyecto.
- Establecimiento de accesos a la obra.
- Controlar caudales.
- Instalar medidas de control de sedimentos.
- Estabilizar suelo.
- Proteger taludes.
- Proteger sumideros y entradas a la red.
- Estabilizar canales y puntos de vertido.
- Controlar la contaminación.
- Controlar los sedimentos.
- Mantener las técnicas de CTES.
- Gestión del proyecto.
- Proteger las técnicas SuDS.

Los movimientos de tierras requerirán aprobación previa y deberán establecer las zonas permitidas de desmonte, relleno, desbroce y perfilado. Estas zonas deben preservar cualesquiera elementos de protección singular y valor ambiental tal y como se recoge en el Estudio de Impacto Ambiental.

El PCTES se aplicará con los primeros movimientos de tierras que desestabilicen el suelo y continuaran hasta la estabilización final de los suelos afectados.

Las medidas correctoras para el control de los sedimentos y erosión serán redactadas y proyectadas por un técnico con experiencia.

DELIMITACIÓN CLARA DE LOS LÍMITES DEL PROYECTO

- Limitaciones de las actividades y extensión de las zonas desestabilizadas Preservar la vegetación autóctona y marcar claramente los límites de las zonas afectadas.

- Antes de comenzar los movimientos de tierras, marcar claramente todos los límites de desmonte, las áreas sensibles y sus zonas de amortiguación, y los árboles que deben preservarse dentro del área de construcción.

- Conservar la capa de sustrato vegetal, la capa superior del suelo y la vegetación naturales en un estado inalterado en la medida de lo posible.

ESTABLECER ACCESOS A OBRA

- Limitar el acceso y la salida de los vehículos pesados y maquinaria a un solo punto, si es posible.

- Estabilizar accesos con un camino de grava, árido de machaqueo u otra técnica equivalente para minimizar el arrastre de sedimentos a las vías públicas.

- Instalar lavaderos de ruedas si la entrada estabilizada a la obra no es para evitar el arrastre de sedimentos a las vías públicas.

- Si los sedimentos son arrastrados fuera de la obra, se deberá proceder a limpiarla inmediatamente.

- Elimine los sedimentos de las carreteras con una pala, escoba o recogiendo mediante otros medios adecuados.

- No realizar el lavado de las calles con agua, solo se podrá realizar si se han retirado los sedimentos previamente. Proteger los imbornales adecuadamente para minimizar la entrada accidental de sedimentos.

CONTROL DE CAUDALES Y FLUJOS DE ESCORRENTIA

- Proteger las propiedades y los cauces naturales aguas abajo de la obra de la erosión y la descarga de escorrentías con sedimentos de aguas turbias debido a los aumentos en los caudales punta y volúmenes de escorrentía descargados desde la zona de proyecto.

- Cuando sea necesario para construir técnicas de retención y detención de escorrentías pluviales como uno de los primeros pasos en los movimientos de tierras. Asegúrese de que las de detención funcionen correctamente antes de impermeabilizar el ámbito.

- Si se utilizan técnicas SuDS destinadas a la explotación como medidas de mitigación y control hidráulico durante la construcción proteger estas instalaciones de los sedimentos durante la fase de construcción.

- Todos los aportes externos de escorrentía limpia se mantendrán fuera del ámbito de actuación en la medida de lo posible mediante desvíos para reducir la cuenca aportante al mínimo. Controlar los flujos concentrados de escorrentía es la medida más importante que puede realizarse en el área de actuación.

- La escorrentía puede ser "limpia" o "sucia", la primera hará referencia al agua procedente de la parte alta de la actuación y que no entra en contacto con la pista o el camino por lo que no ha discurrido por la zona afectada, mientras que la segunda se refiere a las aguas de escorrentía que discurren por la zona afectada y requieren tratamiento.

- Las aguas limpias serán evacuadas mediante desvíos temporales que incluyan encachados de piedra que actúen como disipadores de energía y promuevan el establecimiento de flujos no concentrados.

- Las aguas sucias serán conducidas a sistemas decantación y eliminación de sedimentos mediante canales o zanjas no erosionables que serán diseñados y construidos para la lluvia sintética de diseño de periodo de retorno de 2 años.

INSTALAR MEDIDAS DE CONTROL DE SEDIMENTOS

- Diseñar, instalar y mantener medidas eficaces de control de la erosión y de los sedimentos para minimizar la descarga de contaminantes.

- Instalar las medidas para el control de sedimentos (balsas, barreras, filtros, etc.) en los primeros pasos de la fase de movimiento de tierras. Estas técnicas deberán estar operativas antes de realizar actividades que desestabilicen los suelos.

- Minimizar los descargas de escorrentías cargadas de sedimentos de la obra. El diseño, instalación y mantenimiento de las técnicas de control de la erosión y los sedimentos deben tener en cuenta factores como la cantidad, frecuencia, intensidad y duración de las precipitaciones, la naturaleza de la escorrentía de aguas pluviales resultante, y las características del suelo, incluidos los husos granulométricos del suelo que se espera que estén presentes en el emplazamiento.

- Dirigir las escorrentías de las zonas desestabilizadas a través una o varias técnicas debidamente diseñadas para tratar la escorrentía antes de que abandone la obra o antes de la descarga a una instalación de infiltración.

- Siempre que sea posible diseñar estructuras de salida que descarguen las aguas pluviales retenidas superficialmente para evitar el vertido de sedimentos aún suspendidos en la columna de agua.

A continuación, se incluyen algunas medidas efectivas para el control de los sedimentos en las escorrentías en fase de construcción. Son ejemplos tipo que deben adaptarse y diseñarse a las condiciones de proyecto para ser efectivos:

Tabla A2-1. Acciones principales y más importantes que deben considerarse en un PCES

Funciones PCTES	Acciones	Posible Medida
Planificar frentes de construcción	• Planificar los movimientos de tierras para que la exposición temporal del suelo se minimice. • Limitar áreas de afección a los frentes de trabajo. • Estabilizar área tan pronto como sea posible	Medida no estructural realizada principalmente con planificación y gestión.
Controlar escorrentías externas	• Planificar y gestionar potenciales flujos de escorrentía entrando en la zona de actuación desde zonas superiores. • Desviar y ralentizar flujos para prevenir la erosión. • Gestionar escorrentía en el ámbito para minimizar volúmenes y velocidad.	Desvíos temporales Bermas de tierra y grava Represas temporales de grava
Establecer controles perimetrales	• Mantener áreas naturales en la mayor medida posible • Reemplazar vegetación natural con barreras de sedimentos y biorrollos alrededor del perímetro, especialmente en áreas aguas abajo y en pendiente. • En áreas pequeñas usar solo barreras para proteger cauces.	Barreras de sedimentos Biorrollos
Retener sedimentos en la zona	• Para grandes áreas diseñar volumen retención para lluvia de diseño de PR 2 años y 24 horas según percentiles basados en calidad del agua. • Ubicar técnicas de control de sedimentos en zonas de poca pendiente bajas en las que confluyan flujos.	Balsa decantación Balsa infiltración Balsa retención Bolsas de sedimentos Deflectores porosos
Mantener medidas	• Inspeccionar y mantener todas las medidas o se deterioraran rápidamente. • Definir un programa de mantenimiento adecuado	Medida no estructural realizada principalmente con planificación y gestión.

DESVÍOS DE AGUAS LIMPIAS

Mediante canales no erosionables y bermas se dirigirán las aguas limpias para la lluvia asociada a la MCO fuera de la zona del camino. Las estructuras para desviar aguas limpias se usarán para interceptar aguas no concentradas para ser descargadas sin generar impactos en el medio receptor mediante puntos de vertido estabilizados.

Áreas de Aplicación

- Para aislar las zonas afectadas cercanas a cauces, estabilización de márgenes fluviales, obras de drenaje transversal o puentes.
- Periferia de terraplenes y desmontes.
- En la periferia del ámbito de actuación.

Criterios de Diseño

- Se emplean en la última fase del PCTES.
- Pendientes superiores al 2% requerirán el uso de geotextil.
- Deberán controlarse las pendientes para limitarse en lo posible las velocidades erosivas del flujo.
- Utilizar cuando sea posible represas de grava 100-200 mm cada 80 cm de desnivel. No usar biorrollos en cunetas de aguas limpias.
- Pendientes superiores al 8% requerirán el uso de canalizaciones cuya descarga tendrá disipadores de energía.
- Instalar grava 75-125 mm para estabilización temporal de en el punto final de vertido.

Materiales

- Recubrir la zanja con geotextil (CBR adecuado y poro 50 mm) y desenrollar en la dirección del flujo cuando la pendiente sea superior al 2%.
- Usar solapes longitudinales de mínimo 600 mm (paralelos a dirección del flujo) en el inicio y final de la estructura.
- Enterrar los extremos del geotextil en una zanja (paralela a la dirección del flujo) un mínimo de 10 cm de profundidad y compactar.
- Fijar al suelo con grapas en U de un mínimo de 150 mm de ancho colocadas en los laterales y zona central cada 1 m.

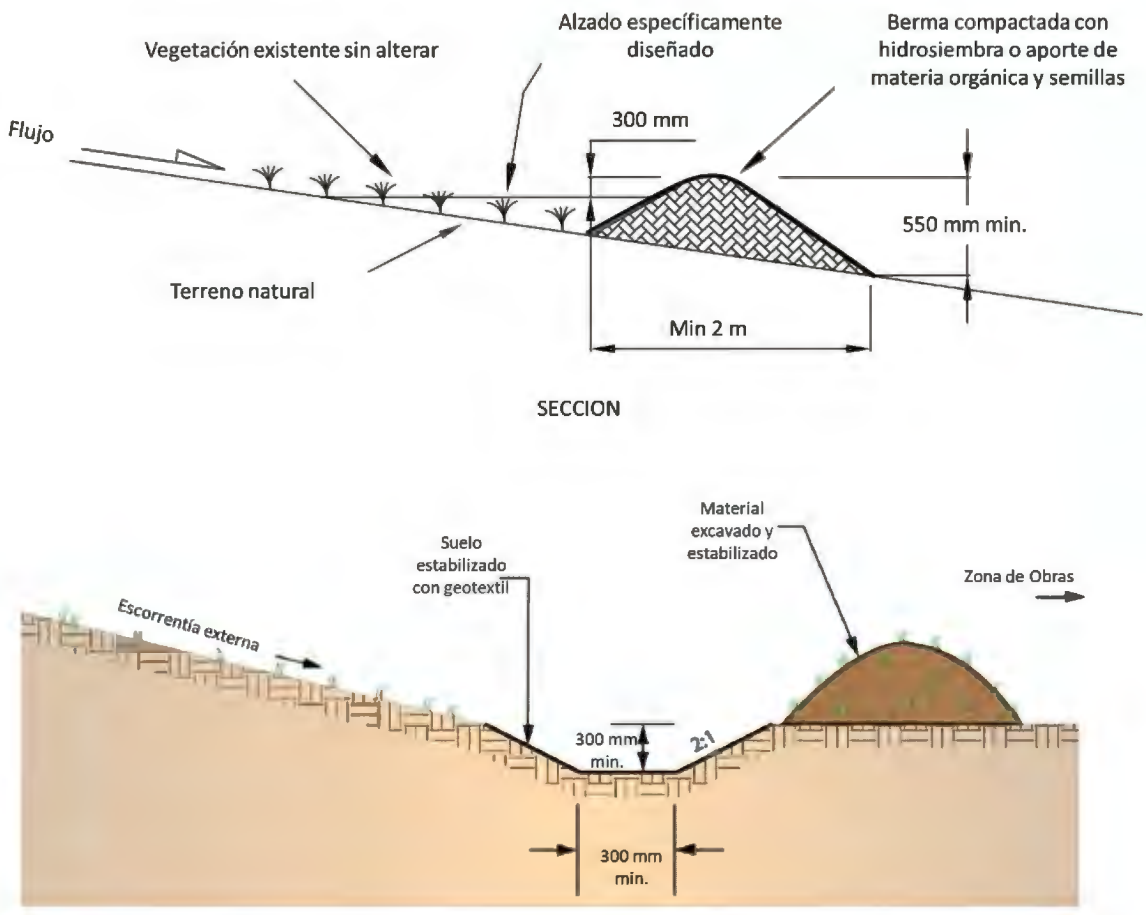


Figura A2-1. Secciones tipo para cunetas de desvío de aguas limpias

BIORROLLOS

Los biorrollos son estructuras tubulares formados con una red de yute o coco con fibras vegetales en su interior. Se emplean para controlar la velocidad del flujo y almacenar sedimentos, y para introducir floculantes en las aguas a tratar.

Áreas de Aplicación

- En pendientes para captar y frenar la escorrentía sucia del ámbito.
- Para reducir la velocidad en zanjas temporales o permanentes de aguas sucias.
- Como elementos de protección en puntos de vertido y como medidas de control perimetral.
- En barreras de sedimentos para proveer puntos de desagüe a lo largo de la barrera.

Figura A2-2. Cuneta con biorrollos para aguas sucias, a la derecha con adición de floculante con pastillas sólidas

Criterios de Diseño

- Se emplearán junto con floculante en intervalos no menores a 15 metros en cunetas o zanjas que viertan directas a cauce y zonas donde no exista espacio suficiente para balsas.
- Zonas aguas arriba de una barrera de sedimentos o balsa aplicar junto con floculantes.
- Se instalarán como elementos decantadores y filtradores en zonas donde no sea posible construir balsas.
- Usar biorrollos en zonas con pendientes inferiores al 3%.

Materiales

- Los biorrollos estarán rellenos de fibras vegetales de coco preferiblemente o yute.
- El diámetro será de mínimo 30 cm y máximo 50 cm.
- El largo será de 3 metros y la densidad de este de 50 kg/m3.
- El floculante será en forma granular aniónico o no iónico. Se deberán tomar muestras de agua para seleccionar el más adecuado. El floculante deberá reponerse tras una precipitación igual o superior a 12 mm.

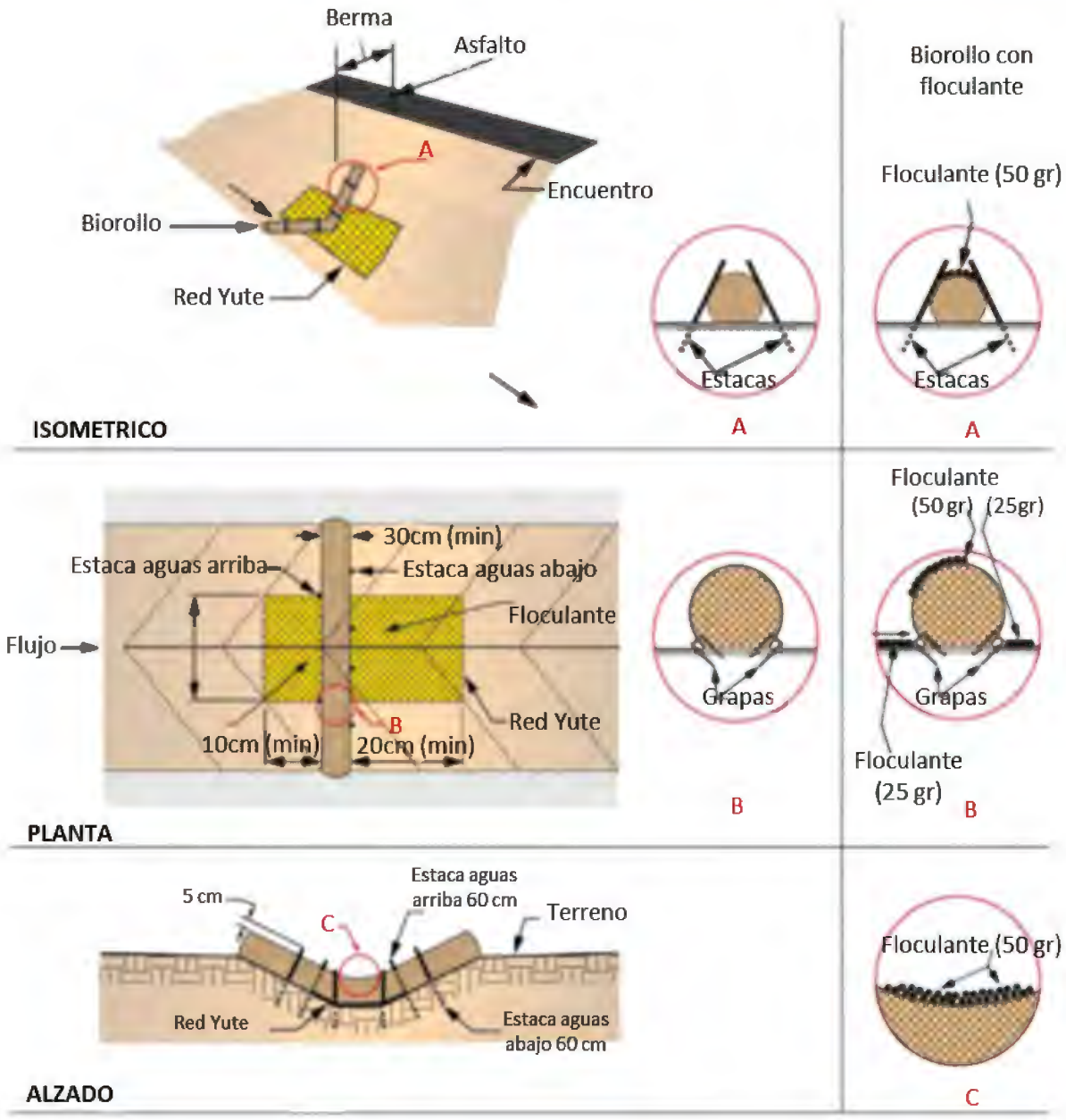


Figura A2-3. Detalles instalación de biorrollos en zanja

BARRERA TEMPORAL DE SEDIMENTOS

La barrera de sedimentos se conforma por un geotextil permeable enterrado en la base, extendido y soportado por postes metálicos o de madera. La barrera de sedimentos rompe los flujos laminares, reduce la velocidad y permite que las partículas en suspensión se depositen.

Figura A2-4. Barrera de sedimentos paralela a la zona de obra

Áreas de Aplicación

- Paralelas al pistas y caminos.
- No se instalarán en zonas de flujos concentrados.
- En la base de terraplenes y desmontes para prevenir movilización de sedimentos.
- Se usarán en zonas donde la escorrentía pueda acumularse tras la barrera sin dañar la misma o la zona inundada.
- Solo se permitirán encharcamientos someros ya que un nivel de agua alto no permitirá su correcto funcionamiento.
- En zonas donde no es posible excavar una cuneta temporal de tratamiento.

Criterios de diseño

- La zona drenada no será superior a 1.000 m2 por cada 30 metros de barrera.
- La barrera de sedimentos deberá ser estable para la lluvia de diseño de 2 años.
- La pendiente máxima tras la barrera no deberá exceder las especificaciones de la siguiente tabla.

Tabla A2-2. Pendientes máximas tras barreras y retornos

Pendiente	Longitud de Pendiente (m)	Espacio entre Retornos (m)	Longitud Máx. Barrera (m)
<2%	Ilimitado	NA	Ilimitado
2 -10%	40	60	300
10 - 20%	30	50	230
20 -30%	20	40	150
33-50%	15	30	75
>55%	6	20	40

- El nivel de agua inundada no deberá exceder los 45 cm tras la barrera.
- No deberá usarse de forma individual en la base de pendientes desestabilizadas superiores a 3 metros de altura.

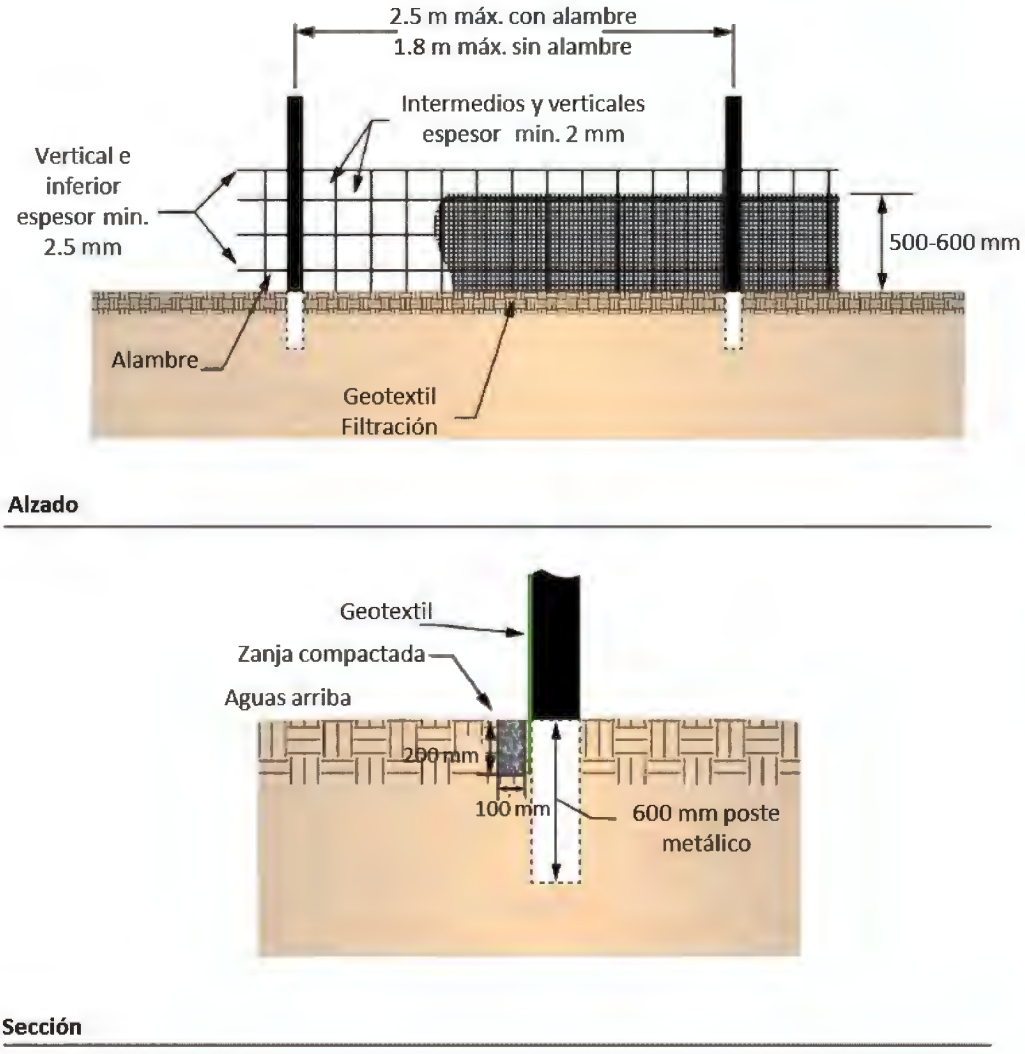


Figura A2-5. Detalle constructivo de la barrera de sedimentos

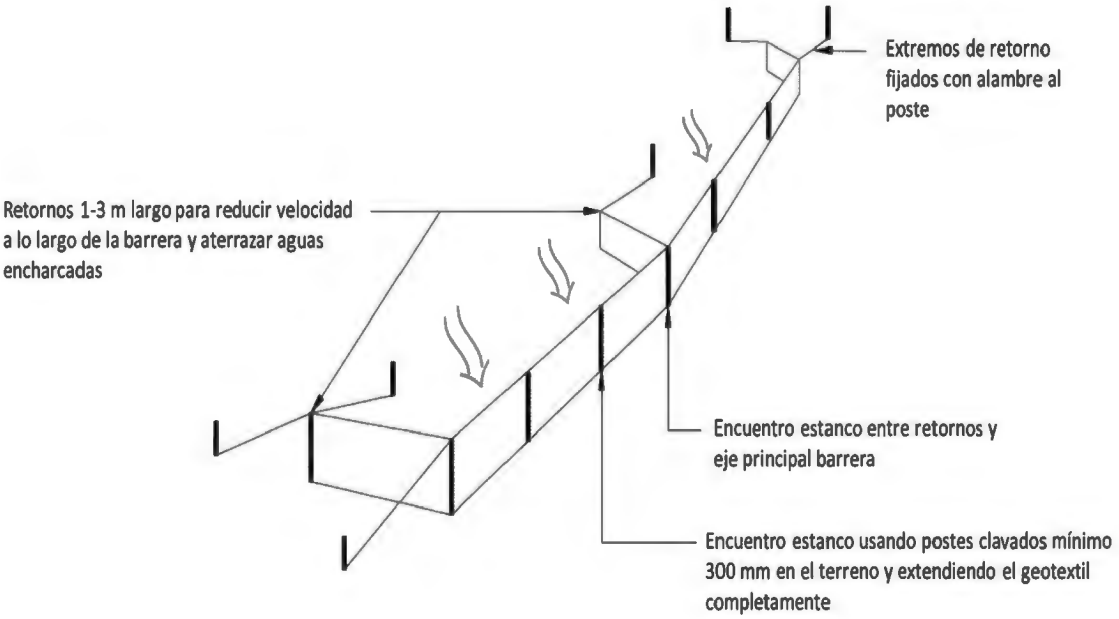


Figura A2-6. Detalle constructivo isométrico de la barrera de sedimentos

Materiales

- Altura de barrera sobre suelo será de 600 mm y de 600 mm bajo rasante.
- Los postes para la barrera se colocarán cada 2-3 m con soportes con alambre de calibre 2.5 mm a lo largo de la parte superior.
- Doblar el geotextil sobre el alambre con clips cada 500 mm.
- Asegurarse que los postes se clavan al menos 400 mm en el suelo.
- El geotextil deberá cumplir con las siguientes especificaciones:
    - Elongación 25%
    - Permitividad 0.05 s-1
    - Abertura de poros 60 micras
    - Ancho rollo mínimo 90 cm.
- La barrera de sedimentos deberá ser estable para la lluvia de diseño de 2 años.
- El mallazo o alambre tendrá una altura mínima de 90 cm y anchos con 5 alambres mínimo con espaciado de 30 cm.
- El extremo de geotextil soterrado debe alcanzar mínimo 200 mm y el relleno debería estar compactado.

CORTES BARRERA SEDIMENTOS

Los cortes de barrera de sedimentos son medidas de control de sedimentos usados a lo largo de la barrera para interceptar y desaguar aguas de escorrentía. El corte sirve como punto de desagüe para la barrera de sedimentos y provee control adicional de sedimentos en zonas bajas.

Figura A2-7. Corte de barrera de sedimentos para desagüé en zona baja

Áreas de Aplicación

Estas medidas se usarán en los siguientes puntos:

- En el pie de taludes en secciones largas de barreras de sedimentos para proveer un desagüe o retorno.
- En zonas bajas junto con barreras de sedimentos.
- En áreas conde los flujos concentrados exceden los límites de las barreras temporales de sedimentos.
- En zonas sensibles o humedales pueden usarse biorrollos en vez de árido debido a que su alteración en el medio es menor durante la puesta y retirada.

Diseño

- Limitar la cuenca aportante a 2.500 m2.
- Instalar en largos mínimos de 60 metros en barreras de sedimentos.
- En zonas de corte usar biorrollos de mínimo 30 cm de diámetro y 3 metros de largo.

Materiales

- Postes, mallas y grapas conforme a barrera de sedimentos.
- Para biorrollos estacas de madera de mínimo 60 cm y 50x50 mm de sección.
- El árido debe ser para control de sedimentos, angular, limpio, procedente de machaqueo para tener caras de fractura y de tamaño 10-30 mm.

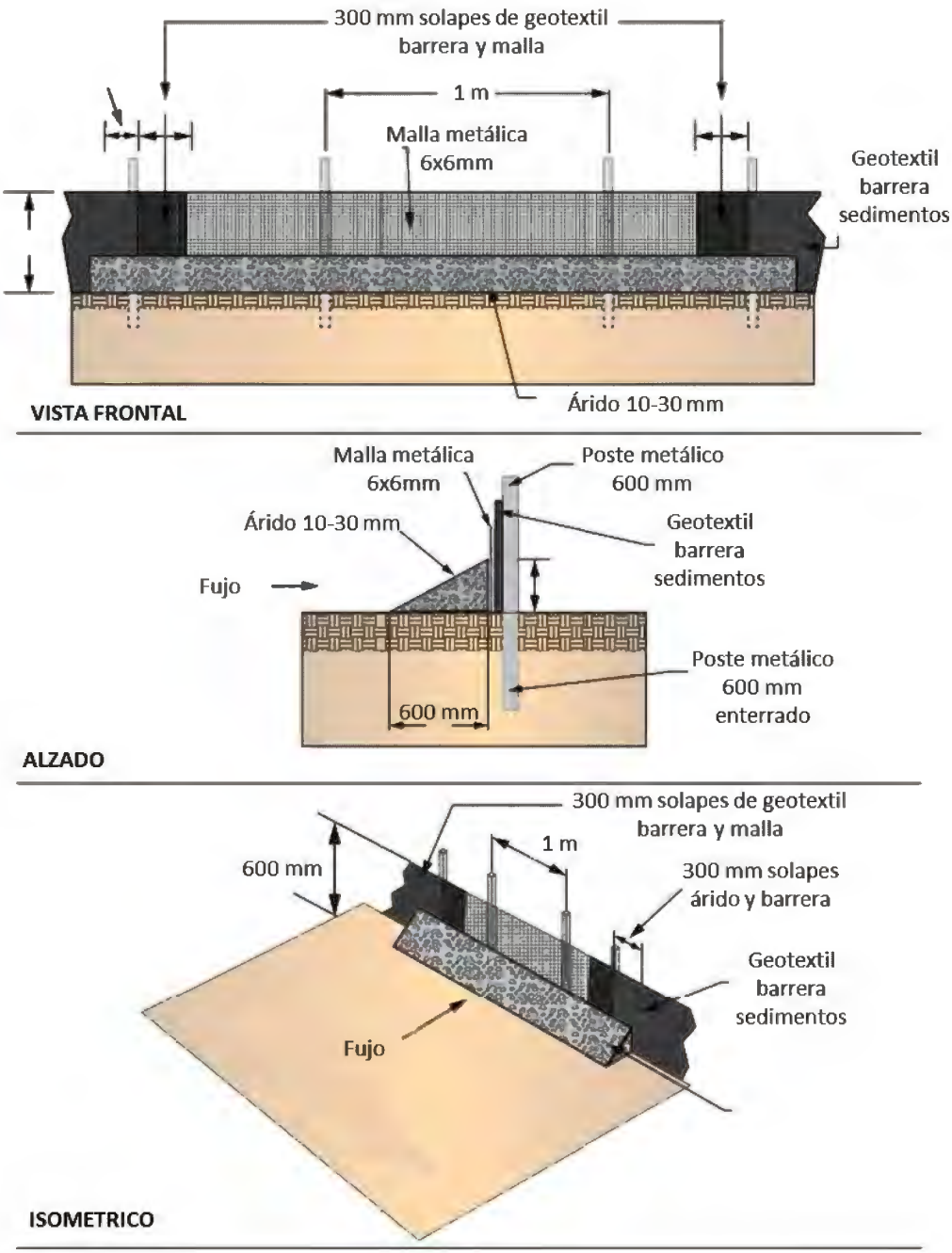


Figura A2-8. Detalle constructivo de corte de barrera de sedimentos

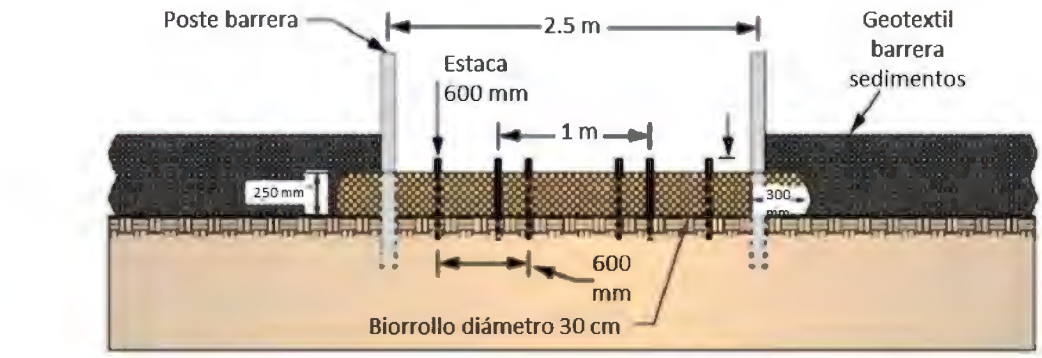


Figura A2-9. Detalle constructivo de corte de barrera de sedimentos con biorrollo

BARRERA ESPECIAL PARA CONTROL DE SEDIMENTOS

Una barrera especial para control de sedimentos (BECS) es una malla metálica sobre la cual se coloca grava de un determinado tamaño. Reduce la velocidad de la escorrentía y permite que las partículas se depositen en la piedra. Puede retener el agua y laminar temporalmente favoreciendo la decantación previamente a atravesar el material granular. LA BECS permite mantener áreas de flujos difusos y no concentrados.

Figura A2-10. Barrera especial para control de sedimentos

Áreas de Aplicación

- Zonas donde no es posible realizar balsas en tierras.
- Áreas donde los flujos concentrados exceden los límites de una barrera de sedimentos temporal.
- Junto a barreras de sedimentos como zonas de desagüe.

- En zonas sensibles y pies de talud donde una barrera de sedimentos no funcione adecuadamente.

- No usar en zonas donde la escorrentía circule paralela a la grava o donde no sea posible incrementar la lámina de agua por encharcamiento.

- Paralelas a estuarios, ríos y flujos de agua para permitir que el agua pueda circular en ambas direcciones sin comprometer la barrera.

- Junto a barreras de sedimentos como zonas de desagüe.

- En zonas sensibles y pies de talud donde una barrera de sedimentos no funcione adecuadamente.

- No usar en zonas donde la escorrentía circule paralela a la grava o donde no sea posible incrementar la lámina de agua por encharcamiento. Paralelas a estuarios, ríos y flujos de agua.

Criterios de Diseño

- La cuenca drenante no debería exceder 0,2 Ha de una sección de BECS.

- BECS puede usarse como zona de desagüe para barreras de sedimentos cada 60 metros para prevenir reboses y disminuir el empuje del flujo de escorrentía sobre las mismas.

- BECS limitar a secciones de 5 metros cuando se use como desagüe para barreras de sedimentos paralelas a cuerpos de agua para facilitar la retirada de sedimentos y minimizar afecciones.

- Usar franja de malla de yute o coco embebida en la piedra con polímero para aumentar la capacidad de eliminación de sedimentos en secciones de gran longitud.

Materiales

- Mallazo galvanizado electrosoldado apertura de cuarto de pulgada y calibre 24 con mínimo 1,2 metros de ancho.

- Poste metálico de mínimo 1,5 m de largo y ancho mínimo de 35 mm en cara paralela al mallazo.

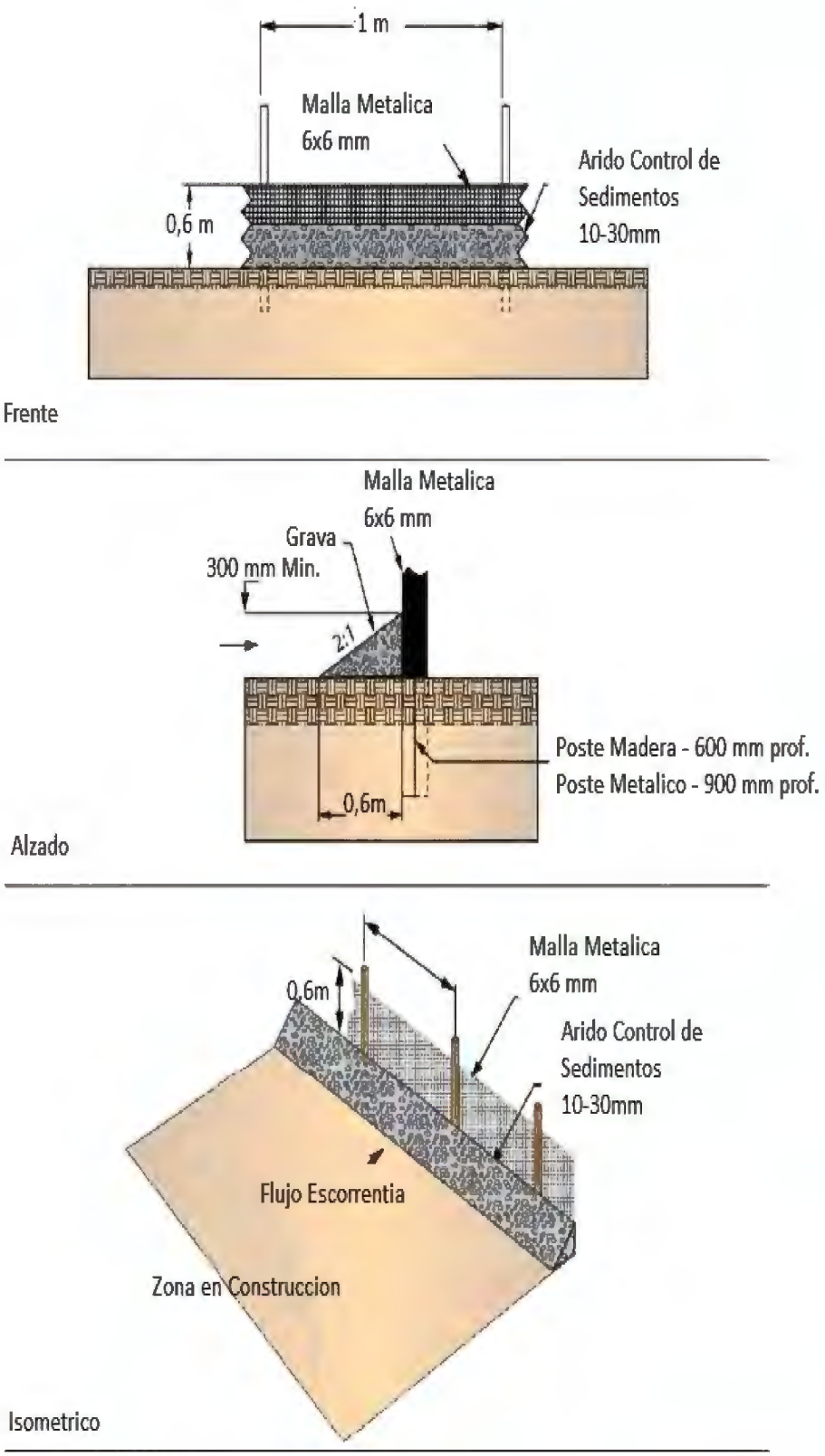


Figura A2-11. Detalle constructivo de barrera especial para control de sedimentos

BALSA CON SKIMMER

Las balsas con skimmer son balsas temporales con un vertedero trapezoidal recubierto de geotextil y equipadas con un skimmer para desaguar la parte superficial de la columna de agua y vaciar la balsa. El skimmer se diseña para evacuar a un caudal de salida regulado, lo cual permite optimizar la eficiencia del dispositivo aumentando el tiempo de retención hidráulica y evacuando el agua más limpia desde la parte alta de la columna. Además, permiten vaciar parcialmente la balsa y disponer de un volumen inicial de almacenamiento entre eventos.

Figura A2-12 Balsa de sedimentos con skimmer

Áreas de Aplicación

- En las salidas de cada subcuenca que vierten a medio receptor.
- Áreas sensibles ecológicamente o donde la calidad del agua debe ser alta.

Criterios de diseño

- Cuenca drenante debe ser inferior a 5 ha.
- La ratio largo-ancho debe ser mínimo 2:1 y no debe sobrepasar 6:1. El ancho mínimo debería ser 3 veces la profundidad de la balsa (profundidad máxima 1,5 m).
- La lámina de agua debe ser de máximo 1,2 m y mínimo 0,6 m.
- El volumen mínimo debe ser de 50 m3 por 5.000 m2 de área desestabilizada.
- El área mínima debe ser 30 m2 por 25 l/s para la lluvia de diseño.
- El tiempo de vaciado debe estar entre 24-48 horas.

- El caudal máximo de diseño debe generar un calado máximo sobre el vertedero de salida de 30 cm.
- El largo del vertedero en metros se calcula dividiendo Q máx./0.01. El largo mínimo será de 1.2 m.
- Se usarán un mínimo de 3 deflectores porosos de red de coco o yute en el vaso de decantación a ¼ de la longitud total.

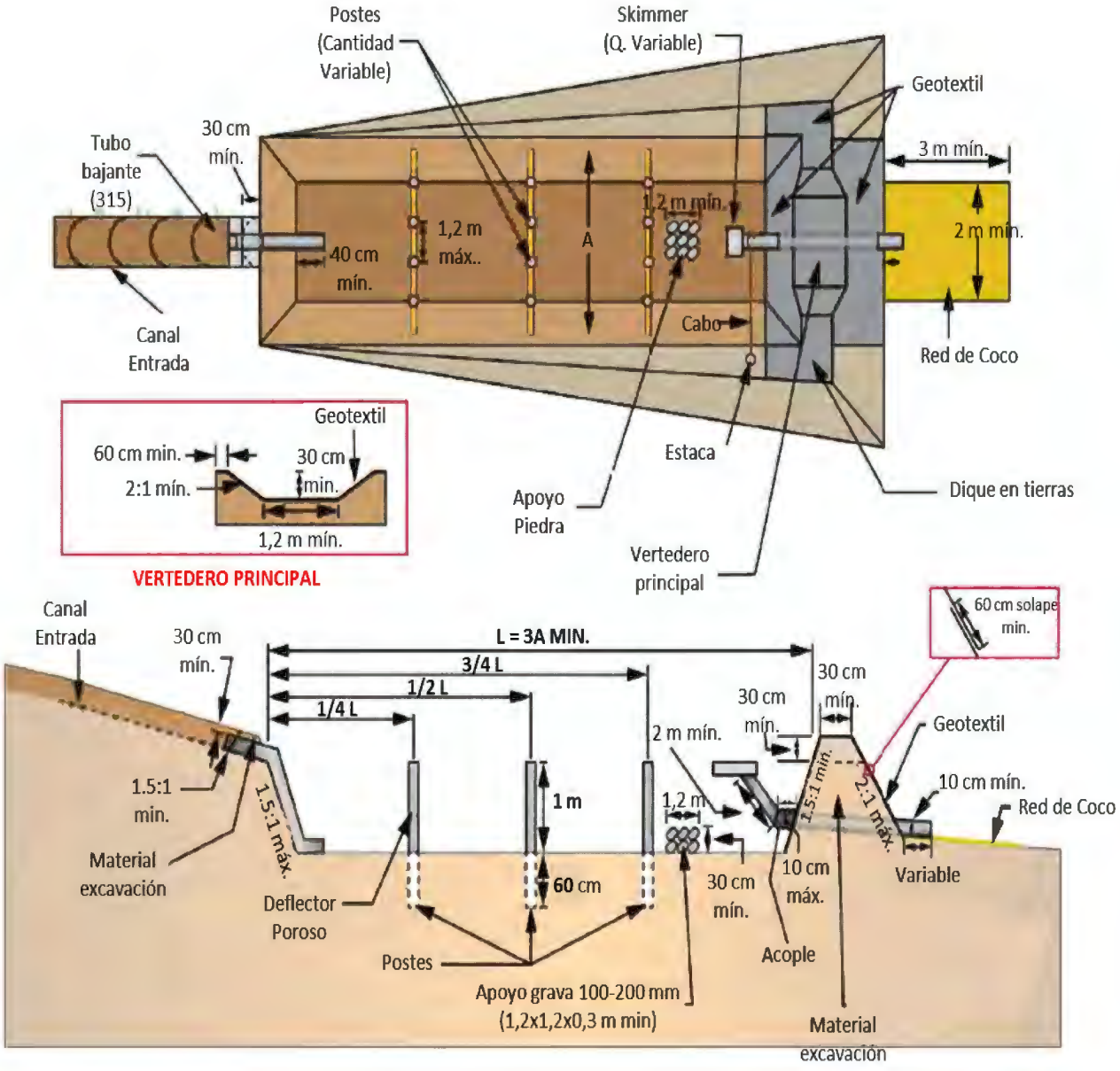


Figura A2-13. Detalle constructivo tipo de Balsa con skimmer de fondo y vertedero protegido

Materiales e instalación

- Dependiendo del tiempo de uso contemplar sembrar los taludes de la balsa.
- En el vertedero principal desenrollar el geotextil en la dirección del flujo con los laterales enterrados 15 cm de profundidad. Preferiblemente el geotextil será de una sola pieza o en caso contrario con solapes mínimos de 600 mm. Anclar el geotextil con grapas al suelo.
- Instalar deflectores porosos, 3 mínimo, espaciados ¼ de la longitud total.
- Instalar red de coco o yute en la zona de vertido para disipar energía, puede usarse juntamente con material granular 100-200 mm.
- Soportar los deflectores porosos con postes o listones de madera.
- El canal de entrada se recubrirá con una membrana impermeable de mínimo 2 mm de espesor y con represas de grava o biorrollos.
- Se proveerá una zona para introducir floculante en la entrada en forma granular y/o en pastillas sólidas.

BOLSA FILTRANTE

Las bolsas filtrantes son un elemento para controlar los sedimentos en una zona en construcción o área donde no hay espacio para una balsa. La bolsa de geotextil no tejido se coloca sobre una base de material granular para control de sedimentos. A medida que el efluente bombeado entra en la bolsa, el agua se filtra lentamente a través de sus paredes atrapando parte de las partículas.

Áreas de Aplicación

- Donde no existe espacio físico para una balsa.
- Donde el efluente pueda ser bombeado a un caudal de 10 l/s o inferior.
- Donde la actividad de construcción no requerirá un uso continuado y prolongado en el tiempo.
- Puentes y otras estructuras que requieren de pilotaje y que bombean sus aguas.
- Como elemento de control en bajantes de taludes para acumular sedimentos.
- Puede usarse juntamente con polímeros en función del tipo de tejido, y con biorrollos y red de coco para mejorar la calidad del agua.

Figura A2-14. Bolsa filtrante sobre cama de piedra para control de sedimentos

Materiales e instalación

- Colocar sobre superficie horizontal y rodeada o contenida por fardos de paja, biorrollos o similar. Pallet inferior o cinchas para retirar con mayor facilidad y acceso a camiones. Interferir mínimamente con la actividad de la obra.

- Usar geo sintético permeable al agua y con un área suficiente filtrante para poder gestionar el caudal de bombeo.

- La dimensión mínima de la bolsa debería ser de 3x4,5m de geotextil no tejido y con costuras reforzadas.

- Colocar la bolsa sobre material granular 100-200 mm de machaqueo y limpio de 10 cm de espesor. También puede usarse con 20 cm fibras (coco, yute, paja) para permitir que el agua fluya en todas las direcciones.

- En el vertedero principal desenrollar el geotextil en la dirección del flujo con los laterales enterrados 15 cm de profundidad. Preferiblemente el geotextil será de una sola pieza o en caso contrario con solapes mínimos de 600 mm. Anclar el geotextil con grapas al suelo.

- Pueden colocarse varias bolsas en serie o paralelas en función de las necesidades de bombeo y mantenimiento.

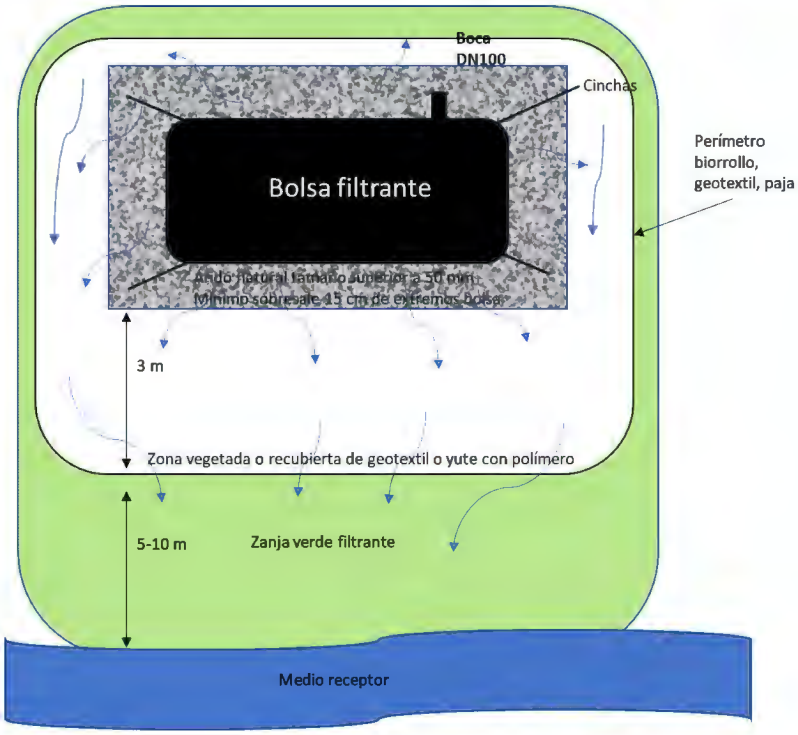


Figura A2-15. Esquema de bolsa filtrante sobre cama de piedra para control de sedimentos

LAVARUEDAS

Los lava ruedas automáticos limpian las ruedas y los bajos de los camiones que entran o salen de la zona de obra reduciendo en gran medida los arrastres y dispersión de lodos sedimentos fuera de la zona de afección. Suelen reutilizar el agua que utilizan en cada lavado, separando y eliminando los sedimentos del agua que recogen.

Figura A2-16. Lavaruedas en zona de salida de obra

Áreas de Aplicación

- Zonas de entrada y salida de vehículos a la zona de obra.

SISTEMAS COMPACTOS DE DECANTACIÓN Y FILTRACIÓN CON POLÍMEROS Y COAGULANTES

Los sistemas de tratamiento compactos requieren de bombas, líneas de impulsión y elementos mecánicos de uso intensivo y bajo consumo de espacio. Son una técnica muy eficaz para eliminar materias en suspensión de las escorrentías pluviales y aguas de agotamiento cuando se diseña, instala y opera de forma correcta. Estos sistemas fluyentes generalmente pueden tratar más cantidad de escorrentía y en menos tiempo que las técnicas anteriores.

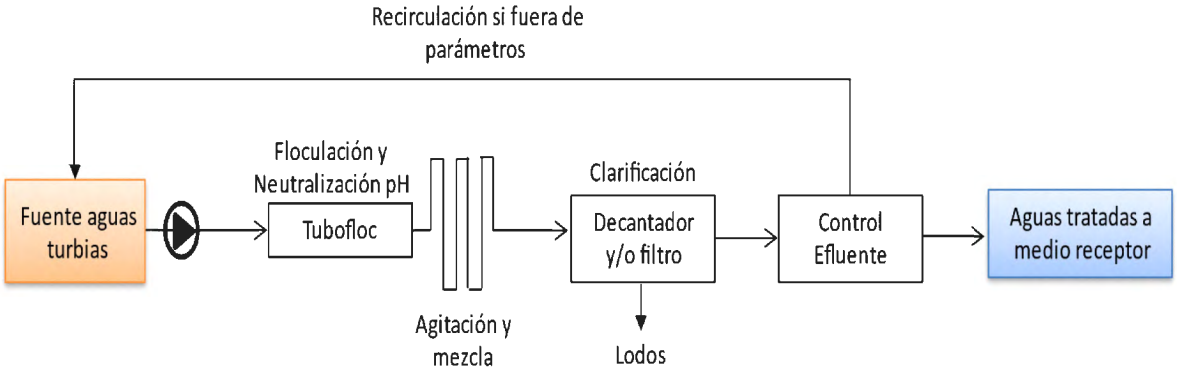


Figura A2-17. Procesos de decantación química en los decantadores compactos

El proceso se basa en la introducción de polímeros específicos y seguros para el medioambiente en las aguas turbias. La segunda parte del proceso retiene y separa las partículas floculadas por procesos de clarificación mediante procesos de decantación y/o filtración. El efluente puede controlarse para garantizar en todo momento que no se sobrepasan los límites de emisión que pudiera imponer el organismo de cuenca. El proceso se diseña para ser usado durante el proceso de construcción y posteriormente retirado.

Figura A2-18 . Decantadores compactos con bajo consumo de espacio

Áreas de Aplicación

- Agotamiento de zanjas y excavaciones
- Vertidos a medios receptores más sensibles
- Zonas donde no existe espacio para las otras técnicas

ESTABILIZAR SUELO

- Estabilizar los suelos desestabilizados y suelos no trabajados mediante la aplicación de técnicas eficaces que prevengan la erosión. Algunas técnicas aplicables incluyen siembras e hidrosiembras temporales y permanentes, tepes, acolchados, cubiertas de plástico, geosintéticos y geomallas, la aplicación de poliacrilamida (PAM) en el suelo, la aplicación temprana de bases de grava en las zonas que se van a pavimentar, y el control del polvo.
- Controlar el volumen y la velocidad de las escorrentías dentro de la obra para minimizar la erosión del suelo en la obra y en los puntos de vertido, así como en el cauce natural.
- Los suelos no deben permanecer desestabilizados y sin trabajar durante períodos de tiempo establecidos a continuación para evitar los procesos erosivos.
    - Durante la estación seca (1 de mayo - 30 de septiembre): 7 días
    - Durante la estación de lluvias (1 de octubre - 30 de abril): 2 días
- Estabilizar los suelos al final de la jornada y antes de un día festivo o fin de semana si es necesario en función de la previsión meteorológica.
- Estabilizar los acopios de tierra contra la erosión, protegerlos con medidas que retengan los sedimentos y, en la medida de lo posible, colocarlos lejos de sumideros, cursos de agua y canales de drenaje.
- Minimizar la cantidad de suelo desestabilizado durante la actividad de construcción.
- Minimizar la alteración de pendientes pronunciadas.
- Minimizar la compactación del suelo y, a menos que sea inviable, preservar la capa superior del suelo.

PROTEGER TALUDES

- Diseñar y construir los taludes de desmonte y terraplén de manera que se minimice la erosión. Algunas técnicas incluyen la interrupción de la pendiente longitudinal con aterrazamientos y desvíos, reducción de la inclinación de la pendiente y aumento de la rugosidad de las superficies de los taludes.

- Desviar las aguas pluviales (de escorrentía) y afloramientos del nivel freático de los taludes y zonas desestabilizadas. Las aguas pluviales limpias deben segregarse y no entrar en el emplazamiento.

- En la cabeza de un talud, canalizar las escorrentías en tuberías que bajen por el talud o canales protegidos para evitar la erosión.

- Los desagües provisionales en taludes deben poder absorber el caudal punta asociado a una lluvia de periodo de retorno de 10 años.

- Colocar acopios de material excavado en la rasante hidráulica superior de las zanjas.

- Colocar represas a intervalos regulares dentro de los canales longitudinales de drenaje de un talud.

PROTEGER SUMIDEROS Y ENTRADAS A LA RED DE PLUVIALES

- Proteger los sumideros e imbornales durante la construcción para que las escorrentías pluviales no entre en la red de transporte sin antes ser filtradas o tratadas para eliminar sedimentos.

- Limpiar o retirar y sustituir los dispositivos de retención de las entradas cuando los sedimentos hayan llenado un tercio del almacenamiento disponible (a menos que el fabricante del producto especifique una norma diferente).

ESTABILIZAR CANALES Y PUNTOS DE VERTIDO

- Diseñar, construir y estabilizar todos los canales de drenaje para prevenir la erosión para el periodo de retorno de 10 años.

- El análisis hidrológico debe utilizar información de los usos del suelo existentes para estimar los caudales de las zonas tributarias situadas fuera de los límites del proyecto. Para el drenaje en el interior de la obra o proyecto, el análisis utilizará el estado temporal o urbanizado del proyecto, el que produzca los mayores caudales.

- Las zonas desestabilizadas deberán modelizarse o calcularse con un umbral de escorrentía no superior a 10 mm.

- Proporcionar estabilización adecuada para prevenir la erosión de los puntos de vertido, márgenes del cauce y taludes.

CONTROLAR LA CONTAMINACIÓN

- Diseñar, instalar, aplicar y mantener medidas eficaces de prevención de la contaminación para minimizar el vertido accidental de contaminantes.

- Manejar y eliminar todos los contaminantes, incluidos los materiales de desecho y los residuos de la construcción y demolición que se produzcan *in situ* de forma que no contaminen las aguas pluviales.

- Proporcionar cobertura, contención y protección contra el vandalismo para todos los productos químicos, productos líquidos, productos derivados del petróleo y otros materiales que puedan suponer una amenaza para la salud humana o el medio ambiente.

- Los depósitos de combustible deben incluir elementos de contención secundaria. Por contención secundaria se entiende la colocación de tanques o contenedores dentro de una estructura impermeable capaz de contener el 110% del volumen contenido en el tanque más grande dentro de la estructura de contención. Los tanques de doble pared no requieren contención secundaria adicional.

- Llevar a cabo el mantenimiento, el abastecimiento de combustible y la reparación de equipos pesados y vehículos utilizando medidas de prevención y control de vertidos. Limpie las superficies contaminadas inmediatamente después de cualquier vertido accidental.

CONTROLAR LOS SEDIMENTOS

- Descargar las aguas procedentes del lavado de ruedas a un sistema de tratamiento que impida la descarga a las aguas superficiales, mediante su recirculación, vertido a la red de saneamiento con previa autorización o tratamiento mediante un sistema adecuado antes de su vertido a medio.

- Aplicar los fertilizantes y pesticidas de forma y en cantidades que no provoquen la pérdida de productos químicos en las aguas pluviales. Siga los requisitos de del fabricante en cuanto a dosis y procedimientos de aplicación.

- Use técnicas para prevenir la contaminación de escorrentías pluviales por fuentes que alteren el pH. Las fuentes de esta contaminación incluyen, pero no se limitan a: cemento, escorias, aguas de lavado de hormigón, hormigones en proceso de curación.

- Ajustar el pH de las aguas pluviales si es necesario para evitar superar los valores límite de emisión y las normas de calidad ambiental.

- Asegurarse de que el lavado de los camiones de hormigón se realiza fuera del emplazamiento o en zonas designadas para el lavado de hormigón.

MANTENER LAS TÉCNICAS DE CTES

- Mantener y reparar todas las técnicas temporales y permanentes de control de la erosión y los sedimentos para mantener su condición de diseño.

- Retirar todas las BMP temporales de control de la erosión y los sedimentos una vez el ámbito este estabilizado.

GESTIÓN DEL PROYECTO

- Planificar las fases de del proyecto en la mayor medida posible y tener en cuenta las limitaciones estacionales del trabajo.

- Inspeccionar, mantener y reparar todas las técnicas según sea necesario para para asegurar el rendimiento continuo de su función prevista.

- Mantener, actualizar e implementar PCTES.

- Los proyectos que desestabilicen más de 10.000 m2 deberían redactar un PCTES mediante un profesional con acreditada experiencia en el diseño, construcción y supervisión de las técnicas para el control de la erosión y sedimentos.

PROTEGER LAS TÉCNICAS SuDS

- Proteger todas las técnicas SuDS de filtración e infiltración mediante la instalación y mantenimiento de técnicas para el control de erosión y sedimentos en las zonas de la obra que drenan hacia las los SuDS.

- Restaurar las técnicas SuDS a su condición de pleno funcionamiento si se acumulan sedimentos durante la construcción.

- Evitar la compactación de los suelos de los SuDS.

D

SOPORTE TECNICO Y NORMAS DE CALCULO

Cap.06. Hidrología y Drenaje, Métodos de Cálculo y de Diseño para Bizkaia
Cap.07. Métodos de Cálculo y Criterios de Diseño para Infiltración
Cap.08. Contaminantes en las Escorrentías Viarias
Cap.09. Métodos de Cálculo y Criterios de Diseño para Gestionar la Calidad

Capítulo 6. HIDROLOGÍA Y DRENAJE, MÉTODOS DE CÁLCULO Y DE DISEÑO PARA BIZKAIA

ÍNDICE

6.1 INTRODUCCIÓN 6-3

6.2 CONSIDERACIONES DEL PROYECTO 6-3
6.2.1. Selección Inicial de Ubicaciones para las Técnicas SuDS 6-4
6.2.2. Determinación de Áreas Delimitadas de Descarga 6-4

6.3 MÉTODOS DE ANÁLISIS HIDROLÓGICO 6-7
6.3.1. Hidrología en Estado Natural o Preexistente 6-7
6.3.2. Hidrología en Estado Urbanizado 6-12

6.4 CRITERIOS DE DISEÑO PARA LAS TECNICAS SuDS 6-15
6.4.1 Criterios para Técnicas de Control Hidráulico 6-16
6.4.2 Criterios para Técnicas de Tratamiento de la Escorrentía 6-27

6.5 ADAPTACIÓN A ESCENARIOS FUTUROS 6-31

6.6 EVACUACIÓN Y TRANSPORTE DE CAUDALES 6-31

6.7 BALANCE HÍDRICO EN TECNICAS DE RETENCION 6-31

6.8 HIDROPERIODO 6-32

6.9 FUNCIONAMIENTO PARA LLUVIAS SUPERIORES A LAS DISEÑO 6-33

6.10 MODELOS HIDROLÓGICOS PARA EL DISEÑO DE SuDS 6-34

6.11 BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS 6-35

ANEXO 1. HERRAMIENTA DE SOPORTE HIDROLÓGICO 6-37

ANEXO 2. TABLAS DE APOYO PARA CÁLCULOS HIDROLÓGICOS 6-41

ANEXO 3. EJEMPLO DE CÁLCULO DE HIETOGRAMAS SINTÉTICOS 6-43

ANEXO 4. EJEMPLO DE CÁLCULO DE LOS VOLÚMENES DE ATENUACIÓN CON EL MÉTODO RACIONAL MODIFICADO 6-47

6.1 INTRODUCCIÓN

Este capítulo presenta y define las normas de cálculo para diseñar las distintas tipologías de técnicas SuDS descritas en el Manual. También incluye una explicación de los métodos que deben utilizarse para la modelización de las instalaciones de control de las aguas pluviales y los datos de apoyo y fuentes de información necesarias para complementar el diseño.

Las herramientas y metodologías de análisis hidrológico presentadas en este capítulo servirán de soporte para las siguientes tareas:

- Delimitación de cuencas drenantes.
- Definición de los métodos de análisis para estimar la hidrología en estado natural (EN) y en estado urbanizado (EU).
- Estimar el cálculo de la intercepción.
- Estimación de los volúmenes de atenuación.
- Determinación de los volúmenes y caudales de calidad de aguas.
- Determinación de los métodos de cálculo para el tránsito de caudales.
- Evaluación del balance hídrico en técnicas SuDS con volumen de tratamiento permanente.

En los últimos apartados del capítulo se tratarán de manera descriptiva otros aspectos como los relacionados con la inclusión en el proyecto de cálculos vinculados con el cambio climático, el funcionamiento para lluvias superiores a la de proyecto o la modelización hidrológica con modelos numéricos de cálculo.

6.2 CONSIDERACIONES DEL PROYECTO

Antes de realizar cálculos detallados, el proyectista debe considerar la relación entre las superficies impermeables y las superficies disponibles para gestionar la escorrentía viaria. Las características hidrológicas generales del proyecto determinan la cantidad de escorrentía que se producirá y dónde pueden situarse las técnicas de gestión de aguas pluviales. La ratio entre superficie impermeable y superficie de la técnica SuDS, puede usarse como indicador inicial para ubicar y diseñar las técnicas.

Varias fuentes de información serán requeridas para determinar la información necesaria para los cálculos. El proyectista debe determinar las líneas de drenaje natural y las cuencas mediante mapas topográficos y modelos de elevación digital (ver apartado 3.3).

6.2.1. Selección Inicial de Ubicaciones para las Técnicas SuDS

En primer lugar, se debe realizar una determinación preliminar de las superficies necesarias para implantar las técnicas SuDS para cumplir con las MM. Para ello será necesario conocer y determinar:

- El área del trazado o renovación propuesta.
- Las características hidrológicas del emplazamiento, tanto en EN y como en el estado urbanizado o alterado.
- La cantidad de superficie que contribuye a cada técnica SuDS para determinar los requerimientos de las MM5 y 6.
- Las condiciones específicas de los proyectos de renovación (ver Capítulo 5, sección 4).

A continuación, se deben analizar si existen requerimientos específicos por parte de otras administraciones relacionadas con la gestión y tratamiento de las aguas de escorrentía pluvial, para así poder ser consideradas también en la propuesta de actuación.

Otras fuentes de información necesaria para poder acometer el diseño de las técnicas están relacionadas con la caracterización del terreno en el canal viario. Aspectos como la tasa de infiltración o la profundidad del nivel freático son claves a la hora de diseñar y seleccionar las técnicas SuDS (ver más detalles en el Capítulo 7).

Se requiere conocer las redes existentes con su ubicación y capacidad hidráulica en el entorno de la actuación. Además de la consulta de proyectos existentes y la interacción con las administraciones competentes, será necesario tomar datos en campo, que sirvan para verificar toda la información recabada. Visitar el emplazamiento durante un día de precipitaciones antes de diseñar las técnicas permitirá optimizar el proceso de evaluación y diseño.

6.2.2. Determinación de Áreas Delimitadas de Descarga

Las áreas delimitadas de descarga (ADD) son importantes para la aplicación de las Medidas Mínimas (MM) relacionadas con el control de hidráulico y tratamiento de la escorrentía, y sus umbrales (ver Capitulo 5).

Una ADD se define como el área de aportación hacia uno o varios puntos de vertido, de origen natural o canalizado, que se combinan en una distancia inferior a 400 m, siguiendo el camino más corto. La delimitación de la ADD comienza en el primer punto de vertido que sale de la zona de dominio público en la condición de cuenca topográfica o natural. El proyectista debe entender la estrategia de diseño para definir las cuencas aportantes y los elementos de drenaje conforme al apartado 3.2.1.

Los límites de la ADD son generalmente las aristas de explanación de la carretera desde el primer al último punto kilométrico construido, el perímetro del elemento funcional de una carretera. La delimitación de la ADD generalmente no se usa para definir elementos de drenaje de la red longitudinal o transversal. Su extensión debe

adecuarse y retranquearse de medianas o bermas vegetadas y limitarse a las zonas impermeables en la mayor medida posible. En un proyecto de ampliación solo la calzada o carriles a desarrollarse se integran en la ADD. Si una de las plataformas no se va a desarrollar en la fase de proyecto que se va a construir, estas áreas no deben incluirse dentro de la definición de la ADD.

En la figura 6-1 se presenta un ejemplo de la delimitación de una ADD en un tramo de autovía con dos carriles por cada sentido. La sección transversal y longitudinal del tramo de carretera se presenta en la figura 6-2. En el área drenada A1, la escorrentía se conduce a una obra transversal, a la que se une la contribución del área A2, y fluye siguiendo el cauce C2. El mismo esquema se repite con las cuencas secundarias A3 y A4, que se unen en el cauce C4. Si las trayectorias del flujo C2 y C4 se unen antes de una longitud inferior a los 400 m, las 4 áreas de drenaje conformarán una única ADD (figura 6-1 a). Si las descargas se uniesen en una distancia superior a los 400 m, se definirían dos ADD, la primera vinculada a las áreas A1 y A2, y la segunda a las áreas A3 y A4 (figura 6-1 b).

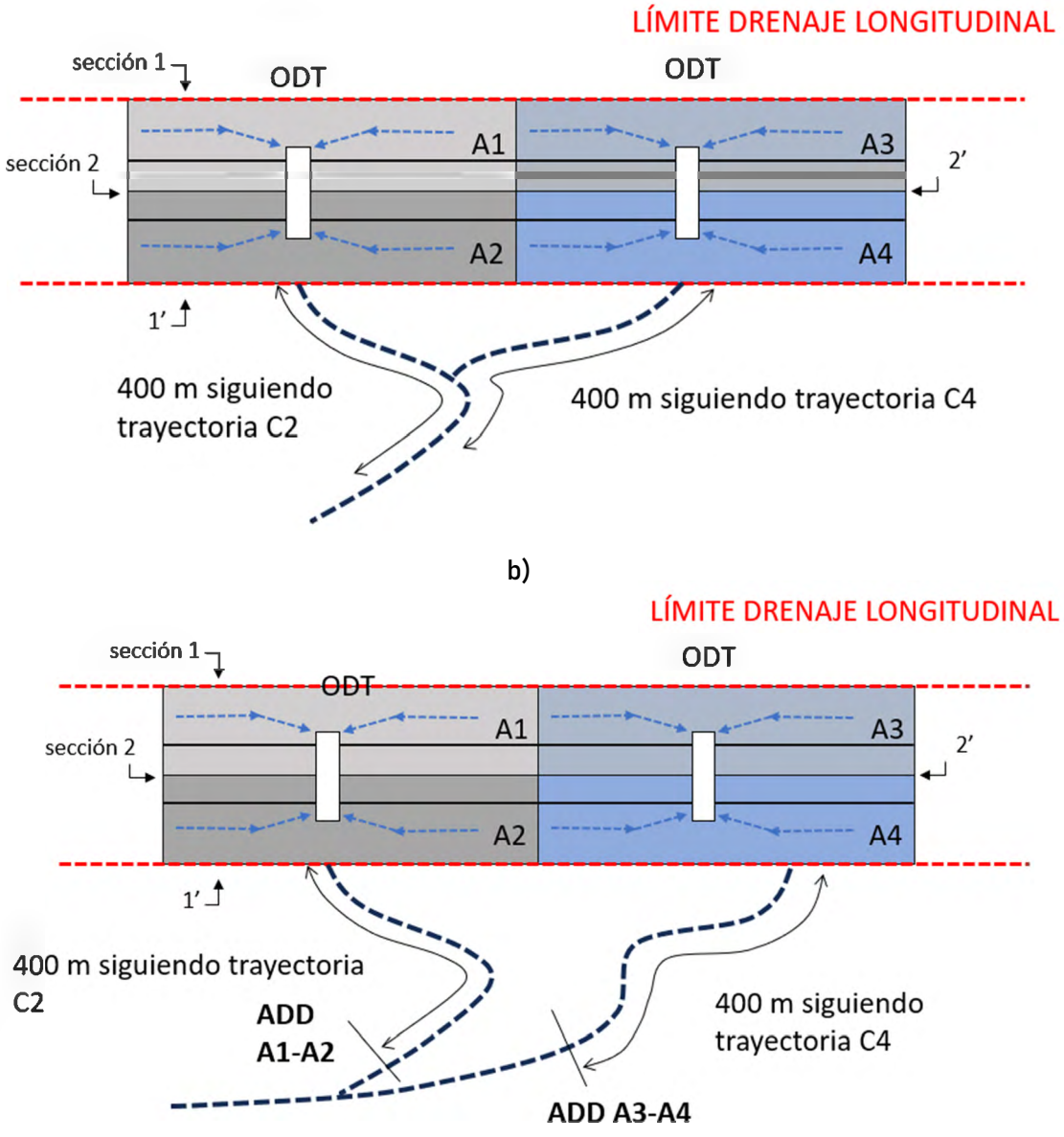


Figura 6-1. Delimitación de las ADD (planta)

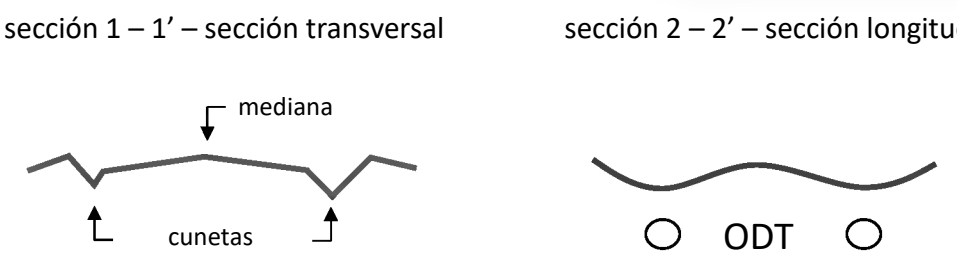


Figura 6-2. Delimitación de las ADD (secciones)

Una vez determinadas las diferentes ADD del proyecto, para cada una de las mismas se deberán determinar las siguientes variables, definidas con detalle en el glosario:

- Superficie impermeable efectiva (SIE), que será la suma de las superficies impermeables nuevas y reemplazadas totales, menos las superficies impermeables y nuevas no efectivas.

- Superficie permeable e impermeable fuente de contaminación (SPFC e SIFC, respectivamente).

Con esta información se podrán comprobar los umbrales definidos para la aplicación de las Medidas Mínimas definidas en el Capítulo 5.

Una vez definidas las ADD, y caracterizada hidrológicamente la zona de actuación, se podrá calcular el volumen necesario de las técnicas SuDS en base a las MM, así como determinar la ubicación más adecuada para la tipología de SuDS seleccionada.

En obras de ampliación o renovación de firmes, en algunas ocasiones no es factible por condicionantes físicos tratar las ADD de nueva ejecución o renovación en las obras de control hidráulico. En estas situaciones, se pueden plantear las siguientes soluciones:

1. Gestionar una cantidad de área equivalente. En esta situación el área renovada o nueva no se puede aislar de las superficies existentes, por lo que no puede tratarse de manera aislada. En este caso, se puede optar por tratar una superficie equivalente, como se muestra en la figura 6-3.

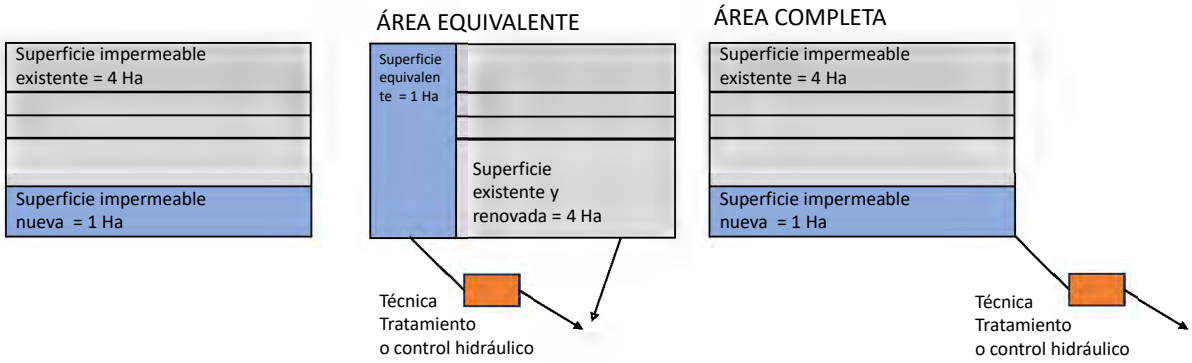


Figura 6-3. Opciones de tratamiento para superficies impermeables nuevas o renovadas que coexisten con actuaciones previas

2. Gestionar toda la superficie (la existente y la nueva), aunque realizando el diseño de la estructura de control para el ADD de nueva ejecución y renovación. En el diseño se considera que, (1) los volúmenes de atenuación se calcularán para el área nueva o renovada, y (2) los caudales de evacuación de la estructura deberán adaptarse a los caudales que genera toda la superficie para evitar riesgo de inundaciones.

Para la selección de la técnica SuDS más adecuada se podrá emplear la HSST presentada en el Capítulo 10.

6.3 MÉTODOS DE ANÁLISIS HIDROLÓGICO

Los métodos de análisis para el control hidrológico están encaminados a conservar la hidrología del régimen natural, que se ve alterado por el aumento de las superficies impermeables consecuencia de las actuaciones viarias. Para el control de la cantidad de las aguas pluviales se actúa con un enfoque doble consistente en:

1. Controlar los caudales máximos generados desde la calzada.

2. Controlar el volumen de escorrentía producida y la frecuencia con la que se producen las descargas.

Estos objetivos se alcanzarán en base al cumplimiento de la MM6 (ver Capítulo 5) que requerirán el conocimiento de la hidrología en EN, la correspondiente al EU, así como la estimación de la detracción y el cálculo de los volúmenes de atenuación necesarios.

6.3.1. Hidrología en Estado Natural o Preexistente

6.3.1.1 Estimación de Caudales

La hidrología en EN se determinará a partir de las ADD contempladas en la actuación. El análisis hidrológico se puede realizar en base a las consideraciones incluidas en la Norma 5.2-IC de la Instrucción de Carreteras: Drenaje Superficial (2018) así como en la Guía Metodológica para el Desarrollo del Sistema Nacional de Cartografía de Zonas Inundables (2011).

Los variables fundamentales que se deben determinar para caracterizar el régimen natural de caudales siguiendo la Norma 5.2-IC son las siguientes:

a) Caudal de la Máxima Crecida Ordinaria, que se corresponde con el periodo de retorno de 2,5 años asociado a una duración de 6 h, que se correlaciona con el caudal medio instantáneo de la serie histórica de caudales diarios en el régimen natural según el análisis realizado en el Capítulo 4.

b) Caudal máximo para el periodo de retorno de 25 años, asociado al tiempo de concentración de la cuenca de contribución.

La elección de estos caudales se justifica en el Capítulo 4, a partir del análisis de series históricas de precipitación en Bizkaia y de diferentes estándares de control del caudal cuyo objetivo es conservar el régimen en EN.

El caudal de T=2,5 años-6h y T=25 años-tc serán los caudales habituales por determinar en cualquier estudio hidrológico en el ámbito de este manual siguiendo la Norma 5.2-IC. Cuando se esté descargando a un ARPSI o se puedan producir daños significativos a bienes o personas se valorará la conservación del caudal punta en EN para el periodo de retorno de T=100 años (ver apartado 6.9).

Para la estimación de los caudales máximos se podrán emplear los siguientes métodos:

1. La Herramienta de Soporte Hidrológico - HSH (ver Anexo 1), que se basa en la aplicación del Método Racional recogido en la 5.2-IC. Para determinar los caudales punta se calculará el caudal para una duración de 6 horas, cuando se estime el caudal asociado a la MCO (2,5 años-6h), y el tiempo de concentración asociado a la superficie de actuación, cuando se estime el caudal asociado a los periodos de retorno de 25 y 100 años respectivamente. A la hora de aplicar la HSH se tendrán en cuenta las siguientes consideraciones:

   - Para la determinación de las precipitaciones máximas diarias asociadas a diferentes periodos de retorno se emplearán los procedimientos indicados en la 5.2-IC. De manera simplificada, se podrán emplear los valores de Precipitación extraídos del manual del CEDEX "Máximas lluvias diarias en la España Peninsular" (Ministerio de Fomento, 1999).

     En la tabla 6-1 se recogen a modo de ejemplo los valores de la precipitación media máxima diaria (P_0, extraída del Plano 3.1 del Manual de "Máximas lluvias diarias en la España Peninsular") así como las precipitaciones máximas diarias (P_d) para los periodos de retorno de 2,5, 25 y 100 años calculadas con el procedimiento del manual del CEDEX para las estaciones de Derio y Durango. En ambos casos se ha seleccionado un CV (coeficiente de variación) igual a 0.38. Los coeficientes de amplificación KT para este CV son de 0.997, 1.793 y 2.327, para los periodos de retorno de 2,5, 25 y 100 años. En el Anexo 2 se recogen la tabla completa de coeficientes de amplificación para el rango de CV.

     Dentro de Bizkaia se diferencian dos regiones climáticas: la vertiente cantábrica (Zona 1), que reúne todas las cuencas que drenan hacia al mar Cantábrico y la vertiente mediterránea o Sur (Zona 2), que incluye la cabecera del Nervión. La estación meteorológica de Derio es representativa de la Zona 1, mientras que la de Llodio de la Zona 2. Asimismo, se incluye Durango como zona más oriental que presenta una mayor frecuencia e intensidad de tormentas en la Zona 1.

     Desde el punto de vista climático, la vertiente cantábrica pertenece al dominio atlántico, caracterizado por unas temperaturas moderadas y unas precipitaciones abundantes a lo largo de todo el año. Los episodios de lluvias intensas suelen estar asociados a frentes procedentes del mar o a fenómenos convectivos locales. La vertiente mediterránea presenta un régimen de precipitaciones con valores medios anuales más bajos y una mayor estacionalidad.

Tabla 6-1. Precipitaciones máximas diarias para diferentes periodos de retorno en las estaciones de Derio y Durango calculados empleando el procedimiento del "Manual de Máximas lluvias diarias en la España Peninsular"

Precipitación	Derio	Durango
P_0 - Precipitación media máxima diaria (mm) (Plano 3.1, Ministerio de Fomento, 1999)	65	68
Coeficiente de Variación CV (Plano 3.1, Ministerio de Fomento, 1999)	0,38	0,38
Precipitación máxima diaria T=2,5 años (mm): $P_d=P_0 \cdot KT$(T=2,5 años)	64,80	67,80
Precipitación máxima diaria T=2,5 años (mm): $P_d=P_0 \cdot KT$(T=25 años)	116,54	121,92
Precipitación máxima diaria T=2,5 años (mm): $P_d=P_0 \cdot KT$(T=100 años)	151,25	158,24

- Para la determinación de los coeficientes de escorrentía se emplearán los umbrales de escorrentía ponderados a los distintos usos del suelo, sin aplicar el coeficiente corrector del umbral de escorrentía (apartado 2.2.3.4 de la Instrucción 5.2).

  A modo de ejemplo, se presenta a continuación el cálculo del coeficiente de escorrentía para una actuación situada en el entorno de la estación pluviométrica de Derio. Según la 5.2 IC, el coeficiente de escorrentía se debe calcular empleando la siguiente expresión:

$$si\ P_d \cdot K_A > P_0 \qquad C = \frac{\left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_0} - 1\right)\left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_0} + 23\right)}{\left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_0} + 11\right)} \qquad \textit{(Ec. 6-1)}$$

$$si\ P_d \cdot K_A \leq P_0 \qquad 0$$

Donde:

P_d = precipitación máxima diaria asociada a un periodo de retorno (mm)
K_A= coeficiente corrector de área, que toma un valor de cero para superficies inferiores a 1 Km^2 (-)
P_o = umbral de escorrentía (mm), los valores aparecen codificados en la tabla 2.3 del epígrafe 2.2.2.3 de la 5.2 IC y también en el Anexo 2. Es importante volver a remarcar que para el cálculo de los caudales del EN se emplearán directamente los valores del valor inicial del umbral de escorrentía sin corregir (directamente de la tabla).

Asumiendo un umbral de escorrentía de 25 mm (valor típico para zonas de praderas con suelos con características hidrológicas tipo C) y las precipitaciones de diseño calculadas en la tabla 6-1, se pueden determinar los coeficientes de escorrentía recogidos en la tabla 6-2.

Cuando concurran varios usos de suelo en la misma zona de actuación se determinará un valor de umbral inicial de escorrentía promedio ponderado al área de cada uno de los usos de suelo definidos en la zona.

Tabla 6-2. Cálculo del coeficiente de escorrentía para una actuación tipo en la zona de Derio para un uso de suelo con un umbral de escorrentía de 25 mm

T (años)	Pd (mm)	C (mm)
2,5	64,81	0,22
25	116,55	0,41
100	151,26	0,50

- Para la determinación del tiempo de concentración se atendará a lo recogido en el apartado 2.2.2,5 de la Instrucción de Carreteras, prestando especial atención a la longitud del recorrido de flujo difuso sobre el terreno, ya que este modo de flujo suele ser importante en el EN.

  Continuado con el ejemplo anterior, se presenta ahora el cálculo del tiempo de concentración de una actuación que tiene un área de 8400 m², con una longitud aproximada de 300 m y un ancho de 28 m, siendo la pendiente media del terreno natural del 3% en la dirección del ancho de esta. El tiempo de concentración se debe calcular con la expresión de Témez:

$$t_c = L_c^{0.76} \cdot J_c^{-0.19} \qquad \textit{(Ec. 6-2)}$$

  Donde:

  t_c = tiempo de concentración (horas)
  L_c = longitud del cauce principal (km)
  J_c = pendiente media del cauce (-)

  Considerando que la longitud del flujo es de 28 m, ya que la pendiente media del terreno es esta dirección, el tiempo de concentración es de 0,13 horas. Cuando el tiempo de concentración con esta expresión es inferior a 0,25 horas, como en este ejemplo, el tiempo de concentración se debe calcular a partir de la ecuación de flujo difuso:

$$t_{dif} = 2 \cdot L_{dif}^{0.408} \cdot n_{dif}^{0.312} \cdot J_{dif}^{-0.209} \qquad \textit{(Ec. 6- 3)}$$

  Donde:

  t_{dif} = tiempo de recorrido de flujo difuso (min)
  L_{dif} = longitud de recorrido de flujo difuso (m)
  n_{dif} = coeficiente de Manning para flujo difuso (ver tabla 6-3 o tabla 2.1 de la 5.2 IC) (-)
  J_{dif} = pendiente media (-)

  Asumiendo que el terreno no está revestido y la vegetación es media se tiene que n_{dif} = 0,320, el valor de L_{dif} será de 28 m y de J_{dif} será de 0,03, por lo que el t_{dif} es de 13,36 minutos. De acorde a la tabla 2.2 de la 5.2 IC, el tiempo de concentración para flujo difuso tendrá siempre un valor mínimo de 5 minutos. Para la estimación del tiempo de concentración en el EN no será de aplicación el límite máximo de tiempo de concentración de flujo difuso de 40 minutos.

Tabla 6-3. Valores del coeficiente de Manning para flujo difuso

Cobertura del terreno		n_{dif} (-)
Pavimentado o revestido		0,015
No pavimentado ni revestido	Sin vegetación	0,050
	Con vegetación escasa	0,120
	Con vegetación media	0,320
	Con vegetación densa	1,000

Como alternativa al empleo de la HSH, se podrá aplicar el procedimiento de la Instrucción 5.2 siempre y cuando los cálculos queden suficientemente detallados en el proyecto.

2. A través del empleo de modelos de simulación numérica. Se desarrollará un modelo para el EN y otro para la solución propuesta del EU. Como referencia se podrá aplicar el modelo abierto Storm Water Management Model (ver apartado 6.10).

   Para la estimación de los caudales máximos asociados a las lluvias diarias se podrán emplear series continuas de precipitación con frecuencia al menos diez-minutal y estimar los caudales máximos diarios, seleccionando el caudal no superado el 60% de todos los días de la serie histórica.

   Para la estimación del caudal máximo diario asociado al periodo de retorno de 25 y 100 años se emplearán hietogramas sintéticos aislados de precipitación de 6 horas de duración. Los registros pluviométricos están disponibles de manera gratuita en la web de la Agencia Vasca de Meteorología (https://www.euskalmet.euskadi.eus/). Los hietogramas sintéticos se determinarán con el método de los bloques alternados, con bloques de 5 minutos de duración. Los dos bloques de precipitación máxima se promediarán para evitar la generación de puntas artificiales de caudal. En el Anexo 3 se presenta un ejemplo de cálculo de los hietogramas sintéticos para la estación de Derio.

6.3.1.2 Volúmenes de Escorrentía

Para determinar los volúmenes de escorrentía en EN se usará el volumen de escorrentía asociado a la detracción para lluvias recurrentes y el volumen para la avenida asociada a la MCO.

El volumen de detracción mínimo será de 5 mm, llegando hasta el VCA para la descarga a zonas protegidas (apartado 6.3.3).

Para la estimación del volumen de escorrentía asociado a la lluvia diaria de periodo de retorno 2,5 años se podrán emplear el método recogido en la Herramienta de Soporte Hidrológico (ver Anexo 1) o métodos de modelización numérica.

Para estimar el volumen de escorrentía con el método simplificado se calculará la altura de precipitación diaria asociada al periodo de retorno y esta se multiplicará por la superficie de la ADD. Para estimar dicha superficie se empleará el coeficiente de escorrentía ponderando el umbral de escorrentía sin corregir para los distintos usos del suelo y el periodo de retorno de cálculo.

Recogiendo los datos del ejemplo presentado en el apartado anterior, en la tabla 6-2 se indicaba un valor de P_d(T=2,5 años) de 64.80 mm y un valor de C = 0.22. Considerando una superficie de 8.400 m² (0.84 ha) el volumen de escorrentía se puede estimar con la siguiente expresión que considera las conversiones de unidades. En la expresión se han detraído 5 mm de la precipitación total para considerar estas pérdidas. Este valor puede incrementarse de acorde a lo establecido en el apartado 6.4.1.1).

$$VT2{,}5años(m^3) = (64{,}8 - 5)\frac{L}{m^2}\cdot\frac{1}{1000}\frac{m^3}{L}10000\cdot\frac{m^2}{ha}\cdot 0{,}84\ ha\cdot 0{,}22$$
$$= 59{,}8\ mm\cdot 10\cdot 0{,}84\ ha\cdot 0{,}22 = 110{,}51\ m^3 \qquad \textit{(Ec. 6- 4)}$$

Para estimar el volumen asociado al periodo de retorno de 2,5 años en el EN empleando la modelización hidrológica, se empleará un hietograma sintético de 24 horas de duración (ver Anexo 3). En este caso, la detracción inicial queda incorporada automáticamente en el cálculo al definir la cuenca hidrológica en el modelo.

6.3.2. Hidrología en Estado Urbanizado

6.3.2.1. Estimación de Caudales

Para la determinación de las variables representativas del EU se emplearán en general los mismos criterios y procedimientos desarrollados en el apartado anterior para el EN, aunque hay algunas diferencias que se señalan a continuación.

Los variables que se deben determinar para caracterizar el régimen urbanizado de caudales siguiendo la Norma 5.2-IC son las siguientes:

c) Caudal máximo para el periodo de retorno de 25 años, asociado al tiempo de concentración de la cuenca de contribución.

d) Cuando se esté descargando a un ARPSI o se puedan producir daños significativos a bienes o personas se valorará la conservación del caudal punta en EN para el periodo de retorno de T=100 años para el tiempo de concentración de la cuenca de contribución (ver apartado 6.9).

Estos caudales se determinarán para dimensionar los órganos de desagüe y alivio de las técnicas, así como para analizar la capacidad hidráulica de la red de pluviales. Para la estimación de los caudales máximos se podrán emplear los siguientes métodos:

1. La HSH (ver Anexo 1) se basa en la aplicación del Método Racional recogido en la Instrucción de Carreteras. Para determinar los caudales punta de 25 y 100 años se empleará el tiempo de concentración asociado a la superficie de actuación. A la hora de aplicar esta herramienta de cálculo se tendrán en cuenta las siguientes consideraciones:

   - Para la determinación de las precipitaciones máximas diarias asociadas a diferentes periodos de retorno se emplearán los procedimientos indicados en la Instrucción de Carreteras. De manera simplificada, se podrán emplear los valores de Precipitación extraídos del manual del CEDEX "Máximas lluvias

diarias en la España Peninsular" (Ministerio de Fomento, 1999). En la tabla 6-1 se presenta un ejemplo de cálculo.

- Para la determinación de los coeficientes de escorrentía se emplearán los umbrales de escorrentía ponderados a los distintos usos del suelo. En el cálculo de las condiciones de estando urbanizado se aplicará el coeficiente corrector del umbral de escorrentía (apartado 2.2.3.4 de la Instrucción 5.2).

  Tomando como datos de partida el ejemplo presentado en el apartado 6.3.1.1, para estimar el coeficiente de escorrentía de la zona urbanizada se considerará que de los 8.400 m^2 de superficie total de la actuación, 6.900 m^2 son superficies impermeables de pavimento, y el resto se consideran superficies externas. En este caso, y siguiendo el procedimiento de la 5.2 IC, se calculará el valor del umbral de escorrentía con la siguiente expresión:

$$P_0 = P_o^i \cdot \beta \qquad \textit{(Ec. 6-5)}$$

Donde:

P_0 = umbral de escorrentía (mm)
P_o^i = valor del umbral inicial de escorrentía (ver Anexo 6.3 o epígrafe 2.2.3.3 de la 5.2 IC), (mm)
β= coeficiente corrector del umbral de escorrentía que se calcula con la siguiente expresión (epígrafe 2.2.3.4 de la 5.2 IC):

$$\beta = \beta_m \cdot F_T \qquad \textit{(Ec. 6-6)}$$

Donde:

β_m= valor medio del coeficiente corrector, que para Bizkaia vale 0.6
F_T = factor función del periodo de retorno, que para Bizkaia vale 0.74, 0.90 y 1.34 para los periodos de retorno de 2,5, 25 y 100 años respectivamente

Tabla 6-4. Cálculo del coeficiente de escorrentía para una actuación tipo en la zona de Derio para un uso de suelo con un umbral inicial de escorrentía de 4.4 mm

T (años)	Pd (mm)	P_0 (mm)	C (mm)
2,5	64,81	1,95	0,93
25	116,55	2,37	0,96
100	151,26	3,53	0,95

Para determinar el valor inicial del umbral de escorrentía, se considera la media ponderada a la superficie de los dos usos presentes: zonas pavimentadas y zonas externas del vial. Suponiendo unos valores iniciales de P_0^i de 1 mm y 20 mm, el valor ponderado obtenido es de 4,4 mm. Aplicando el factor corrector de la ecuación 6-6 se puede determinar el valor de P_0 para cada periodo de retorno. A partir del umbral de escorrentía corregido y la aplicación la ecuación 6-1 se puede determinar el coeficiente de escorrentía. La tabla 6-4 recoge los resultados de estos cálculos.

- Para la determinación del tiempo de concentración se atendará a lo recogido en el apartado 2.2.2.5 de la Instrucción de Carreteras, considerando el tiempo de concentración asociado al flujo canalizado a través de cunetas u otros elementos de drenaje, y también el tiempo de concentración asociado al flujo difuso sobre el terreno. Se debe prestar especial atención a la determinación geométrica de la variable longitud del flujo difuso para el cálculo del tiempo de concentración porque suele ser diferente a la empleada en EN. Así, para el EU se debe tomar como pendiente la correspondiente a la línea de máxima pendiente de la cuenca (Ec. 6-7):

$$J \leq (p^2 + i^2)^{0.5} \qquad \textit{(Ec. 6-7)}$$

Donde:

J = línea de máxima pendiente (%)
p = pendiente transversal del peralte (%)
i = inclinación longitudinal de la rasante (%)

Para el cálculo completo del tiempo de tránsito por las conducciones y cunetas se debería desarrollar un procedimiento iterativo ya que el caudal de circulación es función del tiempo de concentración total. Sin embargo, es habitual asumir que el tiempo de tránsito es nulo ya que se simplifican los cálculos y el caudal obtenido está del lado de la seguridad.

Como alternativa al empleo de la HSH, se podrá aplicar el procedimiento de la Instrucción 5.2 siempre y cuando los cálculos queden suficientemente detallados en el proyecto.

2. A través del empleo de modelos de simulación numérica. Se desarrollará un modelo para el EN y otro para la solución propuesta del EU (ver apartado 6.10).

   Para la estimación de los caudales máximos asociados a las lluvias diarias, se podrán emplear series continuas de precipitación con frecuencia al menos diez-minutal y estimar los periodos de retornos de los caudales máximos. Si se dispone de una serie larga de precipitaciones (por ejemplo 20 años), se puede aplicar la metodología que se aplica a las series de precipitaciones máximas diarias, pero a los caudales máximos diarios (ver por ejemplo Nanía y Gómez, 2010). El modelo SWMM (y también otros), permite determinar los caudales o precipitaciones máximas asociadas a distintos periodos de retorno. Sin embargo, es recomendable que además de las simulaciones anuales se ejecuten las correspondientes simulaciones con las lluvias sintéticas de 6 horas de duración para los periodos de retorno de cálculo de 25 y 100 años.

   Como se ha indicado en el apartado 6.2.1.1. en la página la web de la Agencia Vasca de Meteorología (https://www.euskalmet.euskadi.eus/) se pueden descargar los registros históricos de precipitación. Para la elaboración de los hietogramas sintéticos se seguirá lo comentado en el apartado 6.2.1.1.

6.3.2.2. Estimación de Volúmenes

En el EU no es necesario estimar los volúmenes vinculados a los aguaceros de los periodos de retorno de diseño, ya que el objetivo de la MM6 sobre el control hidráulico está ligado al control y conservación, hasta cierto grado, de los volúmenes de escorrentía asociados al EN.

La determinación del volumen de atenuación necesario para conservar la hidrología en el EN se presenta en el siguiente apartado y se incluye en la HSH. Esta herramienta permite estimar los volúmenes y caudales con un método simplificado basado en la aplicación del Método Racional Modificado (Chow *et al.*, 1994). La HSH permite determinar los parámetros hidrológicos del proyecto con una información básica de partida.

6.4 CRITERIOS DE DISEÑO PARA LAS TECNICAS SuDS

Las siguientes directrices de diseño se aplican principalmente al diseño de técnicas SuDS para control hidráulico conforme a la MM6. El objetivo de esta MM es conservar el régimen hidrológico natural o preexistente. El procedimiento que se debe seguir se expone en la figura 6-4.

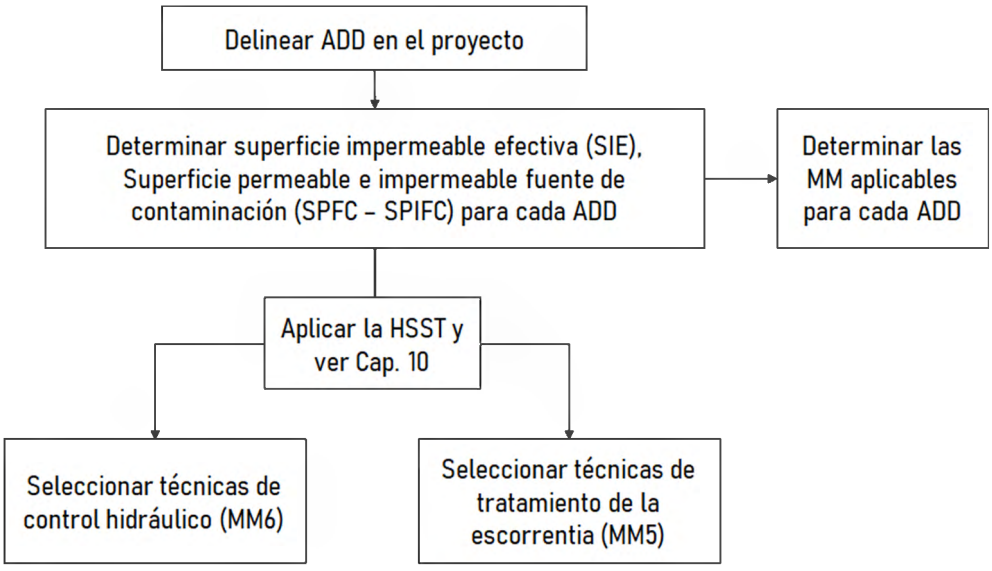


Figura 6-4. Flujograma para el análisis hidrológico

La escorrentía interna es la asociada a la cuenca secundaria y entre las aristas de explanación del dominio público. La escorrentía externa se refiere a la proveniente de cuencas exteriores al dominio público pero que conforman cuencas principales dentro de los límites del proyecto según la definición del epígrafe 1.4 de la norma 5.2 IC.

Para minimizar las dimensiones de las técnicas SuDS, y enfocar las medidas correctoras y esfuerzos en la gestión de la escorrentía más problemática, no se permite, o se limita al máximo nivel posible, que los flujos de escorrentía externa entren en las técnicas SuDS.

6.4.1 Criterios para Técnicas de Control Hidráulico

En la figura 6-5 se presenta el procedimiento que se debe aplicar en las Técnicas de Control Hidráulico y que consta de las siguientes etapas:

1) Determinación de los caudales y volúmenes de escorrentía de la ADD, ya sea con métodos simplificados o de simulación siguiendo los procedimientos indicados en la sección 6.3.2.

2) Determinar las pérdidas por detracción, como se indica en el epígrafe 6.4.1.1.

3) Analizar la viabilidad de aplicar técnicas de dispersión y de infiltración. Estas técnicas serán viables sí es posible conservar el volumen de escorrentía del EN para la MCO a través de la infiltración o si el caudal de escorrentía máximo para el periodo de retorno de 25 años en el EU, no supera el del EN en estas técnicas. El proceso de cálculo se establece en el epígrafe 6.4.1.2 y 6.4.1.3.

4) Si no es viable aplicar técnicas de dispersión o infiltración, se deben aplicar técnicas de detención y retención. Para determinar los caudales y volúmenes de las técnicas de detención y retención se aplicará lo indicado en el epígrafe 6.4.1.3.

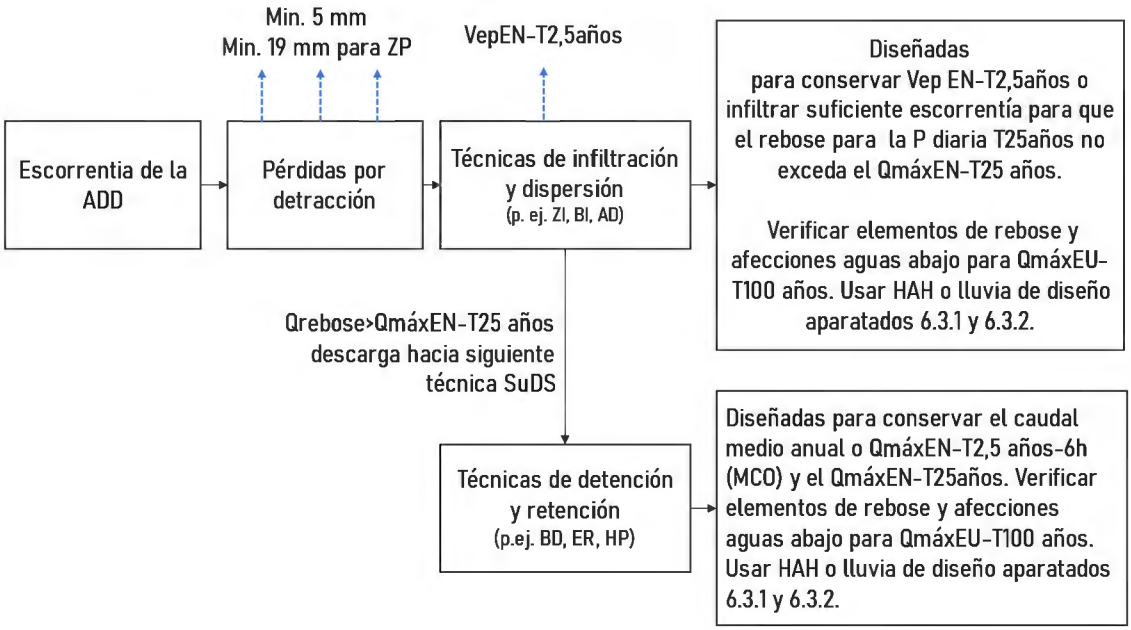


Figura 6-5. Flujograma para el diseño de técnicas de control hidráulico

6.4.1.1 Cálculo y Criterios para la Detracción

En superficies impermeables es habitual que precipitaciones superiores a 1 mm generen escorrentía. Sin embargo, en cuencas naturales, el umbral de escorrentía se establece en precipitaciones superiores a los 5 mm de manera habitual. Como se refleja en la tabla 6-5, En Bizkaia, aproximadamente el 50% de las precipitaciones diarias tienen una altura de precipitación inferior a los 5 mm, por lo que, tras la

urbanización de las zonas de actuación, tanto el volumen como la frecuencia de los eventos de escorrentía aumentará. Por este motivo es necesario controlar el volumen de escorrentía generada tras el desarrollo de los proyectos de las nuevas calzadas para las precipitaciones recurrentes. Mediante la detracción mínima exigida se consiguen dos objetivos:

- Las características hidrológicas del emplazamiento reflejarán más fielmente el comportamiento de la escorrentía de las zonas verdes preexistentes (donde la escorrentía no se producirá para la mayoría de las precipitaciones pequeñas recurrentes), lo que contribuirá a proteger la morfología y ecología de la masa de agua superficial que recibe las descargas.

- La masa de carga contaminante emitida a la masa de agua superficial que podría estar potencialmente asociada al volumen total de escorrentía para todos esos pequeños eventos se retendrá *in situ*, no se concentrará y se someterá a procesos naturales que faciliten su degradación.

Tabla 6-5. Distribución de las precipitaciones diarias superiores 1 mm en varias estaciones pluviométricas de Bizkaia

Estación	Periodo de análisis	Días al año P ≥ 1 mm	P anual (mm)	% P ≤ 5 mm	% P ≥ 10 mm	% P ≥ 20 mm
Arteaga	2011-2022	128,3	1.195	48%	31%	10%
Balmaseda	2010-2022	109,6	1.059	47%	31%	13%
Derio	2004-2021	144,8	1.203	58%	23%	8%
Durango	2004-2021	162,9	1.219	60%	24%	9%
Punta Galea	2009-2022	101,2	772,8	52%	24%	6.5%

La detracción se define como la suma de la detención superficial y la interceptación por la vegetación de al menos los primeros 5 mm de precipitación. Será deseable alcanzar un valor de 19 mm (que se corresponde aproximadamente con el volumen de precipitación diaria del percentil del 90% o VCA), especialmente en proyectos que descarguen sus escorrentías a zonas protegidas.

La detracción puede lograrse mediante los componentes del ciclo hidrológico natural que reducen el volumen de escorrentía superficial, la evaporación y evapotranspiración, así como la percolación e infiltración del agua en el subsuelo.

Para ello es necesario promover el uso de técnicas SuDS en el proyecto, siguiendo el esquema de priorización de gestión de las descargas de escorrentía presentado en el Capítulo 4 (figura 4-9). Los procesos que proveen la detracción son los de los primeros 3 niveles:

- Dispersión natural

- Dispersión técnica, infiltración y evapotranspiración

- Descarga a aguas superficiales mediante técnicas vegetadas

Como la detracción no puede garantizarse para cada evento de lluvia, porque depende de aspectos como la humedad antecedente del suelo o la estacionalidad, el diseño para el control de la detracción se podrá realizar con un procedimiento simplificado como el que se enuncia a continuación.

También se podrán aplicar métodos de simulación continua con series de precipitaciones y otras variables hidrológicas como temperatura o evaporación. En la tabla 6-6 se recogen a modo de referencia los valores climatológicos mensuales promedio para Bizkaia extraídos de varias estaciones meteorológicas del AEMET.

Tabla 6-6. Datos climatológicos mensuales de Bizkaia

Mes	Temperatura media (ºC)	Temperatura media de las mínimas absolutas (ºC)	Precipitación acumulada (mm)	ETP (mm)
Enero	7,4	-3,0	142,7	20,2
Febrero	8,1	-2,3	128,2	22,8
Marzo	9,3	-1,5	126,3	34,4
Abril	10,7	0,5	149,1	45,0
Mayo	13,8	3,1	103,2	71,7
Junio	16,7	6,0	74,5	93,1
Julio	19,2	9,0	54,3	114,1
Agosto	19,4	9,1	81,8	106,8
Septiembre	17,7	6,8	88,6	82,5
Octubre	14,7	3,7	125,6	58,6
Noviembre	10,7	-0,3	154,1	32,8
Diciembre	8,2	-2,1	149,1	22,1
Anual	**13,0**	**-4,6**	**1.376,3**	**703,9**

Valores promedio de las estaciones de Ermua, Etxebarria, Arrazua, Maruri, Orozko, Basauri, Abadiño, Durango, Arantzazu, Balmaseda, Gordexola, Derio, Sondika y Artznetales.

De manera simplificada, se podrá comprobar la eficacia de una técnica para la detracción con los siguientes procedimientos:

- **Técnicas para el aprovechamiento de pluviales.** Las técnicas diseñadas para el aprovechamiento de aguas pluviales proporcionan una detracción efectiva de la escorrentía de las áreas de contribución.

- **Técnicas diseñadas para la infiltración.** Cuando las técnicas SuDS cumpla con la tasa mínima de infiltración para control hidráulico de 5 mm/h se asume que la detracción cumple con los requerimientos.

- **Control de la detracción a través de la evapotranspiración.** Asumiendo una distribución lineal de la precipitación total anual de 1.375 mm, y considerando que el 30% de todo este volumen se genera con precipitaciones recurrentes inferiores a 5 mm de altura de precipitación, la contribución efectiva mensual de 1 m² de superficie impermeable se puede estimar como procede:

$$30\ días \cdot \frac{1375\ mm}{365\ días} \cdot 30\% \ = \ 34\ mm\ de\ escorrentía\ efectiva$$

Asumiendo una tasa de evaporación típica de 3,5 mm/día para un mes de verano en Bizkaia, la capacidad de evaporación (sin infiltración) de 1 m² de superficie vegetal se establece en:

$$30\ días \cdot \frac{3{,}5\ mm}{día} = \ 105\ mm$$

Entonces, el área teórica de superficie impermeable que 1 m² de superficie vegetada puede detraer es de 105/34= 3 m².

La eficacia de la superficie vegetada será menor si la capacidad media de evapotranspiración es menor. En periodos húmedos (ya sea a mediados de verano o en otras épocas), el cumplimiento del criterio de la detracción mínima será inferior al 100%.

Cuando el método se aplique a técnicas SuDS con pendientes laterales (p. ej., zanjas vegetadas), deberá tenerse en cuenta un margen extra de evaporación en estas zonas. En una cuneta vegetada de 1 m de ancho, el perímetro mojado se puede extender de 1 a 2 m, incrementando de esta manera el área susceptible de detraer escorrentía.

Debe tenerse en cuenta la variabilidad de las precipitaciones, por lo que se sugiere proveer un almacenamiento temporal de 50 mm de escorrentía en el sustrato bajo la superficie vegetada. Suponiendo un porcentaje de huecos del 20%, la profundidad de suelo disponible necesaria es de 250 mm, ya que a profundidades mayores es más difícil que el agua se pierda por evapotranspiración.

- **Técnicas vegetadas no diseñadas específicamente para la infiltración.** A menos que la técnica este impermeabilizada en su base, normalmente se infiltrarán pequeñas cantidades de escorrentía. Un suelo con una tasa de infiltración 1 mm/h (que es una tasa marginal y no se consideraría para el diseño específico de la infiltración) permite la infiltración de aproximadamente 260 mm al mes.

Cuando esta tasa de infiltración se combina con la tasa de evapotranspiración en verano (ver en líneas precedentes), esto equivale a una altura de unos 365 mm, que, si se compara con la altura de escorrentía efectiva de 56 mm al mes, significa que el sistema puede proporcionar interceptación para un área contribuyente de alrededor de 6,5 veces la superficie vegetada. En cuanto a la evapotranspiración, hay que tener en cuenta la superficie húmeda real en la que se podría considerar que se produce la infiltración para pequeños eventos en suelos no saturados, siempre que el diseño de la técnica SuDS favorezca la dispersión de la escorrentía en toda la superficie antes de su descarga.

El uso de enmiendas del suelo en FFVM paralelas a la calzada permitirá conseguir factores muy superiores a 1:25 almacenando de manera temporal el agua en suelos modificados bien preparados de 30 cm de espesor. De este modo, se pueden maximizar la detracción de escorrentía empleando la capacidad marginal de infiltración del suelo, aunque para ello es fundamental realizar ensayos *in situ* de infiltración (ver Capítulo 7).

Cuando se utilice la infiltración marginal para maximizar la detracción, deberán aplicarse los criterios sobre la gestión de riesgos ambientales recogidos en el Capítulo 9 para evitar la contaminación de las aguas subterráneas.

En la tabla 6-7 se presenta un resumen de los principales mecanismos que incorporan las técnicas SuDS descritas en este Manual para asegurar la detracción de los primeros 5 mm de precipitación y la no producción de escorrentía para lluvias recurrentes.

Tabla 6-7. Mecanismos de las diferentes técnicas incluidas en el Manual para proveer la detracción

TÉCNICA	VARIANTE	DETRACCIÓN	
		VALOR	Criterios para asegurar la detracción de 5 mm de precipitación para el 80% de los episodios de lluvia en verano y el 50% de los episodios de lluvia en invierno
Franja filtrante (FF)	FFV	5 mm	- La pendiente longitudinal de la franja filtrante no deberá exceder el 5% si el terreno subyacente no cumple los criterios para la infiltración. El área contribuyente, cuando la pendiente sea superior al 5%, no deberá exceder 6 veces el área de superficie vegetada de la franja filtrante que reciba escorrentía pluvial. - Si la pendiente es inferior al 5%, y se cumplen los criterios para la infiltración el área contribuyente, podrá ser hasta 25 veces mayor que el área de superficie vegetada de la franja filtrante. - Pendientes longitudinales superiores al 4% requerirán demostración de la intercepción mínima por parte del proyectista como se detalla en este apartado. - No estar impermeabilizadas en su base.
	FFVE	5 mm	
	FFVM	>5 mm	- Cumplen la detracción de 5 mm independiente de su geometría. - Se pueden alcanzar valores más elevados, pero para ello es necesario un diseño detallado basado en el uso de series continuas de precipitación y temperatura.

TÉCNICA	VARIANTE	DETRACCIÓN	
		VALOR	Criterios para asegurar la detracción de 5 mm de precipitación para el 80% de los episodios de lluvia en verano y el 50% de los episodios de lluvia en invierno
Cuneta vegetada (CV)	CVB	5 mm	- La pendiente longitudinal de la CV no deberá exceder el 2% si el terreno subyacente no cumple los criterios para la infiltración (ver Capítulo 7). El área contribuyente no deberá exceder 6 veces el área superficial de la CV. - Si la pendiente es inferior al 2% y se cumplen los criterios para la infiltración el área contribuyente podrá ser hasta 25 veces mayor que el área de superficie vegetada de la CV. - No estar impermeabilizadas en su base. - Las CVM pueden alcanzar valores más elevados de detracción empleando canales anchos y proveyendo almacenamiento temporal de lámina de agua. Valores mayores serán justificados mediante un diseño detallado que incluya preferiblemente modelos hidrológicos con series continuas de precipitación y ET.
	CVM	>5 mm	
	CVLAP	NO	- No permite detraer 5 mm de precipitación
Áreas Dispersión (AD)	Dispersión natural	>5 mm VCA	- Ver FF - Las AD consiguen la detracción por otras componentes del ciclo hidrológico, además de la ET. Las AD usan la infiltración como principal mecanismo de control hidráulico. La capacidad de infiltración al terreno deberá ser determinada por el proyectista.
	Dispersión técnica	>5 mm VCA	
Zanja de infiltración (ZI)	ZIT	>5 mm VCA	- Las ZI al no estar vegetadas no proveen procesos de ET y su proceso principal para cumplir la detracción es la infiltración. - El proyectista podrá justificar un mayor control de volumen de escorrentía mediante el procedimiento de diseño en aquellas alternativas con dren de fondo que infiltren, total o parcialmente, la escorrentía al subsuelo. - En la ZIT el volumen podría llegar a alcanzar el VCA y en las ZIP por definición no sería el caso.
	ZIP	>5 mm	
	ZD	NO	- No permite detraer 5 mm de precipitación

TÉCNICA	VARIANTE	DETRACCIÓN	
		VALOR	Criterios para asegurar la detracción de 5 mm de precipitación para el 80% de los episodios de lluvia en verano y el 50% de los episodios de lluvia en invierno
Zanja filtrante (ZF)	ZFFD	>5 mm	- Poseer la franja vegetada y medio filtrante provisto de una capa de compost de 8 cm superficial que retenga humedad y favorezca la evapotranspiración. El área contribuyente no deberá exceder 6 veces el área de superficie vegetada de la franja filtrante que reciba escorrentía pluvial. - La pendiente longitudinal no superará el 5%. Pendientes superiores al 4% requerirán demostración de la intercepción mínima por parte del proyectista como se indica en este apartado. - No estar impermeabilizadas en su base. - Las ZFFD pueden alcanzar valores más elevados de detracción, pero para ello es necesario un diseño detallado basado en el uso de series continuas de precipitación.
	ZFFL	5 mm	
Filtro de arena (FA)	FASP	< 5 mm	- La técnica puede contribuir a proveer detracción si se diseña con infiltración parcial en la cámara de filtración. El proyectista debe valorar si se alcanzan los 5 mm en 24 horas.
	FAST		
Zona Biorretención (ZB)	Infiltración total	>5 mm VCA	- Las ZB cumplen con los criterios de detracción si se diseñan conforme a las especificaciones de vegetación y medio filtrante del Capítulo 17. - El área contribuyente no deberá exceder 5 veces el área de superficie vegetada de la ZB. - Las variantes de ZB con infiltración total, dren de fondo elevado o almacenamiento interno pueden alcanzar valores más elevados de detracción, pero para ello es necesario un diseño detallado basado en el uso de series continuas de precipitación y temperatura. En las ZB con infiltración total se puede detraer el VCA ya que se diseñan con este objetivo
	Dren fondo base	5 mm	
	Dren fondo elevado	>5 mm	
	Almacena-miento agua interno	>5 mm	
	Impermea-bilizada	NO	- No permite detraer 5 mm de precipitación
Balsa de detención (BD)	BD	NO	- No permite detraer 5 mm de precipitación
Balsa de infiltración (BI)	BIT	>5 mm VCA	- Las BI cumplen con los criterios de detracción y generalmente permitirán detraer el VCA
	BIP		
Estanque de retención (ER)	ER	NO	- No permite detraer 5 mm de precipitación
	ERDP		

TÉCNICA	VARIANTE	DETRACCIÓN	
		VALOR	Criterios para asegurar la detracción de 5 mm de precipitación para el 80% de los episodios de lluvia en verano y el 50% de los episodios de lluvia en invierno
Humedales de aguas pluviales (AP)	HS	NO	- No permite detraer 5 mm de precipitación
	HSDP		
	SEHS		
Sistemas Patentados (SP)	Todas	NO	- No permite detraer 5 mm de precipitación
Aprovechamiento aguas pluviales (APP)	APP	>5 mm	- Cumplen la detracción de 5 mm independiente de su geometría siempre que el volumen de aprovechamiento permita almacenar la altura de precipitación y que la demanda y producción este equilibrada. - Se pueden alcanzar valores más elevados, pero para ello es necesario un diseño detallado basado en el uso de series continuas de precipitación.

6.4.1.2 Cálculo y Criterios para el Control Hidráulico

Cuando se diseñan técnicas de detención y retención para el control de caudales punta y volúmenes de escorrentía, el proyectista podrá emplear la Herramienta de Soporte Hidrológico (HSH). La HSH permite estimar los volúmenes necesarios para limitar el caudal pasante en EU a los valores y criterios fijados en la MM6. Los volúmenes de atenuación se diseñan para limitar el caudal descargado al valor previo existente en EN. Para ello la descarga se limita generalmente mediante distintos elementos de regulación integrados en una obra o estructura de salida, como se esquematiza en la figura 6-6. Además de limitar los caudales de salida, las técnicas SuDS deben asegurar el control de los volúmenes generados en el EN.

Para determinar el volumen de atenuación se puede emplear el análisis de los hidrogramas de entrada y salida de la técnica de retención empleando el Método Racional Modificado que puede considerar también la infiltración hacia el subsuelo a través de la base de la técnica. Este método se basa en asumir un hidrograma trapezoidal para el caudal de entrada caracterizado por el tiempo de concentración (que permite determinar la rama de ascenso y el caudal máximo) y una duración del evento de lluvia (superior al tiempo de concentración) como se representa en la figura 6-7.

La duración de la precipitación a considerar será la duración critica. La duración crítica para el periodo de retorno de cálculo será la que maximice el volumen de almacenamiento para dicho periodo de retorno. El volumen de almacenamiento viene definido por la diferencia entre el hidrograma de entrada y el hidrograma da salida, ambos trapezoidales.

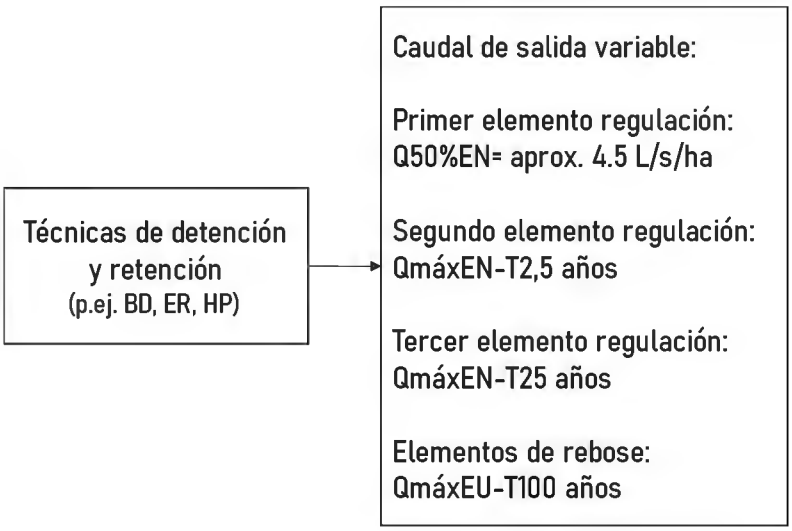


Figura 6-6. Elementos de regulación de caudales en técnicas de control hidráulico: retención y detención

El método racional requiere que la intensidad y duración del evento (t_d) se definan en base a la duración crítica, que genera el mayor volumen de atenuación para un determinado periodo de retorno, y requiere varias iteraciones de cálculo, como se incluye en la HSH.

Los caudales máximos, para diseñar elementos de disipación, reparto, rebose y transporte se determinan a partir del tc.

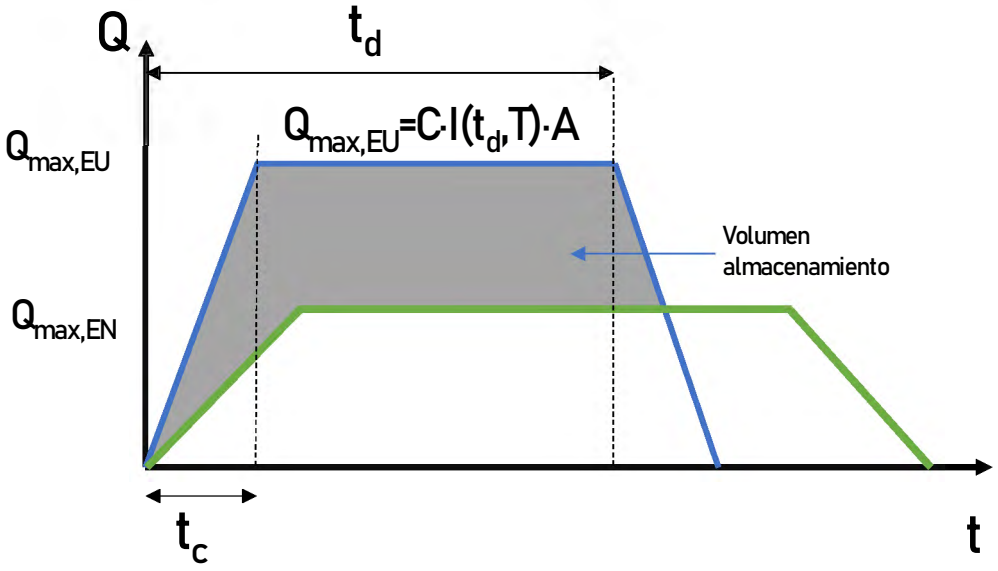


Figura 6-7. Esquema conceptual del Método Racional Modificado para la obtención de los volúmenes de atenuación

Para la conservación de caudales máximos en EN, se deben reproducir en las descargas los caudales máximos en EN asociados a los periodos de retorno de 2,5 y 25 años, estimados según los criterios definidos en el apartado 6.3.1. Para caracterizar el volumen de almacenamiento necesario para el control de caudales en técnicas SuDS se procederá como sigue:

a) El primer elemento de regulación limita el caudal al caudal medio instantáneo en el EN, que se corresponde con el periodo de retorno de 2,5 años asociado a una duración de 6 h, QmáxEN-T2,5años(6h). El valor de referencia para el caudal de este elemento de regulación es 4.5 L/s/ha (pudiendo variar entre 4 y 7 L/s/ha según el tipo de suelo). Esto permite realizar la detención prolongada y controlar los caudales recurrentes y sus frecuencias en el régimen natural.

b) El primer elemento de regulación limitará el caudal pasante especificado en el punto a). El volumen desaguado por ese elemento se determinará con los primeros 30 mm de precipitación T2,5años-24h aplicada sobre la ADD. Se deberán descontar las perdidas por detracción previas. Si se realiza la detracción completa del VCA previamente este paso puede obviarse y pasar al apartado d. En caso de técnicas con un volumen permanente de agua, ER o Humedal, el VCA se integra en el volumen permanente y tiene funciones distintas y destinadas al tratamiento por lo que no puede obviarse este paso.

c) El segundo elemento de regulación se establecerá para controlar los caudales punta asociados al periodo de retorno de 2,5 años en el EN, QmáxEN-T2,5 años con la Precipitación diaria asociada a ese mismo periodo de retorno.

d) El tercer elemento de regulación se establecerá para controlar los caudales punta asociados al periodo de retorno de 25 años en el EN, QmáxEN-T25 años con la Precipitación diaria asociada a ese mismo periodo de retorno.

e) Todos los volúmenes son incrementales y no aditivos.

f) Se dotará a la estructura de salida de un rebose para QmáxEU-T100años.

Cuando se esté descargando a un ARPSI o se puedan producir daños significativos a bienes o personas se valorará la conservación del caudal punta en EN para el periodo de retorno de T=100 años (ver apartado 6.9).

Como se ha comentado, la duración de la precipitación a considerar en el cálculo del volumen máximo de almacenamiento para el periodo de retorno T, en el punto de desagüe del SuDS de cada ADD, es la correspondiente a la duración crítica que genera la elevación máxima de la lámina de agua en la infraestructura de almacenamiento.

En el Anexo 4 se presenta a modo de ejemplo el cálculo de los volúmenes de referencia para la atenuación de caudales para una técnica de control hidráulico a través de la detención – retención.

El uso de modelos de simulación hidrológica simplifica el proceso de cálculo y se pueden determinar los volúmenes de atenuación empleando hidrogramas sintéticos de 24 horas de duración.

Cuando se diseñan técnicas para el control hidráulico mediante infiltración y dispersión, el proyectista también podrá emplear la HSH para calcular los volúmenes necesarios para limitar el caudal pasante a los valores y criterios fijados en las MM.

En este caso, no es necesario proporcionar un elemento de regulación para el volumen de la P diaria de T=2,5 años (MCO) ya que este es el volumen que debe ser infiltrado (ver apartado 6.3.1.2).

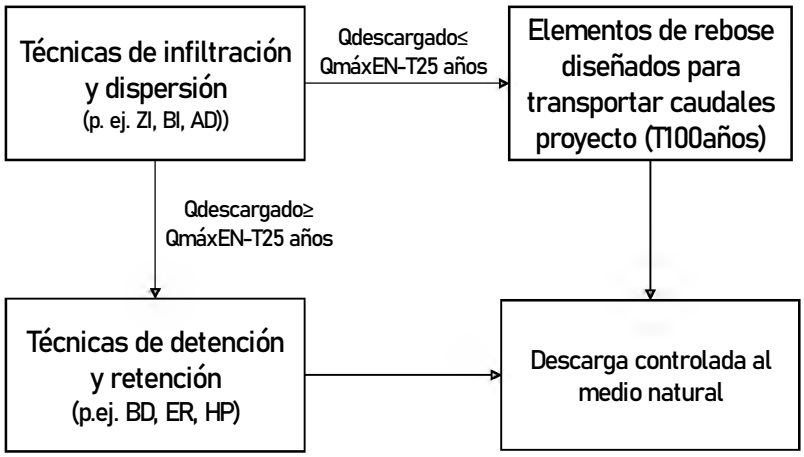


Figura 6-8. Proceso de diseño para técnicas de control hidráulico con funciones de infiltración y dispersión

Las técnicas de infiltración se diseñarán para infiltrar un volumen de escorrentía que permita que el rebose, para la Pdiara T=25 años en EU, no exceda el QmáxEN-T25 años. En caso de que el rebose supere este umbral se dirigirá hasta la siguiente técnica SuDS. Adicionalmente deberá comprobarse la capacidad hidráulica del rebose para transportar de forma segura el QmáxEU-T100 años, tal y como se presenta en la figura 6-8.

Los volúmenes de atenuación se diseñan para limitar el caudal descargado al valor previo existente en EN. Para ello la descarga se limita generalmente mediante distintos elementos u órganos de desagüe integrados en una obra o estructura de salida, como se esquematiza en la figura 6-6 y en el Capítulo 25. Además de limitar los caudales de salida, las técnicas deben asegurar el control de los volúmenes generados en el EN.

La selección adecuada de un dispositivo o elemento de regulación es fundamental ya que permite respetar el caudal pasante admisible correspondiente al EN. Además, la curva de gasto combinada de todos los elementos de regulación gobierna el funcionamiento de la técnica SuDS, permitiendo evacuar más cantidad de agua sin sobrepasar el punto crítico de diseño y cumpliendo los estándares de control hidráulico (Ver Capítulo 25)

El control hidráulico de la MM6 puede tener como exención las masas de agua de transición con dominancia marina y está exento en las descargas a zonas costeras (Ver Capítulo 4).

6.4.1.3 Cálculo de la Infiltración y técnicas DBI

El proyectista debe calcular los tiempos de infiltración garantizando tiempos de vaciado inferiores a las 48 horas. Para determinar el tiempo de vaciado por infiltración se empleará la tasa de infiltración. El valor obtenido en los ensayos deberá minorarse con el factor de seguridad correspondiente para determinar la tasa de infiltración de diseño (ver Capítulo 7).

Para estimar el tiempo de vaciado se puede determinar en primer lugar el caudal infiltrado como:

$$Q_i = \frac{f \cdot A_f}{1.000} \qquad \textit{(Ec. 6-8)}$$

Donde:

Q_i = caudal infiltrado (m^3/h)
A_f = superficie de la base en la técnica de infiltración (m^2)
f = velocidad o tasa de infiltración de diseño (mm/hora)

A partir del cociente entre volumen de infiltración (m^3) y el caudal (m^3/h) se puede obtener de manera inmediata el tiempo de vaciado. Si es necesario ajustarlo, se deben modificar la superficie de infiltración de la técnica.

Se requiere incorporar técnicas de Desarrollo de Bajo Impacto (DBI) que promuevan la infiltración y dispersión. el DBI se basa en el uso de técnicas de baja carga de infiltración que actúan superficialmente, interceptando y manteniendo flujos difusos y en lo posible conservando la formación edafológica existente. El uso de elementos descentralizados de drenaje y la conservación de los suelos y vegetación natural proveerá, de manera más eficaz, las funciones requeridas para cumplir con las MM. Durante los estudios es importante que se analicen aspectos geotécnicos, paisajísticos y constructivos para integrarse en el diseño (ver Capítulo 7).

6.4.2 Criterios para Técnicas de Tratamiento de la Escorrentía

El diseño de las técnicas de tratamiento de la escorrentía se basa en las lluvias recurrentes o frecuentes (precipitaciones no superadas el 90% de los días). El proyectista deberá establecer el Volumen de Calidad de Aguas (VCA) y el Caudal de Calidad de Aguas (QCA). El VCA define una altura de precipitación a tratarse y el QCA define un caudal instantáneo de tratamiento. Ambos parámetros permiten tratar un volumen elevado de escorrentía anual descargado, entre el 80-90%, descargado desde la ADD en distintos tipos de técnicas SuDS.

Para definir las dos variables se debería trabajar directamente con registros históricos o series modelizadas a partir de precipitaciones históricas.

6.4.2.1 Técnicas Basadas en un Volumen (VCA)

El VCA se define como la lluvia diaria no superada el 90% de los días de cada año, excluyendo en el análisis los días con precipitaciones inferiores a 1 mm de altura total,

ya que estos eventos no producen escorrentía. Para su determinación se emplearán series continuas de idealmente 10 años de duración. La determinación se puede realizar empleando una hoja de cálculo, en la que se ordenarán las lluvias diarias de manera decreciente, asignando a cada día una probabilidad que se puede determinar con la siguiente expresión:

$$Probabilidad_{percentil\ no\ excedencia} = 1 - \frac{i}{N+1} \qquad \textit{(Ec. 6-9)}$$

Donde:

i = es el ordinal del evento
N= es el número de evento con precipitación superior a 1 mm

Así, si tenemos una serie de 99 días con una precipitación superior a 1 mm, el evento que se corresponde con el ordinal *i*=10, se corresponderá con la lluvia diaria $P_{d,90\%}$ = VCA.

En la figura 6-9 se muestra la distribución de la precipitación, y escorrentía asociada considerando un 100% de impermeabilización, en la estación de Derio para sucesos de más de 1 mm. La distribución indica que para una altura de precipitación de 20 mm se cumplen las siguientes premisas:

- El 90% de los eventos diarios tendría una altura inferior
- El 80% del volumen de escorrentia se capturaría en la técnica SuDS, empleando un tiempo de vaciado de 48h o una detención prolongada.
- Los eventos diarios de menos de 20mm de altura de precipitación tienen una escorrentía acumulada inferior al 60%.

La precipitación diaria asociada al percentil del 90% se establece en el entorno de los 20 mm o 200 m³/ha neta o impermeable. Este valor representa el VCA. Para convertir el VCA se considera de forma conservadora un volumen instantáneo real de almacenamiento, obtenido al multiplicar el valor de la VCA por la superficie impermeable de la zona de contribución:

$$Vep = \frac{VCA \cdot A_{imp}}{1.000} \qquad \textit{(Ec. 6-10)}$$

Donde:

Vep = volumen de escorrentía pluvial (m³)
VCA = volumen de calidad de aguas (mm)
A_{imp} = área de la cuenca drenante impermeable (m²)

Una alternativa al cálculo manual del VCA es analizar la serie de volúmenes de escorrentía diarios con el módulo estadístico del programa SWMM que permite determinar esta y otra variables relevantes como se describe en el apartado 6.10.

Los datos de precipitación para Bizkaia están disponibles en el catálogo de datos del Gobierno vaso de manera gratuita. (https://opendata.euskadi.eus/inicio/)

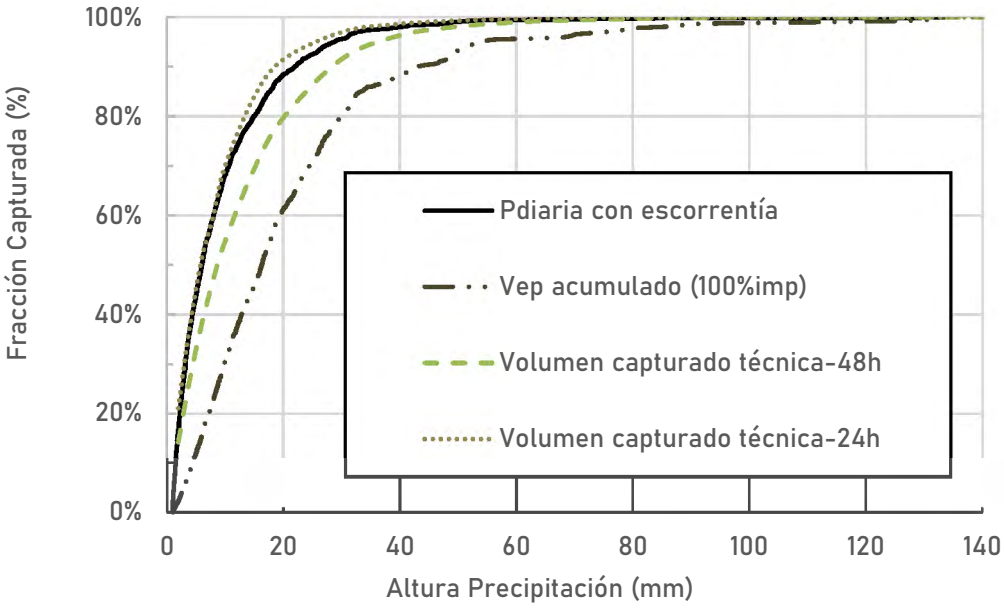


Figura 6-9. Distribuciones fracciones de escorrentía (100% impermeable) capturadas en base a la Pd90% y tiempos de vaciado de la técnica SuDS para la estación de Derio (C003, años 2001-2021, 1,27% incertidumbre)

6.4.2.2 Técnicas Basadas en un Caudal (QCA)

El QCA se define a partir de la estimación de la intensidad máxima diaria de precipitación no superada el 90% de los días en los que la intensidad es superior a 2 mm/h.

1) Se identifican todos los eventos de la serie continua de precipitación con paso 10-minutal.

2) Se establece un umbral de intensidad de 2 mm/h (0,33mm/10min) de forma conservadora y considerando que muchas lluvias pequeñas no generan escorrentía.

3) Se ordenan de mayor a menor todos los datos de intensidad tras los pasos anteriores y se asigna un volumen porcentual a cada intervalo diezminutal respecto al volumen total de precipitación de toda la serie. mediante:

En la figura 6-10 se presenta el procedimiento de obtención de la Intensidad asociada al % de volumen diario acumulado del 90% para las estaciones pluviométricas de Derio y Durango a modo de ejemplo. En este caso se ha empleado el módulo de análisis estadístico del programa SWMM para analizar las series de intensidades máximas diarias a partir de los registros diez-minutales de estas estaciones, eliminando del análisis los valores de intensidad horaria inferiores a 2 mm/h.

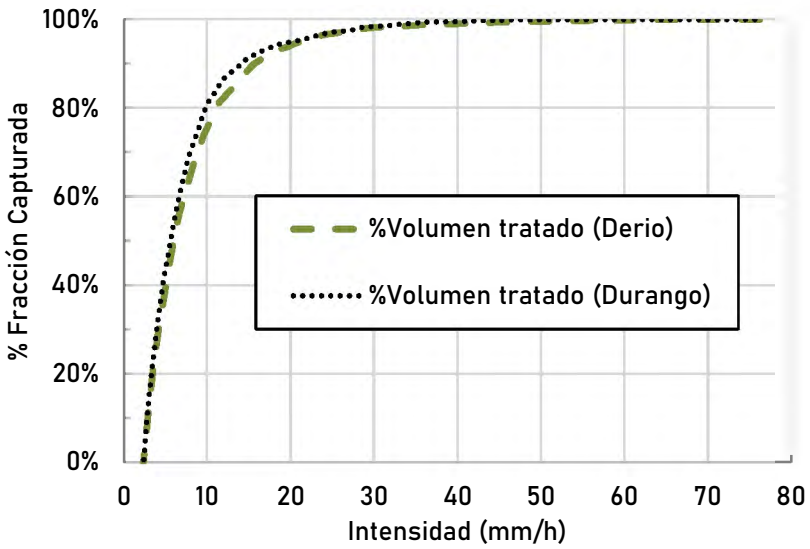


Figura 6-10. Distribuciones de precipitación diaria acumulada, percentiles diarios de no superación

La intensidad máxima diaria de precipitación no superada el 90% de los días, en los que la intensidad es superior a 2 mm/h, en Bizkaia es de 16 mm/hora. Esta intensidad de cálculo se aplicará para determinar el QCA, usando el método racional mediante la siguiente expresión:

$$QCA = \frac{I90 \cdot c \cdot A_{imp}}{3600} \qquad \textit{(Ec. 6-11)}$$

Donde:

QCA = caudal de calidad de aguas (L/s)
I90 = intensidad máxima diaria para el percentil del 90% de no superación (mm/h)
c = coeficiente de escorrentía (adimensional)
A_{imp} = área de la cuenca drenante impermeable (m^2)

Tal y como sucedía con el VCA, una alternativa al cálculo del QCA es analizar la serie de caudales de escorrentía máximos diarios con el módulo estadístico del programa SWMM.

Este método es adecuado para las ADD conforme a su descripción en el MDSC. En cuencas con tiempos de concentración elevados, este método tenderá a sobredimensionar los elementos de tratamiento.

Los principios de gestión del agua pluvial se basan el uso de técnicas descentralizadas, asociadas a pequeñas cuencas impermeables, cuyo tiempo de concentración será en la mayoría de los casos inferior a 10 minutos.

6.5 ADAPTACIÓN A ESCENARIOS FUTUROS

El cambio de la torrencialidad y los volúmenes de precipitación en Euskadi, para los escenarios de cambio climático de referencia para las precipitaciones extremas estima que, para los periodos de retornos de 10 y 25 años, el cambio medio en la precipitación extrema será aproximadamente de un 15% y 22% respectivamente en el periodo 2041-2070 (Ihobe, 2023).

Los volúmenes de almacenamiento aumentarán aproximadamente de forma cuadrática con cualquier factor de incremento de la altura total de precipitación (CIRIA, 2015). Así, un incremento del 10% de la altura total de precipitación (factor de 1,10), provocaría un incremento del almacenamiento del 20% (factor de incremento 1,21), mientras que un incremento del 22% de la altura de precipitación incrementaría el volumen en casi un 50% (factor de 1.48). Otras proyecciones sobre el cambio climático, como la reducción de las precipitaciones estivales, pueden tener consecuencias para la resistencia de la vegetación y el rendimiento de las técnicas vegetadas.

Para técnicas SuDS con una vida útil superior a los 20 años, la lluvia de diseño deberá tener en cuenta los factores actualizados de cambio de la altura total de precipitación e intensidad de lluvia en función de los escenarios climáticos de referencia e incorporarse al cálculo de estas.

Para garantizar que el riesgo de inundación en la cuenca no aumente con el tiempo, no deben aplicarse factores de mayoración a los caudales y volúmenes de escorrentía generados en el EN. Por otra parte, los usos del suelo de las diferentes áreas de drenaje deben considerar eventuales aumentos de la impermeabilidad a lo largo de la vida útil de la obra.

6.6 EVACUACIÓN Y TRANSPORTE DE CAUDALES

El cálculo de la capacidad de evacuación y transporte de los distintos componentes del proyecto debe realizarse en base a las indicaciones establecidas en la IC 5.2 de drenaje de carreteras. De manera general, se debe comprobar el funcionamiento de todos los elementos de rebose de las técnicas SuDS para un nivel de riesgo similar al definido en las obras de drenaje contiguas a la actuación. Así, cualquier elemento de rebose en una técnica SuDS aguas abajo de una Obra de Drenaje Transversal debe adecuarse al periodo de retorno de cálculo de dicha ODT, y los niveles y caudales de dicha actuación no deben comprometer la capacidad hidráulica de dicha ODT.

La comprobación de la capacidad hidráulica de las distintas técnicas y de los elementos comunes y reboses se detalla en la parte E del MDSC.

6.7 BALANCE HÍDRICO EN TECNICAS DE RETENCION

Una consideración importante en la gestión de determinadas funciones de las técnicas SuDS con una lámina de agua permanente, como ER y HP, es la conservación de esta en la época de verano para que la técnica siga proveyendo su función de tratamiento.

El proyectista deberá realizar un cálculo hidrológico de balance de aguas para comprobar que existen suficientes entradas de escorrentía a la técnica para

compensar las pérdidas por infiltración y evapotranspiración durante un periodo seco de verano de 30 días.

El método recomendado por INTERBIAK es realizar este balance de forma detallada mediante un modelo hidrológico que considere lluvias reales y permita realizar cálculo de la evapotranspiración (ver apartado 6.10).

Otro procedimiento más simple consiste en el uso de la siguiente fórmula para estimar el calado mínimo de las aguas profundas para mantener un volumen anual permanente:

$$Prof = Pmensual \cdot Fep \cdot \frac{Ad}{Ah} - ETo - INF - Rh \qquad \textit{(Ec. 6-12)}$$

Donde:

Prof = profundidad del vaso de la técnica (mm)
Pmensual = precipitación mensual durante el mes más seco (mm)
Fep = Fracción de escorrentía pluvial que ingresa al humedal (mm)
Ad/Ah = ratio de área de drenada /área del humedal (adimensional)
ETo = tasa de evapotranspiración de verano (mm) (ver tabla 6-5)
INF = pérdida mensual por infiltración (mm)
Rh = reserva hídrica como factor de seguridad (mm)

De partida, la ecuación supone que no existe un flujo base y que, durante la estación seca, el nivel freático tiene una aportación nula. Si el resultado del balance es que no se puede mantener un volumen adecuado de agua (no menos del 25% del de diseño), la técnica no conservará sus funciones de tratamiento de la escorrentía y requerirá un diseño que garantice este aspecto.

La infiltración puede estimarse según la clasificación de suelos o mediante ensayos de la tasa de infiltración *(*ver Capítulo 7*).*

6.8 HIDROPERIODO

La MM7 exige evaluar el hidroperiodo de una zona húmeda para garantizar que reciben un nivel de protección que no impida los objetivos principales del Plan Territorial Sectorial (PTS) de Zonas Húmedas de la CAPV.

El hidroperiodo, o régimen hidrológico de la zona húmeda, es una de sus características más importantes ya que influye en su permanencia, establecimiento y procesos ecológicos.

Todos los humedales del Grupo I y II del PTS deberán evaluar el hidroperiodo del humedal mediante modelización que permita simular el flujo de aguas subterráneas y superficiales (Tipo Modflow). Esto es importante para verificar , especialmente en los meses de verano, el proceso urbanizador no reduzca la infiltración y la recarga de la zona húmeda.

El consultor debe delimitar el área drenante hacia la zona húmeda en el EN y EU y comprobar que el volumen total de escorrentía aportado a la zona húmeda, en periodos mensuales, no es un 15% superior o inferior a la condición en EN.

Los volúmenes mensuales pueden calcularse durante una serie histórica de al menos 20 años para el EN y EU. Comparar los volúmenes mensuales calculados y el cumplimiento del criterio. Si no se cumple el criterio considerar las recomendaciones de la MM7.

Los humedales del Grupo III del PTS deberán realizar un balance hídrico simplificado con precipitaciones mensuales comprobando que la superficie anegada y lámina de agua están dentro de los límites deseados.

6.9 FUNCIONAMIENTO PARA LLUVIAS SUPERIORES A LAS DISEÑO

Toda la escorrentía debe permanecer dentro de las áreas de transporte y almacenamiento de la carretera se diseñan y limitan a los periodos de retorno fijados en el proyecto. No obstante, determinados sucesos catastróficos (inundaciones, rotura de diques, infraestructuras criticas) requieren evaluar impactos asociados a eventos más críticos y menos frecuentes.

Para lluvias superiores a las de diseño, el trazado de la zona debe evaluarse parar comprobar y minimizar los posibles riesgos y daños tanto materiales como a personas. Estas situaciones pueden darse en las siguientes circunstancias:

- Caudales y volúmenes superiores a la capacidad hidráulica y de atenuación de los elementos de drenaje.
- Niveles elevados de agua en el medio receptor que no permite una evacuación de las aguas del ámbito o generen impactos dinámicos contra los elementos de drenaje.
- Fallos y obturaciones en los elementos de drenaje.

Se facilitará al máximo posible el principio de la transparencia hidráulica, que consiste en permitir de forma controlada el paso libre del agua hasta el cauce o punto de vertido, sin obstruir su movimiento natural y presentando la menor superficie posible de oposición frente a la avenida y tratando de minimizar la presión hidrostática sobre los elementos que la avenida pueda entrarse en su camino. Asimismo, se considerarán los siguientes aspectos en esta evaluación:

- La ubicación, alineación, uso y capacidad de la vía de evacuación de la inundación.
- El uso de posibles zonas topográficas bajas que puedan actuar como zonas de almacenamiento temporal de la inundación.
- La ubicación de edificios e infraestructuras criticas
- Riesgos de daños materiales, ambientales o a las personas.

Elementos funcionales, sobre anchos y otras zonas de la vía pueden ser apropiadas para almacenar el agua de inundaciones ocasionalmente y durante cortos periodos de tiempo en función de la velocidad máxima de circulación y los posibles daños funcionales.

6.10 MODELOS HIDROLÓGICOS PARA EL DISEÑO DE SuDS

La modelización hidrológica es el método preferido para el estudio de los elementos de drenaje y el diseño de las técnicas. Puede emplearse el software Storm Water Management Model (SWMM) que incluye un módulo para la modelización de técnicas de drenaje urbano sostenible (técnicas SuDS). SWMM es un programa de uso libre y se puede descargar de forma gratuita en la web de la Agencia de Protección Medioambiental de los Estados Unidos (US-EPA): https://www.epa.gov/water-research/storm-water-management-model-swmm.

Existen otras soluciones comerciales para la modelización de sistemas de saneamiento y drenaje que pueden ser válidas para el análisis hidrológico de los EN y EU y las técnicas SuDS que son objeto de este Manual que podrá usar el consultor.

El procedimiento de desarrollo de un modelo de una cuenca de aportación ya sea en EN o EU, con el programa SWMM puede realizarse consultando las guías de ayuda y manuales del propio programa, disponibles en su página web, como el Manual de Usuario (Rossman y Simon, 2022). En cuanto a las Guías de Aplicaciones, son de especial relevancia la Guía de Referencia Hidrológica (Rossman y Huber, 2016a), que presenta la metodología de discretización de las cuencas drenantes, así como los modelos de transformación lluvia – escorrentía y de cálculo de detracción e infiltración, y también la Guía de Calidad de Agua (Rossman y Huber, 2016b), que presenta los modelos conceptuales para introducir técnicas SuDS.

También se puede hacer mención especial al Manual de Aplicaciones (Gironás et al. 2010), que presenta una serie de ejemplos de aplicación en una cuenca urbana, en la que se calcula el EN, el EU, y se van incluyendo distintos elementos al sistema como tanques de tormenta o sistemas de drenaje sostenible. El Manual de aplicaciones también está disponible en la web de SWMM (US-EPA, 2024). En cuanto a referencias en castellano, se puede mencionar el manual "Introducción al cálculo de redes de saneamiento con SWMM" publicado por la Universidade da Coruña (Anta et al. 2019).

La aplicación tradicional de SWMM es la de diseño de redes de saneamiento y drenaje mediante la simulación detallada de un único evento de lluvia, la lluvia de diseño (Anta et al. 2019). La lluvia de diseño está asociada a un cierto nivel de riesgo definido por el periodo de retorno del cálculo. Esta visión inicial del diseño de elementos de drenaje, basado fundamentalmente en criterios de inundabilidad, ha sido superada en los últimos años.

Como se recoge en este Manual, en la actualidad, el diseño de una estructura de drenaje urbano requiere considerar varios aspectos de control hidráulico, calidad, sostenibilidad y servicio a la ciudadanía. SWMM se utiliza también actualmente para evaluar el comportamiento global de los sistemas con otros objetivos vinculados a la reducción de los impactos producidos por los desbordamientos de los sistemas de saneamiento (DSS) o al análisis de los beneficios de la aplicación de técnicas SuDS. Para la evaluación de los impactos producidos sobre las masas acuáticas durante los

episodios de lluvia, se emplearán series históricas de precipitaciones que reproduzcan el comportamiento medio del sistema.

Para definir los parámetros característicos de las distintas técnicas SuDS se pueden emplear los valores recogidos en el Manual de Referencia 3 del programa (Rossman y Huber, 2016b).

6.11 BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS

CIRIA (2015). "The SuDS Manual." Construction Industry Research and Information Association. London (UK).
http://www.scotsnet.org.uk/documents/nrdg/ciria-report-c753-the-SuDS-manual-v6.pdf

Chow, V.T, Maidment, D.R y Mays, L.W. (1994). "Hidrología Aplicada" McGraw-Hill.

Environmental Modelling & Software (2010). Gironás, J., Roesner, L., Rossman, L., y Davis, J "A new applications manual for the Storm Water Management Model (SWMM)."

IHOBE 2023.Escenarios de cambio climático de alta resolución para el País Vasco bajo las rutas de concentración de gases de efecto invernadero: RCP 4,5 y 8,5.

Ministerio de Fomento (1999). "Máximas lluvias diarias en la España Peninsular". https://www.mitma.gob.es/carreteras/normativa-tecnica/07-drenaje

MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE Y MEDIO RURAL Y MARINO (2011). "Guía metodológica Nanía, L. y Gómez, M (2010). "Ingeniería Hidrológica". Grupo Editorial Universitario.
para el desarrollo del sistema nacional de cartografía de zonas inundables".
https://www.miteco.gob.es/es/agua/temas/gestion-de-los-riesgos-de-inundacion/snczi/guia-metodologica-determinacion-zonas-inundables.html

MINISTERIO DE FOMENTO (2018). "Norma 5.2-IC de la Instrucción de Carreteras: Drenaje Superficial".
https://www.mitma.gob.es/carreteras/normativa-tecnica/07-drenaje

UNIVERSIDAD DE CORUÑA (2019). Anta, J., Naves, A., Naves, J "Introducción al cálculo de redes de saneamiento con SWMM"., Servicio de Publicaciones. https://doi.org/10.17979/spudc.9788497497336

US-EPA. (2016a) Rossman, L. y Huber, W. "Storm Water Management Model User's Reference Manual. Volume 1. Hydrology."
https://www.epa.gov/water-research/storm-water-management-model-swmm

US-EPA. (2016b). Rossman, L. y Huber, W. "Storm Water Management Model User's Reference Manual. Volume 3. Water Quality."
https://www.epa.gov/water-research/storm-water-management-model-swmm

US-EPA (2022). Rossman, L. y Simon, M. "Storm Water Management Model User's Manual Version 5.2."
https://www.epa.gov/water-research/storm-water-management-model-swmm

US-EPA (2024). Storm Water Management Model website.
https://www.epa.gov/water-research/storm-water-management-model-swmm

Volume 25, Issue 6: 813-814.
https://doi.org/10.1016/j.envsoft.2009.11.009.

ANEXO 1. HERRAMIENTA DE SOPORTE HIDROLÓGICO

En este Anejo se presenta la estructura de la hoja de cálculo Excel que puede emplearse como herramienta de apoyo para los cálculos hidrológicos en el ámbito de este Manual. La herramienta de soporte hidrológico (HSH) se maneja desde una hoja principal en la que se deben introducir los distintos parámetros y opciones de cálculo, y permite obtener los caudales y volúmenes asociados a los estados natural y urbanizado para una actuación tipo, siguiendo los procedimientos de la Norma de drenaje 5.2 IC. En la parte superior de la hoja de cálculo, se deben introducir los parámetros relacionados con las precipitaciones de diseño (figura A1-1). En general, la aplicación está concebida para introducir los parámetros en las celdas coloreadas en verde. En este caso, se deben introducir los valores de Precipitación media máxima diaria anual (P_0) y el coeficiente de variación (Cv) para la zona de estudio. Estos parámetros se pueden obtener a partir del análisis de series históricas de precipitaciones máximas diarias o, de manera más habitual, a partir del contenido del Manual de Máximas lluvias diarias en la España Peninsular (Ministerio de Fomento, 1999). Además de estos parámetros, es necesario indicar los valores del VCA y MCO (ver apartado 6.5).

PRECIPITACIONES DE DISEÑO

Datos pluviométricos

P0 : precipitación media máxima diaria anual	65	mm
Cv	0.38	

	Taños	Pd (mm)	Id (mm/h)
	<1		15
VCA	<1	19.3	
MCO	2.5	64.81	2.70
Plataforma y márgenes	25	116.55	4.86
Drenaje Transversal	100	151.26	6.30

Figura A1-1. Precipitaciones de diseño

En la zona central de la hoja de cálculo, se introducen los parámetros representativos de la hidrología del ámbito de estudio (figura A1-2), tanto para el régimen natural como para el urbanizado. En la sección de EN, se especifica el área de actuación, su umbral de escorrentía (ya sea a nivel numérico o a través de la definición de un uso de suelo y el tipo hidrológico de suelo) y el tiempo de concentración del ADD en EN. Para el EU, el área de la actuación se específica entre zona impermeable (viario) y zonas externas (zonas permeables). Se debe además incluir el valor del umbral de escorrentía de las zonas impermeables y permeables, así como el tiempo de concentración global de la ADD. En esta zona de la hoja de cálculo también se debe especificar la superficie y la permeabilidad de las zonas de infiltración (si las hubiese) así como la detracción que se espera obtener con el sistema de control y tratamiento de la escorrentía. Así, se deben introducir algunos parámetros vinculados al diseño de la técnica SuDS a emplear como la superficie de infiltración y la permeabilidad del suelo (si la técnica permite la infiltración, el volumen de detención y retención y la superficie vegetal que mejora la capacidad de detracción a través de la evapotranspiración (ver apartado 6.4.1.1), de este modo se puede calcular la detracción diaria adicional por este proceso.

HIDROLOGÍA DEL AMBITO

ESTADO NATURAL (ACTUAL)

Area ambito	13,450	m2
Po: Umbral escorrentía (mm)		Indica Po. SI blanco, cubre el tipo y usos de suelo
¿Tipo de terreno?	C	
Uso del suelo	Praderas. Caract. Hidrológicas P. i>3	

Po según Tabla 2.3. de la 5.2IC	20	mm
Número de curva equivalente	71.75	

	T		
	2.5	25	100
βm	1		
FT	1		
Po umbral escorrentía corregido	20.00	20.00	20.00

Área de actuación	0.01345	km2
Ka	1	

Introduzca el tiempo de concentración de la cuenca (min)

Tc	25	Acorde a 5.2 IC
Kt	1.02	

Coeficientes de Escorrentía

T	Pd	Id	C
2.5	64.81	2.70	0.29
25	116.55	4.86	0.49
100	151.26	6.30	0.58

ESTADO URBANIZADO (PROYECTO)

Supf. Impermeable efectiva	10,000	m2	
Supf. Permeable transformada	3,450	m2	
Superficie total	**13,450**	m2	
Permeabilidad	0.005	m/h	
Superficie técnicas infiltración	1,000	m2	
Superficie detención y retención	200	m2	
Superficie vegetada para ET	2,000	m2	Ver Apartado 6.4.1.1
Ratio detracción Aimp/Aper	1.87	mm	Ratio superficies
Superficie imp. equivalente con ET	3,740	m2	Superficie imp. Cumple ET
Detracción diaria por ET en veget.	1.39	mm/d	Detracción diaria adicional

	Supf. Impermeable efectiva	**Supf. Permeable transformada**
Po : umbral de escorrentía (mm)	1	10
Po : umbral de escorrentía ponderado (mm)		**3.3**
Número de curva equivalente	93.89	

	T		
	2.5	25	100
βm	0.6		
FT	0.74	1.15	1.34
Po umbral escorrentía corregido	1.47	2.28	2.66

Área de actuación	0.01345	km2
Ka	1	

Introduzca el tiempo de concentración de la cuenca (min)

Tc	10	Acorde a 5.2 IC
Kt	1.01	

Coeficientes de Escorrentía

T	Pd	Id	C
2.5	64.81	2.70	0.95
25	116.55	4.86	0.96
100	151.26	6.30	0.97

Figura A1-2. Hidrología del ámbito en la HSH

En la zona central – inferior (Figura A1-3) se presentan los resultados del cálculo de los caudales y volúmenes de referencia para el cumplimiento de las medidas mínimos 5 y 6, tanto para EN como para EU (ver apartados 6.3 y 6.4). En el cálculo del volumen correspondiente al EN para el control de la MCO la HSH detrae el volumen correspondiente a la detracción esperada introducida en el apartado de hidrología del ámbito (ver apartado 6.4.1.1).

VOLUMENES Y CAUDALES DE ESCORRENTIA

Análisis del Régimen Natural

	Caudales Punta				Volumenes Escorrentía (24h)			
Duración Evento	T	Q(T) m3/s	l/s/Ha	l/s/m2	T	m3	m3/Ha	mm
6h*	2.5	0.009	6.73	0.0007	2.5	252.7	187.9	18.8
Tc	2.5	0.043	31.91	0.0032				
Tc	25	0.131	97.27	0.0097				
Tc	100	0.201	149.53	0.0150				

*Percentil 50 de caudales máximos instantaneos en EN se relaciona con la MCO

Análisis del Régimen Urbanizado

	Caudales Punta				Volumenes Escorrentía (24h) - Incluye la pérdida por detracción			
Duración Evento	T	Q(T) m3/s	l/s/Ha	l/s/m2	T	m3	m3/Ha	mm
Tc	2.5	0.029	29.29	0.0029	2.5	830.3	617.3	61.7
Tc	25	0.394	393.99	0.0394				
Tc	100	0.515	514.59	0.0515				

Figura A1-3. Caudales y volúmenes de referencia para el cumplimiento de las medidas mínimas 5 y 6

Por último, en la Figura A1-4 se presenta el último bloque de la HSH que presenta un resumen de los resultados para el diseño.

En el apartado correspondiente a la MM5 se presentan los valores del QCA y el VCA (apartado 6.4.2), así como la detracción mínima de diseño de la técnica. En el apartado correspondiente a la MM6 se presentan los valores de referencia para los estándares de control de caudales y control de volúmenes.

Para el control volumétrico de la escorrentía se hace referencia a los cálculos necesarios de volumen específico para lluvias recurrentes y extremas. También se hace referencia al potencial de control volumétrico en proyecto para el control de caudales en técnicas de infiltración y dispersión que proporcionan un caudal de salida inferior al QmáxEN T25 años (ver figura 6-8, apartado 6.4.1.2). Se indica que volumen se ha infiltrado y que volumen está fuera del estándar y que por tanto tendrá que ser sometido a detención o retención.

En el Estándar de Control de Caudales se presentan los volúmenes necesarios para atenuar los caudales punta. Los volúmenes hacen referencia al volumen acumulado total, por lo que no deben sumarse para definir el volumen total necesario de la técnica, que se corresponderá al volumen que permita regular de un modo satisfactorio el QmáxEN T25 años. Por último, se presentan los caudales de los diferentes órganos de desagüe y alivio de la técnica, junto una estimación del nivel de referencia de la cota con respecto al fondo de la técnica de los distintos elementos de regulación.

RESUMEN DE VALORES PARA APLICACIÓN DE MM5 Y 6

Medida Minima 5 — **Tratamiento escorrentias pluviales**

	Estándar 2 - Tratamiento de las descargas			
QCA	40	**L/s**	15	mm/h
VCA	247	**m3**	19.3	mm

Medida Minima 6 — **Control Hidráulico**

	Estándar 1 - Control volúmenes (disminuir escorrentía)			
	mm	m3	m3/Ha neta	l/m2
Lluvias recurrentes				
Detracción				
Mínima (mm)	**5**	*** Ver Apartado 6.4.1.1**		
Zonas protegidas (mm)	**19**			
Lluvias extremas				
MCO24h (t2.5años)	**65**	577.6	429	43

	Potencial control volumétrico en proyecto (24h) aplicable a técnicas de infiltración-dispersión (Figura 6-8, apartado 6.4.1.2)			
	mm acumulados	m3	m3/Ha neta	l/m2
Detracción ET (24h)	**0**			
Volumen infiltrado (24h)	**9**	120.0	89	9
Vep fuera de estándar	**34**	457.6	340	34

	Estándar 2 - Control Q punta (ralentizar escorrentía)			
	mm acumulados	m3	m3/Ha	l/m2
Lluvias recurrentes				
Morfologia y ecologia Q50%EN	**21**	87.0	65	6
Lluvias extremas				
*Morfologia y ecologia-MCO (T2,5años) **	**65**	132.7	99	10

** Si el volumen MCO (T2,5 años) es inferior al Vep fuera de estándar usar como dato de diseño el Vep fuera de estándar*

*Inundabilidad (T25años)***	**117**	177.6	132	13

*** Si el volumen T25 años es inferior al Vep fuera de estándar usar como dato de diseño el Vep fuera de estándar*

	Elementos de regulación			
	Función	L/s	L/s/m2	h ref. (m)
Lluvias recurrentes				
Morfologia y ecologia Q50%	Q50%diario	9.1	0.0007	0.00
Lluvias extremas				
Morfologia y ecologia-MCO (t2.5años)	QmáxEN-T2,5años	42.9	0.0032	0.43
Inundabilidad (t25años)	QmáxEN-T25años	130.8	0.0097	0.66
Capacidad hidraulica longitudinal	Rebose T25años	394.0	0.0293	0.89
Capacidad hidraulica transversal	Rebose T100años	514.6	0.0383	0.89

Figura A1-4. Valores de referencia para el cumplimiento la MM5 y 6

ANEXO 2. TABLAS DE APOYO PARA CÁLCULOS HIDROLÓGICOS

Tabla A2-1. Coeficientes de amplificación KT para varios periodos de retorno en función del coeficiente de variación CV

CV	T (años)					
	1	2,5	10	25	50	100
0,37	0,826	0,998	1,461	1,778	2,022	2,281
0,38	0,821	0,997	1,469	1,793	2,052	2,327
0,39	0,816	0,997	1,484	1,808	2,083	2,357
0,4	0,812	0,996	1,492	1,839	2,113	2,403

Tabla A2-2. Tabla para la estimación del valor inicial del umbral de escorrentía en función de los usos de suelo y sus características hidrológicas

Uso de suelo	A	B	C	D
Tejido urbano continuo	1	1	1	1
Tejido urbano discontinuo	24	14	8	6
Urbanizaciones	24	14	8	6
Estructura urbana abierta	24	14	8	6
Urbanización exentas y/o ajardinadas	24	14	8	6
Zonas industriales y comerciales	6	4	3	3
Granjas agrícolas	24	14	8	6
Zonas industriales	12	7	5	4
Grandes superficies de equipamiento y servicio	6	4	3	3
Redes viarias, ferroviarias y terrenos asociados	1	1	1	1
Autopistas, autovías y terrenos asociados	1	1	1	1
Complejos ferroviarios	12	7	5	4
Escombrera y vertederos	20	11	8	6
Zonas de construcción	24	14	8	6
Zonas verdes urbanas	53	23	14	10
Instalaciones deportivas y recreativas	79	32	18	13
Tierras abandonadas i>3%	16	10	7	5
Tierras abandonadas i<3%	20	14	11	8
Terrenos regados permanentemente R/N	47	25	16	13
Cultivos herbáceos en regadío R/N	47	25	16	13
Viñedos	62	28	15	10
Frutales y plantaciones de bayas i>3	80	34	19	14
Frutales y plantaciones de bayas i<3	95	42	22	15
Frutales en secano i>3	62	28	15	10
Frutales en secano i<3	75	34	19	14
Frutales en regadío i>3	80	34	19	14

Uso de suelo	A	B	C	D
Frutales en regadío i<3	95	42	22	15
Cultivos agrícolas con arbolado adehesado	80	35	17	10
Frondosas	90	47	31	23
Perennifolias	90	47	31	23
Caducifolias	90	47	31	23
Otras frondosas de plantación i>3%	79	34	19	14
Otras frondosas de plantación i<3%	94	42	22	15
Bosques de coníferas	90	47	31	23
Bosque mixto	90	47	31	23
Pastizales naturales i>3%	53	23	14	9
Pastizales naturales i<3%	80	35	17	10
Prados alpinos i>3%	70	33	18	13
Prados alpinos i<3%	120	55	22	14

Tabla A2-3. Tabla para la determinación de los coeficientes de Manning para flujo superficial (n_{dif}) y flujo en lámina libre en conductos y superficies empleando la ecuación de Manning-Strickler (n)

Cobertura del terreno		n_{dif} (-)
Pavimentado o revestido		0,015
No pavimentado ni revestido	Sin vegetación	0,050
	Con vegetación escasa	0,120
	Con vegetación media	0,320
	Con vegetación densa	1,000

Material		n ($sm^{-1/3}$)
Cuneta	Sin vegetación. Superficie uniforme	0,020-0,025
	Sin vegetación. Superficie irregular	0,020-0,033
	Con vegetación herbácea segada	0,033-0,040
	Con vegetación herbácea espesa	0,040-0,050
	En roca. Superficie uniforme	0,029-0,033
	En roca. Superficie irregular	0,033-0,050
	Fondo de grava. Cajeros de hormigón	0,017-0,020
	Fondo de grava. Cajeros encanchados	0,022-0,033
	Encanchado	0,020-0,029
	Hormigón proyectado	0,017-0,022
	Revestida con hormigón *in situ*	0,013-0,017
Pavimento con mezclas bituminosas		0.013-0.018
Hormigón en marcos y otras estructuras *in situ*		0.014-0.017
Gaviones		0.020-0.040
Tubo de hormigón		0.012-0.017
Tubo de fundición		0.010-0.015
Tubo de acero		0.010-0.014
Tubo de materiales plásticos		0.0008-0.013
Nota: Los valores inferiores de cada uno de los rangos resultan de aplicación a conductos recién instalados, rectos, sin arquetas ni piezas especiales intermedias, limpios y en buen estado de conservación. El envejecimiento de los conductos se suele traducir en un incremento del valor del número n de Manning que no suele superar el límite superior de esta tabla		

ANEXO 3. EJEMPLO DE CÁLCULO DE HIETOGRAMAS SINTÉTICOS

En este Anejo se presenta un ejemplo de cálculo de los hietogramas sintéticos obtenidos por el método de los bloques alternados para la estación meteorológica de Derio. Los hietogramas sintéticos se determinarán con bloques de 5 minutos de duración y los dos bloques de precipitación máxima se promediarán para evitar la generación de puntas artificiales de caudal.

El primer paso para determinar los hietogramas sintéticos es determinar las precipitaciones máximas diarias P_d para los periodos de retorno de referencia de 2,5, 25 y 100 años. El cálculo se recoge en el apartado 6.3.1.1. A partir de las precipitaciones máximas diarias se puede determinar la Intensidad máxima media diaria (I_d, en mm/h) con la siguiente expresión, donde el coeficiente corrector de área (K_A) toma valores iguales a 1 si la cuenca de aportación es inferior a 1 Km^2 (que será lo habitual en el tipo de cálculos necesarios objeto de este Manual).

$$I_d = \frac{P_d}{24} \cdot K_A \qquad \textit{(Ec. A3-1)}$$

En la tabla A3-1 se recogen los valores de Id para los periodos de retorno característicos para

Tabla A3-1. Precipitaciones e Intensidad máximas diarias para diferentes periodos de retorno en la estación de Derio

	T = 2,5 años	T = 25 años	T=100 años
P_d (mm)	64,80	116,54	151,25
I_d (mm/h)	2,70	4,86	6,30

Una vez determinado el valor de la I_d, se pueden calcular los valores de Intensidad para distintos valores de duración de precipitación (en múltiplos de 5 minutos, hasta las 6 horas de duración) empleando la conocida curva Intensidad-Duración-Frecuencia de la 5.2 IC:

$$I(T,t) = I_d \left(\frac{I_1}{I_d}\right)^{3.5287-2{,}527\cdot t^{0.1}} \qquad \textit{(Ec. A3-2)}$$

Donde:

$I(T,t)$ = Intensidad de precipitación para un periodo de retorno T, asociado a una I_d, y una duración t (horas)

$\left(\frac{I_1}{I_d}\right)$= Coeficiente de torrencialidad que vale 8 para Bizkaia

Una vez determinados los valores de I(T,t) se deben calcular los valores de precipitación asociados a cada una de las duraciones. El procedimiento es muy sencillo y consiste en primer lugar en convertir la Intensidad en Precipitación (multiplicando cada valor de precipitación por la su duración en horas), para a continuación determinar

la precipitación de cada bloque como la resta de la precipitación total para un tiempo dado con la precipitación del intervalo de tiempo anterior. A modo de ejemplo se recoge en la tabla A3-3 el procedimiento de cálculo para los primeros 30 minutos de precipitación de la lluvia de 2,5 años de periodo de retorno.

Tabla A3-2. Intensidades (mm/h) para distintas duraciones y obtención de las precipitaciones y precipitaciones de cada bloque para un hietograma sintético de 30 minutos de duración y periodo de retorno de 2,5 años

Duración D (min)	Duración D (h)	I (mm/h) Ecuación 6-A3.2	P (mm) I (mm/h) · D (h)	P bloque (mm)	I bloque (mm/h)
5	0,08	82,66	6,89	6,89	82,66
10	0,17	60,56	10,09	3,20	38,45
15	0,25	49,96	12,49	2,40	28,78
20	0,33	43,38	14,46	1,97	23,64
25	0,42	38,77	16,15	1,69	20,32
30	0,50	35,30	17,65	1,50	17,96

A partir de la duración y la Ecuación A3-2 se puede determinar la intensidad de precipitación para distintas duraciones. Para convertir la Intensidad de cada bloque en Precipitación se aplica una relación lineal con la duración. Por ejemplo, $P_{10'}$(mm) será igual a $I_{10'}$(mm/h) por la duración (10 min /60 min = 1/6 horas).

El valor de la precipitación para el primer bloque es $P_{5'}$(mm) = $I_{5'}$(mm/h)·1/12(h) = 6,89 mm. Para el bloque de 10 minutos se tiene que $P_{10'}$–$P_{5'}$ = 10,09-6,89 = 3,20 mm. Los siguientes bloques se calculan con el mismo procedimiento.

La conversión de la precipitación de cada bloque del hietograma sintético en intensidades se realiza con una relación de proporcionalidad entre la precipitación y la duración de cada bloque. Como los bloques son de 5 minutos, la intensidad de cada bloque se puede calcular como I_{bloque}(mm/h) = P_{bloqe}(mm) / (5/60) (h).

Para determinar el hietograma sintético los bloques se ordenan de mayor a menor tamaño, primero a la derecha y luego a la izquierda. Como el método tiende a proporcionar picos de caudal muy altos, los bloques de mayor precipitación se deben promediar. En la tabla A3-3 se presenta el hietograma sintético construido a partir de los datos del ejemplo de la tabla A3-2 con los bloques máximos promediados.

Tabla A3-3. Patrón sintético de precipitaciones del ejemplo desarrollado.

Tiempo (min)	P bloque (mm)	I bloque (mm/h)
5	1,50	17,96
10	1,97	23,64
15	5,05	60,56
20	5,05	60,56
25	2,40	28,78
30	1,69	20,32

Por último, se presenta en la tabla A3-4 el patrón sintético de precipitaciones para la estación de Derio con bloques alternados promediados para una duración de 6 horas y bloques de 5 minutos.

Tabla A3-4 Patrón sintético de precipitaciones para Derio (6 horas)

Tiempo (min)	I (T = 2,5 años) (mm/h)	I (T = 25 años) (mm/h)	I (T = 100 años) (mm/h)
5	2,79	5,01	6,51
10	2,86	5,14	6,67
15	2,93	5,27	6,84
20	3,01	5,41	7,02
25	3,09	5,56	7,21
30	3,18	5,71	7,41
35	3,27	5,88	7,63
40	3,36	6,05	7,85
45	3,47	6,23	8,09
50	3,57	6,43	8,34
55	3,69	6,64	8,61
60	3,82	6,86	8,90
65	3,95	7,10	9,21
70	4,09	7,36	9,55
75	4,25	7,63	9,91
80	4,41	7,93	10,30
85	4,59	8,26	10,72
90	4,79	8,61	11,18
95	5,01	9,00	11,68
100	5,24	9,43	12,24
105	5,51	9,90	12,85
110	5,80	10,43	13,54
115	6,13	11,02	14,30
120	6,50	11,69	15,17
125	6,92	12,45	16,16
130	7,41	13,33	17,30
135	7,98	14,36	18,63
140	8,66	15,58	20,22
145	9,49	17,06	22,14
150	10,51	18,90	24,53
155	11,83	21,27	27,61
160	13,61	24,47	31,76
165	16,17	29,08	37,75
170	20,32	36,55	47,43
175	28,78	51,75	67,16
180	60,56	108,90	141,34
185	60,56	108,90	141,34
190	23,64	42,51	55,17
195	17,96	32,30	41,92
200	14,76	26,54	34,45
205	12,65	22,74	29,51
210	11,13	20,01	25,97

Tiempo (min)	I (T = 2,5 años) (mm/h)	I (T = 25 años) (mm/h)	I (T = 100 años) (mm/h)
215	9,97	17,93	23,27
220	9,05	16,28	21,13
225	8,31	14,94	19,39
230	7,68	13,82	17,94
235	7,16	12,87	16,70
240	6,70	12,05	15,64
245	6,31	11,34	14,72
250	5,96	10,72	13,91
255	5,65	10,16	13,18
260	5,37	9,66	12,54
265	5,12	9,21	11,95
270	4,90	8,80	11,43
275	4,69	8,43	10,95
280	4,50	8,09	10,50
285	4,33	7,78	10,10
290	4,17	7,49	9,73
295	4,02	7,23	9,38
300	3,88	6,98	9,06
305	3,75	6,75	8,76
310	3,63	6,53	8,48
315	3,52	6,33	8,21
320	3,41	6,14	7,97
325	3,31	5,96	7,74
330	3,22	5,79	7,52
335	3,13	5,63	7,31
340	3,05	5,48	7,12
345	2,97	5,34	6,93
350	2,89	5,20	6,76
355	2,82	5,08	6,59
360	2,75	4,95	6,43

ANEXO 4. EJEMPLO DE CÁLCULO DE LOS VOLÚMENES DE ATENUACIÓN CON EL MÉTODO RACIONAL MODIFICADO

En este Anejo se presenta un ejemplo de cálculo de los volúmenes asociados al control de caudales punta de la medida mínima 6. Como se indica en el apartado 6.4.1, para determinar el volumen asociado al control hidráulico de caudales máximos se puede aplicar el llamado método racional modificado, que permite evaluar el volumen de almacenamiento necesario de modo teórico asumiendo que tanto los caudales de entrada como de salida del elemento de almacenamiento siguen un hidrograma trapezoidal. El método tiende a estimar los volúmenes del lado de la seguridad y es el método que se ha implementado en la Herramienta Simplificada Hidrológica.

El procedimiento que sigue el método consiste en evaluar el valor máximo del volumen de almacenamiento empleando hidrogramas de entrada de duraciones superiores al tiempo de concentración de la cuenca. Por este motivo, se deben tantear varias duraciones con intervalos crecientes de por ejemplo 5 minutos, hasta una duración máxima de al menos 24 horas.

El procedimiento detallado se puede consultar en numerosas referencias y manuales de cálculo como por ejemplo Chow *et al.* (1994). Los ingredientes necesarios para el cálculo son los siguientes:

- El caudal máximo de salida de la técnica o caudal vertido Qv, que serán los caudales máximos del EN de acorde a lo indicado en el apartado 6.3.1. A nivel práctico, en la HSH se han definido como QmáxEN T2,5 años – 6 horas para el primer elemento de regulación y QmáxEN T25 años para el segundo elemento de regulación.

- El caudal de entrada para varias duraciones de aguaceros (t_d) superiores al tiempo de concentración de la cuenca. Como se deben tantear varios caudales, se empleará el método racional para distintas duraciones con las condiciones del EU.

  El caudal de entrada se calcula en la HSH con el procedimiento descrito en el apartado 6.3.2 que está recogido por otra parte en la Instrucción de Carreteras 5.2 IC y en la figura A4-1. Para estimar el caudal de entrada es necesario conocer la Intensidad de la precipitación asociada a la duración del evento y aplicar el método racional.

- Si la base de la técnica permite la infiltración, se puede contemplar una tasa de infiltración constante empleando la tasa de infiltración saturada, que reducirá el volumen necesario de laminación.

Para cada una de las duraciones de cálculo se realizará un simple balance de masas:

- Volumen asociado al hidrograma de entrada, estimado como el caudal calculado con el método racional para la duración del evento en las condiciones de EU multiplicado por la duración del evento.

- Volumen asociado al hidrograma de salida, estimado como el caudal máximo de vertido multiplicado por la duración del evento.

- Volumen de infiltración, estimado como el caudal de infiltración multiplicado por la duración del evento.

- Volumen necesario de almacenamiento, calculado como la resta del volumen de entrada menos el volumen de vertido y el de infiltración.

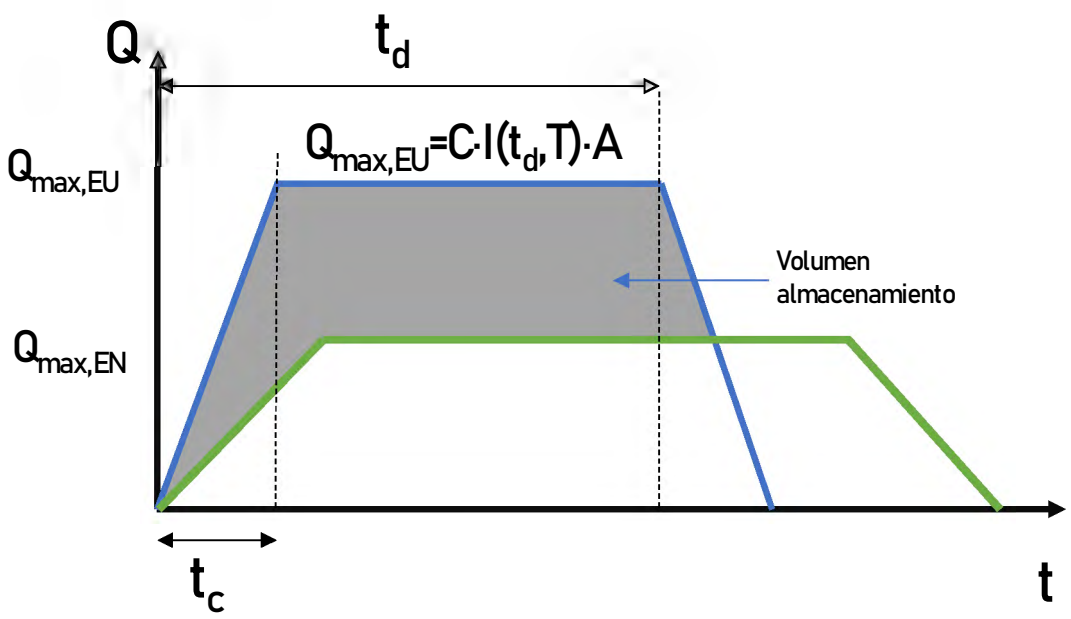


Figura A4-1. Esquema conceptual del Método Racional Modificado para la obtención de los volúmenes de atenuación

El cálculo se debe repetir para varias duraciones buscando el valor máximo de almacenamiento necesario. En la tabla A4-1 se presenta un ejemplo de cálculo simplificado con los siguientes datos de partida que se corresponden con los datos empleados en el ejemplo incluido en la HSH para determinar el volumen asociado al control del caudal de la MCO:

- Caudal de salida: 4.35 L/s

- Área neta de la cuenca: 0.778 Ha

- Precipitación diaria: 59.8 mm (incluye pérdidas por detracción)

- Capacidad de infiltración del suelo: 0 mm/h

En la tabla se presenta el procedimiento de cálculo desde una duración de 10 minutos hasta los 30 minutos, y a partir de esta fila se salta a la fila correspondiente a la duración de 450 minutos con objeto de presentar como el análisis consiste en buscar

el volumen máximo que para este caso se corresponde con 264,15 m^3 y una duración crítica de 480 minutos.

Tabla A4-1 Ejemplo de cálculo del volumen de almacenamiento para el control de caudales punta

(I) Duración evento: t_d (min)	(II) Intensidad asociada a t_d (mm/h)	(III) Volumen de precipitación: (I)·(II) (mm)	(IV) Volumen entrada: (III)·Área neta (m^3)	(V) Volumen Infiltración: $K_{sat}·t_d$.Sup (m^3)	(VI) Volumen Salida: $Q_{ver}·t_d$ (m^3)	Volumen necesario: (IV)-(V)-(VI) (m3)
10	55,8	9,3	72,4	0.00	2,5	69,8
20	40,0	13,3	103,7	0.00	5,1	98,6
30	32,6	16,3	126,6	0.00	7,6	118,9
…						
450	6,5	48,7	378,7	0,0	114,7	263,91
460	6,4	49,0	381,3	0,0	117,3	264,06
470	6,3	49,3	384,0	0,0	119,8	264,13
480	6,2	49,7	386,5	0,0	122,4	264,15
490	6,1	50,0	389,0	0,0	124,9	264,12
500	6,0	50,3	391,5	0,0	127,5	264,01
510	6,0	50,6	393,9	0,0	130,0	263,92
…						

Capítulo 7. MÉTODOS DE CÁLCULO Y CRITERIOS DE DISEÑO PARA LA INFILTRACIÓN

ÍNDICE

7.1 INTRODUCCIÓN 7-4

7.2 PROCESOS DE INFILTRACION EN TECNICAS SuDS 7-5
7.2.1 Técnicas de Baja Carga, y Media o Alta Carga de Infiltración 7-5

7.3 TIPOS DE TERRENOS PARA INFILTRACIÓN Y DEPURACIÓN 7-7
7.3.1 Modelos Conceptuales de Terreno (Suelo/Subsuelo Acuífero) 7-8
7.3.2 Modelo Terreno para Infiltración Suelo/Subsuelo 7-9
7.3.3 Bases de Modelo Suelo/Subsuelo Acuífero en Bizkaia 7-17

7.4 INVESTIGACION PARA LA INFILTRACION 7-19
7.4.1 Criterios de Idoneidad para la Infiltración 7-20
7.4.2 Investigación Hidrológica-Geotécnica de Emplazamientos 7-26

7.5 INFILTRACIÓN A SUELO (FORMACIÓN EDAFOLÓGICA) 7-33
7.5.1 Tipología y Perfiles de los Suelos en Bizkaia 7-34
7.5.2 Textura (gradación) y Estructura del Suelo 7-34
7.5.3 Procesos de Infiltración en Suelo como Medio no Saturado 7-37
7.5.4 Parámetros Hidráulicos en Suelos 7-41

7.6 INFILTRACIÓN A SUBSUELO ACUÍFERO (ZONA NO SATURADA) 7-49
7.6.1 Proceso de Infiltración en Subsuelo Acuífero (NS) 7-49
7.6.2 Parámetros Hidráulicos del Subsuelo Acuífero no Saturado 7-54

7.7 INFILTRACIÓN A SUBSUELO ACUÍFERO LIBRE (ZONA SATURADA) ... 7-59
7.7.1 Tipologías Generales de Subsuelo Acuífero Saturado 7-59
7.7.2 Proceso de Infiltración (recarga) a Subsuelo Acuífero Saturado 7-60
7.7.3 Parámetros Hidráulicos del Subsuelo Acuífero Saturado 7-61

7.8 PROCESOS DE DEPURACIÓN EN EL TERRENO 7-63
7.8.1 Contaminación del Suelo en Carreteras 7-63
7.8.2 Contaminación del Sedimento Basal en Técnicas SuDS 7-65
7.8.3 Depuración de Aguas en Suelo y en Subsuelo Acuífero 7-65

7.9 CÁLCULOS PARÁMETROS INFILTRACIÓN (ZONA NO SATURADA) 7-70
7.9.1 Estimación de Conductividad Hidráulica (K_{sat}) 7-70
7.9.2 Estimación del Gradiente Hidráulico (i) 7-78
7.9.3 Cálculo de Tasa de Infiltración (q) 7-84
7.9.4 Factores de Corrección 7-86

7.10 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO DE TÉCNICAS DE INFILTRACIÓN 7-88
7.10.1 Modelos de Simulación de Flujos de Aguas Subterráneas 7-92

7.11 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 7-92

ANEXO 1. FORMACIONES EDAFOLOGICAS EN BIZKAIA 7-97

ANEXO 2. TIPOLOGIAS DE FORMACIONES ACUÍFERAS EN BIZKAIA 7-100

ANEXO 3. ENSAYOS DE CAMPO PARA DETERMINAR TASAS DE INFILTRACIÓN 7-112

ANEXO 4. METODOS DE CALCULO TASAS INFILTRACION EN ZNS - ABOMBAMIENTO 7-124

7.1 INTRODUCCIÓN

Las técnicas de infiltración proveen control hidráulico al almacenar el exceso de escorrentía y percolarlo en el terreno cercano, reduciendo los volúmenes y caudales punta de escorrentía viaria y contribuyendo a mantener los flujos subterráneos y los procesos naturales de recarga de los acuíferos.

A lo largo del MDSC se usa el término 'infiltración' para referirse al proceso por el que se introduce lentamente el agua en el terreno como medio sólido poroso. En la rama de la hidrología la infiltración se refiere específicamente al proceso mediante el cual el agua se introduce al suelo atravesando su superficie. La percolación' se refiere al movimiento del agua dentro del suelo y a través de un medio poroso.

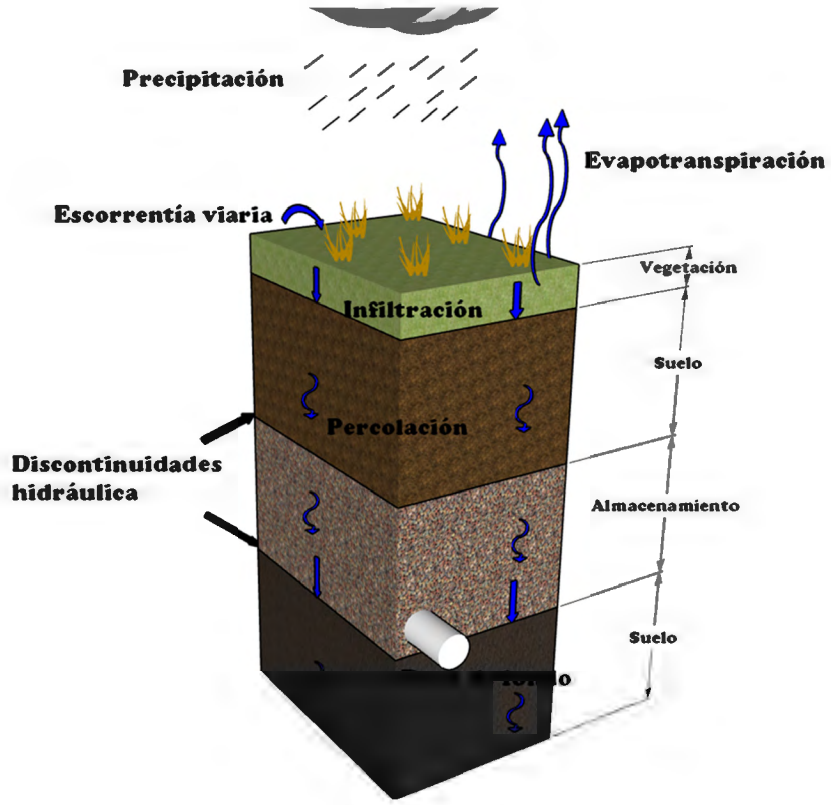


Figura 7-1. Procesos y flujos de agua en una técnica SuDS

Los procesos de infiltración dependen de las características (composición, estructura, dimensiones, etc.) del medio poroso receptor, tanto en el dominio del suelo (como formación edafológica) como en el dominio acuífero (tanto en su zona no saturada como, por debajo del nivel freático, en la zona saturada). Las características del suelo y/o subsuelo acuífero en el ámbito de un territorio (hasta el detalle del emplazamiento), la seguridad geotécnica y el posible impacto de las escorrentías en el dominio acuífero son las que determinan la posibilidad y oportunidad de emplear la infiltración al terreno.

En el diseño de los componentes de la técnica de infiltración se puede considerar la capacidad de transformar y mejorar la capacidad de las formaciones naturales (suelo

y subsuelo acuífero), incrementando su potencial de infiltración y/o depuración. Esto a través de mejoramiento de las capas (por extracción o adición de elementos), la retirada o sustitución de determinadas capas, o la incorporación de nuevas capas de materiales seleccionados (ej. *enmiendas de compost*). Cuando se producen modificaciones del terreno natural preexistente, puede hablarse de suelos/subsuelos técnicos.

A lo largo de este capítulo se facilitan los esquemas conceptuales de infiltración y depuración en el terreno propuestos para Bizkaia, y los detalles para cálculo y criterios de diseño para la infiltración y depuración en:

- Suelo como formación edafológica (tipo 1)
- Subsuelo acuífero no saturado (tipo 2NS)
- Subsuelo acuífero saturado (tipo 2S)

A partir de esto puede también calcularse y diseñarse las combinaciones adaptadas a la realidad edafológica e hidrogeológica de los terrenos de Bizkaia.

El proyectista podrá realizar una primera aproximación para valorar la viabilidad de la infiltración en el ámbito mediante el uso de los parámetros hidráulicos presentados para cada dominio del suelo. En un segundo nivel de aproximación, para proyectos constructivos, se incluyen las pruebas y estudios de campo a realizar para confirmar estos valores y diseñar la técnica de infiltración.

7.2 PROCESOS DE INFILTRACION EN TECNICAS SuDS

Las técnicas SuDS destinadas a la infiltración de las escorrentías son las más complejas de diseñar debido a las escalas temporales requeridas para realizar los estudios hidrogeológicos necesarios para su correcta implantación (generalmente un mínimo de una época de lluvias).

7.2.1 Técnicas de Baja Carga, y Media o Alta Carga de Infiltración

Las técnicas SuDS de baja carga de infiltración actúan superficialmente, interceptando y manteniendo flujos difusos y en lo posible conservando la formación edafológica existente. Poseen una baja relación área drenada/área infiltración y siguen los principios del Desarrollo Urbano de Bajo Impacto (DBI). Realizan la infiltración cerca de la fuente de escorrentía y en terreno natural (o terreno mejorado), algunos ejemplos son la dispersión natural o las franjas filtrantes vegetadas mejoradas. En la superficie del suelo, como formación edafológica, la infiltración considerada es la que se produce típicamente antes de los 1,5 metros primeros de suelo natural, o hasta los 2-3 primeros metros de la zona no saturada del subsuelo acuífero.

Las técnicas SuDS de baja carga son más superficiales y distribuyen los volúmenes de escorrentía en mayores áreas de infiltración, presentan un menor riesgo de efectos adversos y generalmente permiten un mejor control hidráulico y tratamiento de las

escorrentías. Al distribuir el área de infiltración también se minimiza el efecto de posibles áreas menos permeables en el suelo. La estimación de tasas de infiltración de esta naturaleza, equivalente a las estudiadas para las aplicaciones de riego agrícola, se basan en modelos clásicos como son los de Kostiakov, Kostiakov-Lewis, o Philip.

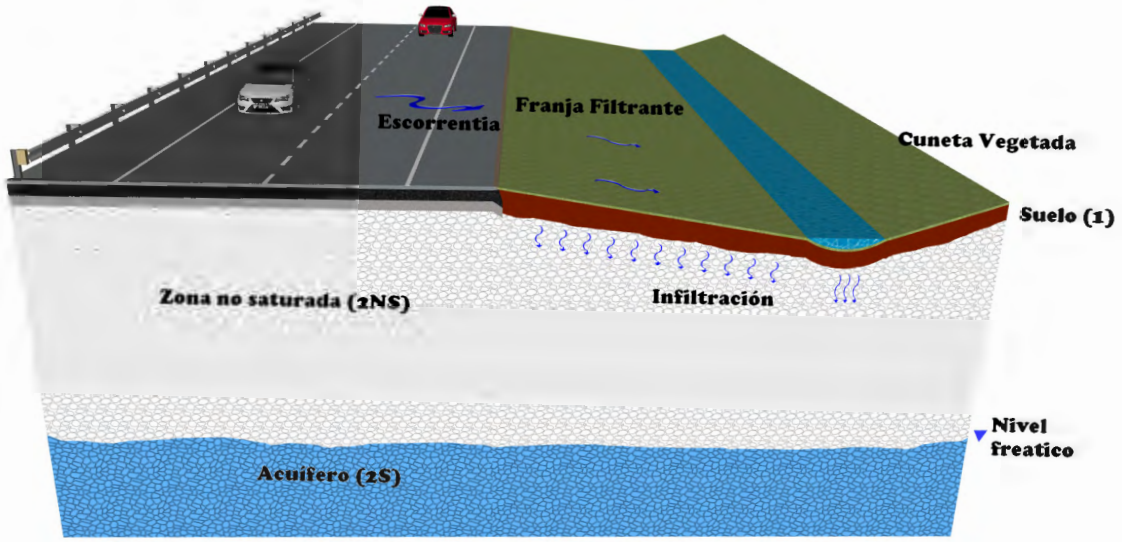


Figura 7-2. Ejemplos de técnicas de infiltración (franja filtrante y cuneta vegetada) de baja carga

En la figura 7-2 pueden observarse técnicas de infiltración de baja carga, y en la figura 7-3 las balsas y pozos de infiltración de alta carga, con lámina de agua continua, como ejemplo del grupo de media o alta carga de infiltración.

Las técnicas SuDS de media o alta carga de infiltración reciben mayores volúmenes de escorrentía viaria y presentan una relación más elevada de área drenada/área infiltración, concentrando y profundizando la infiltración y/o percolación. El proceso de infiltración se da típicamente a lo largo de un perfil vertical (combinado de suelo y subsuelo acuífero subyacente, o de afloramiento de subsuelo acuífero) de hasta 2-5 metros de profundidad. En algunos lugares donde la infiltración superficial no es posible esta tipología de SuDS son más adecuados ya que permiten introducir el agua bajo la superficie del terreno y sobre el acuífero libre. Las balsas y depósitos de infiltración son un ejemplo de esta técnica. Todas estas técnicas requieren pretratamientos y presentan mayores riesgos de efectos adversos al profundizar y concentrar la infiltración.

La infiltración en sistemas de media y alta carga no saturados, homogéneos, se describe frecuentemente (para estado transicional) con la ecuación Green-Ampt. Esta aproximación asume una lámina de agua (estancada) en la superficie del terreno y un frente húmedo que se extiende hasta una profundidad L. Se asume que el frente húmedo se mueve hacia abajo como una interfaz neta, y que el suelo está saturado por encima del frente húmedo (el contenido de agua se supone igual a la porosidad). Se supone que el contenido de agua por debajo del frente de humectación es igual a un

valor inicial más bajo. Para la caracterización de estado estacionario pueden emplearse fórmulas empíricas, como las desarrolladas por WDOT, para sus parámetros hidráulicos de referencia.

Figura 7-3. Ejemplos de técnica de infiltración (balsa de infiltración) de alta carga

Finalmente, aunque es una solución que debe ser cuidadosamente evaluada, la inyección o recarga directa a la zona saturada de las aguas pluviales de escorrentía puede ser una alternativa de interés. La inyección directa a la zona no saturada estará prohibida si las escorrentías son consideradas aguas residuales por el OC.

7.3 TIPOS DE TERRENOS PARA INFILTRACIÓN Y DEPURACIÓN

A continuación, se presentan los diversos modelos del terreno que pueden representar los procesos de infiltración esperables, tanto cuando este fenómeno se produce en el suelo (formación edafológica) como capa muy superficial (< 2-3 m.) diferenciada y estructurada de materiales granulares no saturados de agua; como cuando el fenómeno se produce en el subsuelo, en una formación acuífera (granular detrítica, kárstica, etc.). En este caso (acuífero libre) pueden contemplarse dos procesos diferentes: el de la infiltración a través de una capa superior, no saturada, del acuífero, hasta la llegada del frente de infiltración a la zona saturada; y el de la infiltración prácticamente directa hasta la zona saturada, como caso especial.

En términos de escala, se considera que las profundidades de los suelos responden al orden de metros (hasta 2-3 m de profundidad), con divisiones en horizontes hasta decimétricas. Los espesores considerados para el subsuelo de formaciones acuíferas se entienden del orden de metros hasta decámetros, tanto para la zona superior no saturada como para la zona saturada. No se tiene en cuenta escalas de procesos que se den más allá de estas dimensiones.

7.3.1 Modelos Conceptuales de Terreno (Suelo/Subsuelo Acuífero)

A la hora de intervenir con procesos de infiltración en el terreno, tanto para elegir emplazamientos, como para diseñar técnicas o implantarlas, resulta de la mayor importancia conceptualizar y determinar los aspectos relevantes del terreno.

Los modelos conceptuales escorrentía-infiltración, como una forma de representación, muestran típicamente una sección o un bloque diagrama del terreno en donde aparecen capas (unidades morfológicas) que componen el terreno con el dibujo de las líneas de flujo simplificadas del proceso de infiltración, y a veces incluyen también información sobre calidad y contaminación del medio.

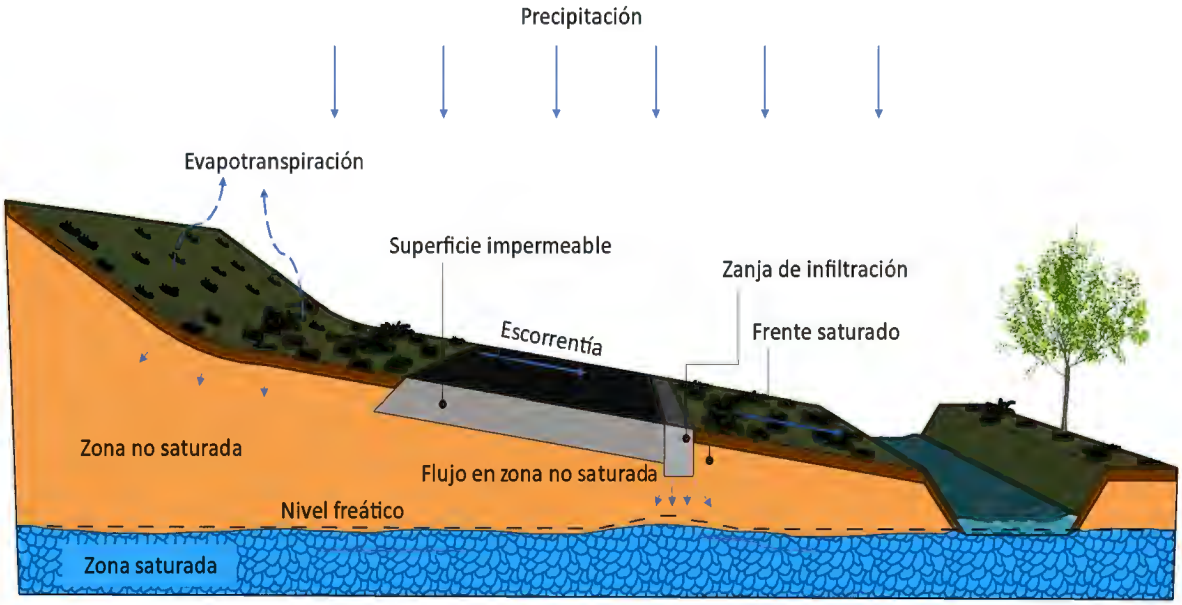


Figura 7-4. Típico modelo de sistema de infiltración para gestión de escorrentía superficial

Los modelos fuente-vía-receptor son otra familia de modelos conceptuales, que viene inspirada por las metodologías de análisis de riesgos ambientales en aguas subterráneas, dan cuenta de aspectos cuantitativos de la infiltración, pero tienen más en cuenta los aspectos cualitativos (calidad, depuración y contaminación) del proceso de infiltración.

Estos modelos, orientados al análisis de riesgos, se emplearán para la investigación del comportamiento de contaminantes incorporados en un flujo de infiltración cuando exista vulnerabilidad y en los que se requiera realizar una evaluación de riesgos (ver Capítulo 9).

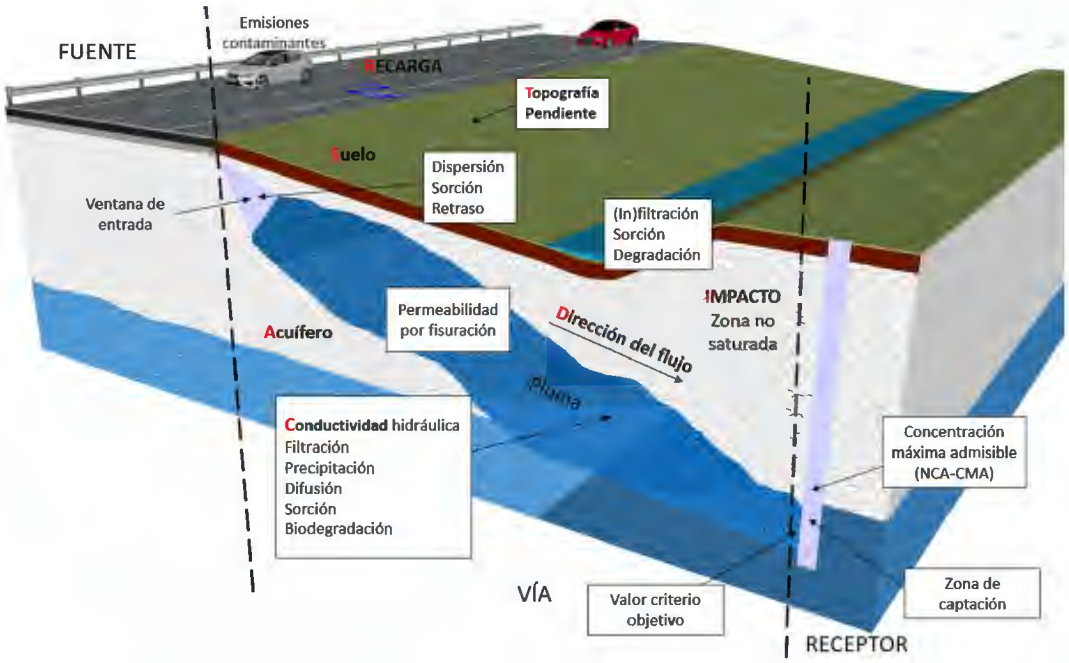


Figura 7-5. Diagrama esquemático de aproximación a un modelo de transporte de contaminantes a aguas subterráneas

7.3.2 Modelo Terreno para Infiltración Suelo/Subsuelo

El modelo integrado del terreno para analizar los procesos de infiltración se compone de tres dominios: 1, zona no saturada del suelo superficial; 2NS, zona no saturada de acuífero; y 2S, zona saturada de acuífero (libre). Estos tres dominios del terreno se encuentran limitados (superior e inferiormente) por discontinuidades hidráulicas de primer orden.

La subdivisión fundamental de este modelo considera dos ámbitos bien diferenciados, el del suelo como formación edafológica, y el del subsuelo como formación geológica acuífera (zona no saturada y zona saturada).

El modelo de terreno para infiltración incorpora la noción de discontinuidad hidráulica horizontal, entendiendo que son discontinuidades hidráulicas de primer orden aquellas que condicionan de forma relevante la continuidad del proceso de infiltración. Así como las discontinuidades hidráulicas de segundo orden son aquellas interiores de los tres dominios que separan capas con comportamiento hidráulico diferenciable.

La figura 7-6 es representativa de los tres dominios que pueden considerarse en un terreno, que están separados por discontinuidades hidráulicas de primer orden, configurando una secuencia teórica completa:

- Suelo o formación edafológica (1).
- Subsuelo acuífero zona no saturada (2NS).
- Subsuelo acuífero zona saturada (2S).

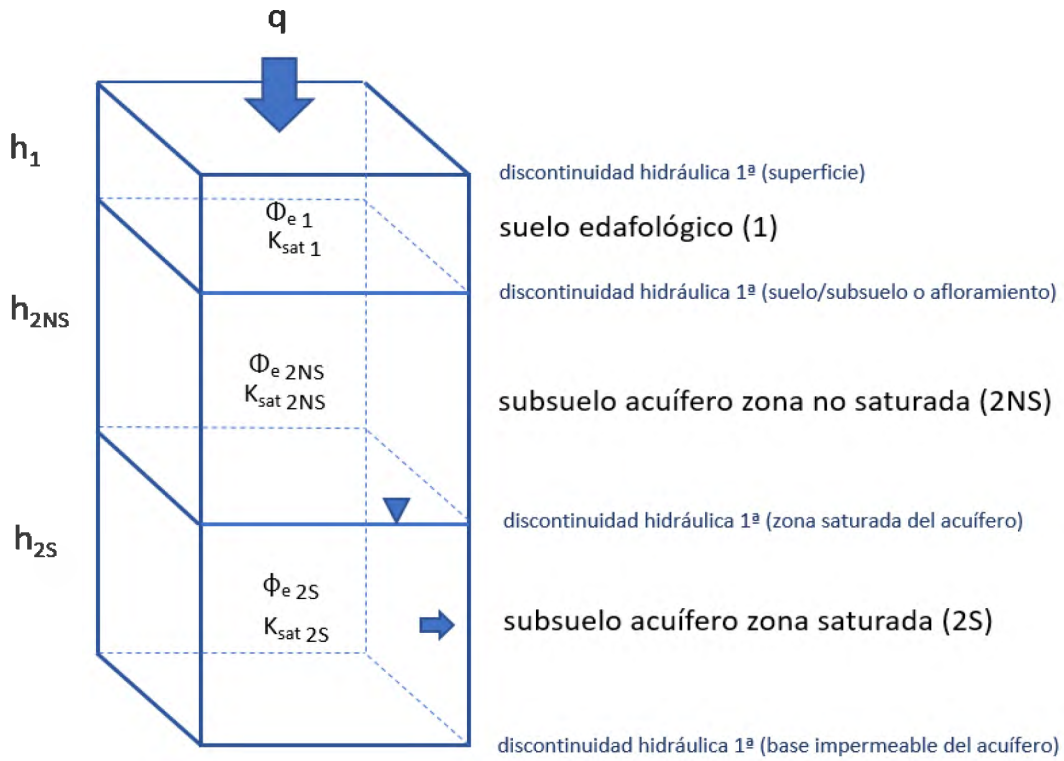


Figura 7-6. Esquema básico propuesto del terreno, por dominios: suelo (1), subsuelo acuífero no saturado (2NS) y subsuelo acuífero saturado (2S) para estudio de componentes de infiltración al terreno

Estos tres dominios pueden considerarse de forma conjunta, a pesar de las diferencias importantes en dimensiones, como ser analizados por separado, según convenga a las potencialidades del terreno y características del emplazamiento para infiltración. Para estudiar la infiltración de flujos de agua procedentes de la escorrentía de carreteras, se consideran tres dominios de proceso de infiltración:

1) (1) Infiltración a suelo, como infiltración a través de suelo granular, como medio no saturado, conectado o no con una formación acuífera.

2) (2NS) infiltración a subsuelo a través de la zona no saturada (porosidad granular, de fractura o mixta) de un acuífero, con una determinada profundidad hasta la zona saturada (nivel freático o piezométrico).

3) (2S) infiltración a subsuelo, como infiltración directa (concentrada) a la zona saturada (porosidad granular, de fractura, o mixta), con una determinada transmisividad y dirección de flujo.

El hecho de que los tres dominios de potencial infiltración se encuentren limitados por discontinuidades hidráulicas, lleva de la mano a la posibilidad y conveniencia de establecer balances de entrada-salida de agua que permitan mejorar las estimaciones de capacidad de infiltración, como carga hidráulica admisible.

En función de las condiciones del emplazamiento y de la técnica SuDS, pueden considerarse la aplicación de uno de los tres tipos de infiltración (1, 2NS, 2S), o la combinación de estos (1-2NS, 1-2NS-2S, 1-2S, 2NS-2S).

Al hablar de subsuelo acuífero se entiende que se trata de un acuífero libre, en que la formación permeable aflora en superficie. A su vez, en la formación acuífera se distinguen dos partes, la zona no saturada (por encima del nivel freático), y la zona saturada (por debajo del nivel freático).

El estudio del terreno por dominios se fundamenta en tres aspectos cuyo objeto es estudiar, específicamente, el comportamiento del terreno a efectos de la infiltración y depuración de aguas pluviales de escorrentía de viales:

1. Separar claramente el dominio de los suelos como formaciones edafológicas; aunque la visión geotécnica (y a veces la hidrológica) trabaja sobre una noción de suelo como material granular básicamente homogéneo y/o indiferenciado, aquí se incide en la autonomía del suelo como formación, su dinámica bioquímica y geoquímica, y su estructura resultante en horizontes. Se considera claramente el suelo como una formación edafológica propia, y por tanto diferenciable de una formación geológica (incluso aunque esta sea de materiales detríticos granulares).

2. Hay que considerar que las formaciones geológicas de naturaleza acuífera (capaces de incorporar, almacenar y transmitir agua) pueden dividirse en dos partes, aunque entre ambas pueda existir una zona transicional (a diferentes escalas temporales y ámbitos territoriales): la zona superior de la formación acuífera que no se encuentra completamente saturada de agua; y la zona de la formación acuífera que se encuentra completamente saturada de agua (agua gravitacional). No obstante, la clave en la diferenciación de estos dos dominios del subsuelo acuífero se encuentra en que el inferior está completamente saturado, permanentemente. El término de 'no saturado' de la zona superior podría definirse con más precisión diciendo 'zona no completamente saturada', lo que supone considerar todos los posibles estados de no saturación y, en todo caso, va a poder distinguirse una zona superior que es asimilable permanentemente a un sistema no saturado.

3. Servir al estudio y diseño del proceso de infiltración, incluida eventualmente la depuración de las escorrentías. De ahí que los dominios y capas que se identifican puedan ayudar, como modelos conceptuales, a la investigación detallada de los terrenos de cara a esa funcionalidad doble (infiltración/depuración). De ahí, aunque por distintas razones, que cada uno de los tres dominios del terreno (1, 2NS y 2S) se hayan subdivido a su vez en tres capas (aunque en el subsuelo acuífero, a mejores efectos del modelo, se comparte la que se denomina 'capa transicional').

7.3.2.1 Suelo Superficial (formación edafológica) (1)

El suelo superficial (formación edafológica) es una formación, con un espesor típico de hasta 2-3 metros, limitada por dos discontinuidades hidráulicas de primer orden: la superficie del suelo, en donde el agua pasa de un medio libre (aire o lámina de agua) al

medio granular poroso continuo del suelo; y la parte inferior del suelo, constituida por la roca madre, con un cambio muy importante en la conductividad hidráulica.

En el interior del suelo también pueden darse discontinuidades hidráulicas (de segundo orden), entre la cobertura vegetal superficial, con la capa orgánica superior (horizonte A), con la capa mineral (horizonte B) y con la capa de suelo en formación y material parental en diverso estado de alteración (horizonte C). El estado de evolución del suelo y la tipología del material parental (roca madre) van a determinar el espesor de esta capa de fondo que, en cierto modo también va a poder contemplarse como una capa de transición, en su caso, al subsuelo acuífero (identificado en su parte superior como horizonte D/R).

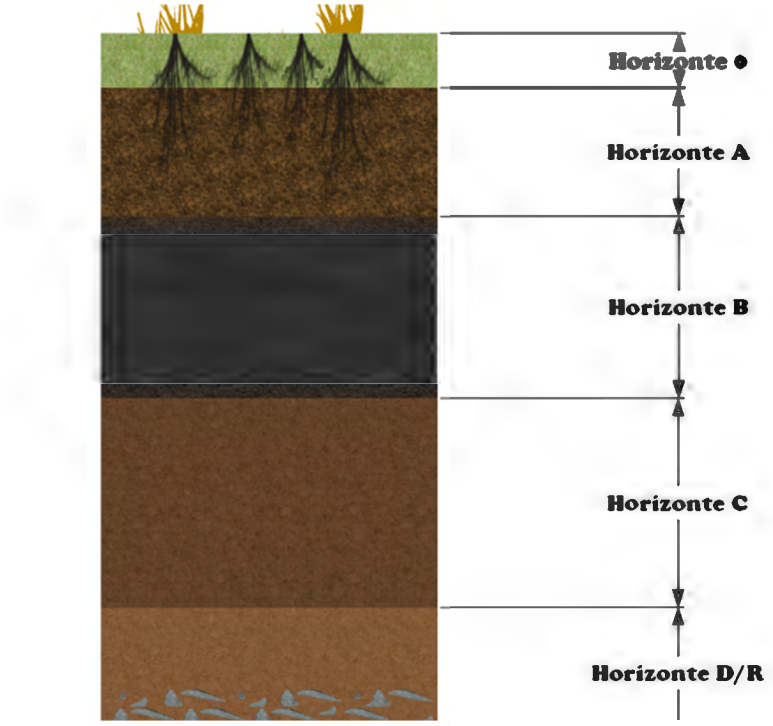


Figura 7-7. Horizontes tipo en un suelo desarrollado

El modelo básico por tanto incluye tres capas para el suelo como formación edafológica (1). El suelo está limitado superior (superficie) e inferiormente (contacto con formación impermeable o formación acuífera) por dos discontinuidades hidráulica de primer orden.

En la figura 7-7 se muestra un esquema básico de referencia de los tres horizontes o capas que se consideran para el estudio de infiltración al suelo como formación edafológica. Se incluyen en la representación parámetros hidráulicos distintivos (porosidad eficaz y conductividad hidráulica saturada), y las líneas de flujo entre los distintos horizontes.

Desde la parte superior hacia la inferior, se consideran tres horizontes o capas. La primera (1A), con mayor actividad bioquímica y presencia de materia orgánica y espesor

centimétrico a decimétrico, con valores característicos de parámetros hidráulicos, y separada por una discontinuidad hidráulica de segundo orden, de la capa subyacente. El segundo horizonte o capa (1B), de espesor decimétrico a métrico, como zona de mayor actividad geoquímica, con valores característicos de parámetros hidráulicos, y separada por una discontinuidad hidráulica de segundo orden, de la capa subyacente. El tercer horizonte o capa (1C o 1C/R), con espesor decimétrico a métrico, con valores característicos de parámetros hidráulicos, y separado de la capa subyacente (materiales impermeables o formación acuífera) por una discontinuidad hidráulica de primer orden.

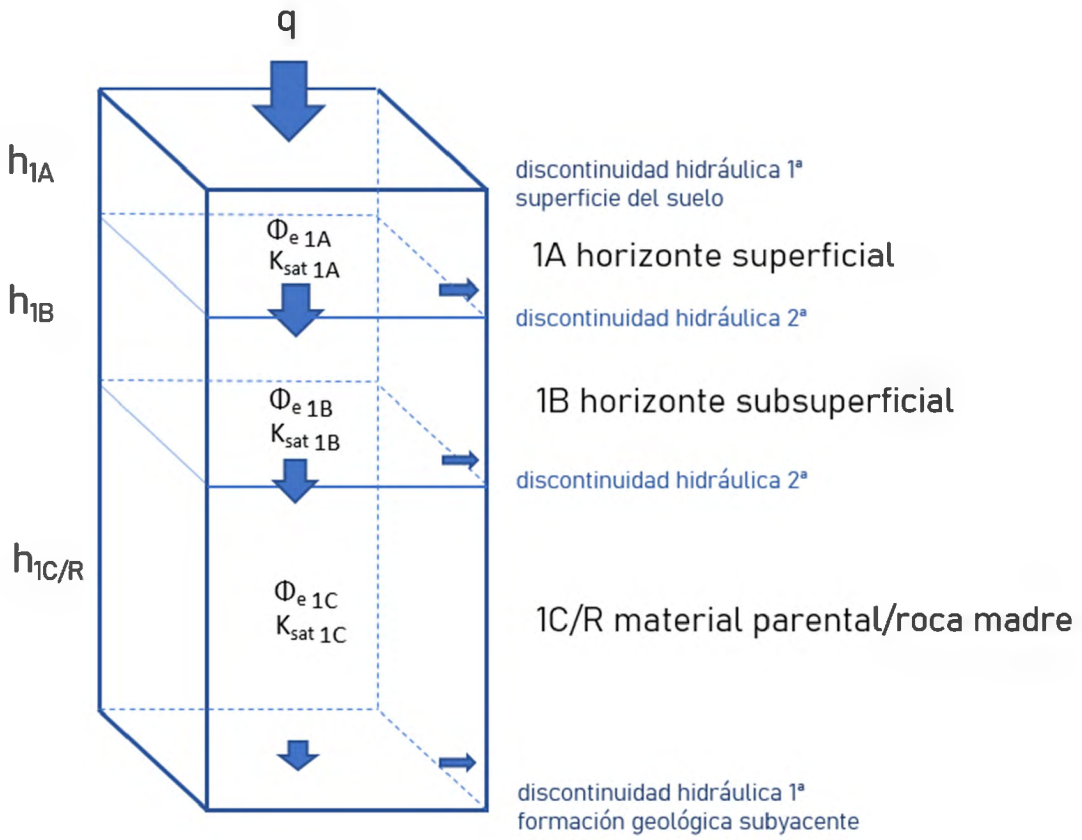


Figura 7-8. Esquema básico propuesto de horizontes o capas de un suelo (formación edafológica) (tipo 1) para estudio de componentes de infiltración al terreno

En el apartado 7.5 se identifican detalladamente las características y parámetros que dan cuenta del comportamiento hidráulico de los suelos como formaciones edafológicas, y de los elementos para el cálculo de valores y criterios de diseño de cara al uso de este medio infiltrante como componente de técnicas SuDS.

7.3.2.2 Subsuelo Acuífero en Zona no Saturada (2NS)

La zona no saturada del subsuelo acuífero está limitada por dos discontinuidades hidráulicas de primer orden: la propia superficie del terreno, cuando aflora la formación acuífera (o el suelo, cuando se encuentra debajo de éste) en donde el agua pasa de un

medio (aire o lámina de agua) al material rocoso permeable del suelo; y el nivel freático como discontinuidad inferior.

En la figura 7-9 se muestra un esquema básico de referencia de las tres capas (2NSa, 2NSb y 2NSt) que pueden considerarse para el estudio de infiltración a la zona no saturada (ZNS) del subsuelo acuífero (2NS). Se incluyen en la representación parámetros hidráulicos distintivos (porosidad eficaz/coeficiente de almacenamiento y conductividad hidráulica saturada), y las líneas de flujo entre las distintas capas.

La primera capa (2NSa) está constituida por un espesor (hasta orden de magnitud métrico) de la capa superior de la formación geológica que constituye el subsuelo acuífero no saturado. Esta capa está formada por las litologías de la formación geológica acuífera, pero al encontrarse en la parte superior, bien directamente como superficie aflorante o por debajo de un suelo, puede estar sometida a diversos procesos de alteración geodinámica (meteorización, decompresión, etc.) de los materiales geológicos del subsuelo acuífero que, de forma general, van a resultar en valores más altos de parámetros hidráulicos relevantes como: porosidad, permeabilidad intrínseca o conductividad hidráulica (K_{sat}2NSa > K_{sat}2NSb). El contacto superior de la capa 2NSa, considerado como una discontinuidad hidráulica de primer orden, puede ser bien el afloramiento en superficie de la formación geológica, o la base de un suelo edafológico. El límite inferior de esta capa 2NSa puede ser más o menos nítido, dependiendo del tipo litológico y de los fenómenos de alteración sufridos por la masa rocosa.

La capa 2NSb, la segunda de la zona no saturada del subsuelo acuífero (2NS), es la más potente, pudiendo alcanzar decenas e incluso centenares de metros. Aunque, como se ha señalado, en estos estudios se va a considerar la posibilidad práctica de infiltrar, en su caso, hasta un máximo de unas pocas decenas de metros. Esto tiene que ver con la disponibilidad de información y, eventualmente, con la magnitud del componente de infiltración que pueda diseñarse. El balance de entradas-salidas del proceso de infiltración va a permitir dimensionar las posibilidades de infiltración, de modo que se limite a la zona no saturada del acuífero, o que pueda llegar hasta el nivel freático libre del acuífero.

La tercera capa que se identifica (2NSt) es una capa en cierto modo más teórica (función auxiliar del modelo), puesto que pretende reflejar aquellos casos en los que las variaciones del nivel del freático (en ciclos intra o interanuales) puedan tener relevancia a lo largo de la vida útil prevista del componente de infiltración. Las características y comportamiento de esta capa pueden tener especial interés en aquellos casos en que se prevea que la infiltración a través de la zona no saturada alcance efectivamente el nivel freático del acuífero, en casos en que se tenga un nivel relativamente alto o que las condiciones hidrogeológicas impongan una respuesta rápida y de magnitud en la elevación del freático local o regional.

En el apartado 7.6 se identifican detalladamente las características y parámetros que dan cuenta del comportamiento hidráulico del subsuelo acuífero (zona no saturada, ZNS), y de los elementos para el cálculo de valores y criterios de diseño de cara al uso de este medio infiltrante como componente de técnicas SuDS. Se hace notar que para el caso de formaciones geológicas acuíferas detríticas recientes (terrazas aluviales cuaternarias, por ejemplo), los parámetros y valores del subsuelo acuífero ZNS son,

con algunas consideraciones, similares a los del suelo como formación edafológica. Se hará entonces especial consideración a las características y parámetros de formaciones acuíferas detríticas consolidadas, fracturadas y kársticas.

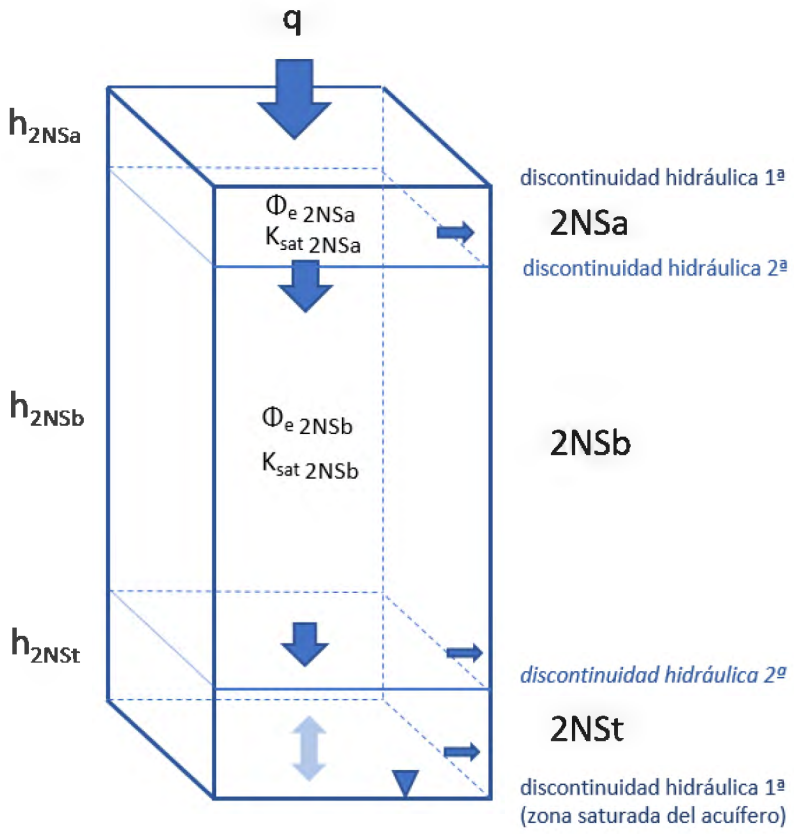


Figura 7-9. Esquema básico propuesto para dominio de subsuelo acuífero de zona no saturada (tipo 2NS) según capas para estudio de componentes de infiltración al terreno

7.3.2.3 Subsuelo Acuífero en Zona Saturada (2S)

La zona saturada del acuífero libre está limitada por dos discontinuidades hidráulicas de primer orden: la superior, que es la zona no saturada del acuífero; y la inferior que será la capa impermeable o acuicludo.

En la figura 7-10 se muestra un esquema básico de referencia de las tres capas (2NS/St, 2Sa y 2Sb) que pueden considerarse para el estudio de infiltración a la zona saturada (ZS) del subsuelo acuífero (2S). Se incluyen en la representación parámetros hidráulicos distintivos (porosidad eficaz/coeficiente de almacenamiento y conductividad hidráulica saturada), y las líneas de flujo entre las distintas capas.

La primera capa que se muestra (2NS/St) es la equivalente de la capa de transición (entre zona no saturada y zona completamente saturada) que se ha puesto en la figura anterior, pero con la notación 2NSt. Tiene la misma función que en el caso ya expuesto,

y sirve, eventualmente, para el análisis de la infiltración directa a zona no saturada, con las mismas consideraciones que se han realizado más arriba.

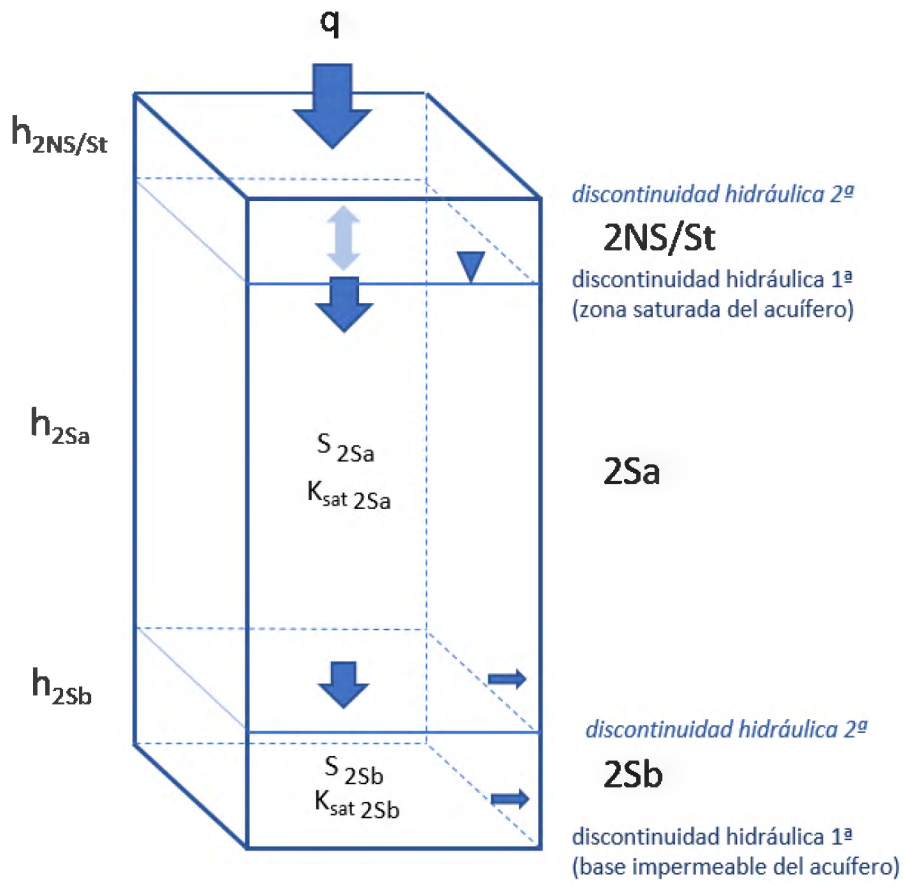


Figura 7-10. Esquema básico propuesto para dominio de subsuelo acuífero de zona saturada (tipo 2S) según capas para estudio de componentes de infiltración al terreno

La capa (2Sa) de la zona saturada del subsuelo acuífero (2S) es la capa fundamental de esta figura, porque representa las características (espesor, conductividad o transmisividad hidráulicas, y coeficiente de almacenamiento) que dan cuenta de las propiedades hidrogeológicas en un acuífero libre.

Por debajo de la capa anterior, se ha propuesto una capa (2Sb) teórica, que sería para representar, en su caso, las zonas más profundas de un acuífero libre que tenga un espesor muy relevante, y donde puedan considerarse diferenciadamente algunas de sus propiedades hidráulicas. Sin embargo, en un modelo más simplificado, puede prescindirse de esta capa.

En el apartado 7.8 se identifican las características y parámetros que dan cuenta del comportamiento hidráulico del subsuelo acuífero (zona saturada, ZS) y de los elementos para el cálculo de valores y criterios de diseño de cara al uso de este medio infiltrante como componente de técnicas SUDS. No obstante, como se observará, el desarrollo de este apartado es más limitado puesto que la infiltración (o inyección directa) al acuífero se considera una práctica de riesgo en términos de potencial

contaminación (especialmente en formaciones kársticas), por lo que debe contar con unas condiciones e investigaciones más específicas.

7.3.3 Bases de Modelo Suelo/Subsuelo Acuífero en Bizkaia

Estas bases facilitan la familiarización con el territorio histórico de Bizkaia para establecer el modelo concreto de terreno correspondiente a la fase preliminar de identificación de emplazamientos potenciales, o aún la de mayor concreción, como es la fase de diseño del componente de infiltración de una técnica SuDS para gestión de escorrentía viaria.

Los grupos de suelos más representativos de Bizkaia, en función de la Taxonomía edafológica del USDA-NRCS, son: Eutrochrept (51% de superficie), Dystochrept (26%), Hapludalf (8%), Ustochrept (8%) y Udifluvent (7%). Para más detalle véase Anexo 1.

- Eutrochrept: son suelos profundos (100-150 cm). Su pH es ligeramente ácido, su contenido en materia orgánica es medio-bajo y tienen una textura franco-arenosa.

- Dystrochrept: son suelos superficiales (25-50 cm). Tienen un contenido en materia orgánica medio (2-3%), un pH ácido (5-4) y su textura es franco-limosa.

- Hapludalf: son suelos de profundidad media (50-100 cm). Son ligeramente ácidos, tienen textura franco-arcillosa y son ricos en materia orgánica.

- Ustochrept: son suelos de profundidad media (50-100 cm). Son moderadamente básicos, presentan poco contenido en materia orgánica y la textura es franco-arcillosa.

- Udifluvent: son suelos muy profundos (>150 cm). Su pH es ligeramente básico, tienen bajo contenido en materia orgánica y su textura es franco-limosa.

Por su parte, el sustrato geológico, que resulta también ser un condicionante de los suelos existentes, en tanto material geológico parental, está compuesto principalmente por los siguientes materiales originarios (véase también Anexo 2):

- Cretácico: turbiditas, margas, calizas, areniscas, pelitas, calizas margosas, limolitas, arcillas, flysch negro, margas arenosas y arenas.

- Cuaternario: Gravas, arenas y limos. Aluviales.

- Triásico: Arcillas abigarradas y yesos.

- Complejo vulcano-sedimentario: Lavas.

Como se observa en los mapas, las tres bases territoriales comparten distribución espacial (bandas de dirección aproximada NO-SE), debido a la consistencia de interrelaciones entre la geología, el relieve, la red hidrológica y los suelos. Así, podrían definirse modelos combinados (suelo/subsuelo acuífero), especialmente en aquellos

lugares por los que discurren la mayor parte de las vías de comunicación, que también participan de la estructura NO-SE, como:

Figura 7-11. Mapa de edafología de Bizkaia (en MAA y MA, 2013)

Zona centro-norte

1) Suelo: eutrochrept

2NS) Subsuelo acuífero ZNS: MAS Sinclinorio de Vizcaya (ZNS)

2S) Subsuelo acuífero ZS: MAS Sinclinorio de Vizcaya (ZS)

Zona centro-sur

1) Suelo: eutrochrept

2NS) Subsuelo acuífero ZNS: MAS Anticlinorio Sur (ZNS)

2S) Subsuelo acuífero ZS: MAS Anticlinorio Sur (ZS)

Zona central (ejes fluviales)

1) Suelo: udifluvent

2NS) Subsuelo acuífero ZNS: cuaternarios aluviales (ZNS)

2S) Subsuelo acuífero ZS: cuaternarios aluviales (ZS)

Con este enfoque pueden considerarse los suelos (1) de forma independiente, en conjunto con subsuelo acuífero en zona no saturada (2NS), e incluso con la zona saturada (2S) de las masas de agua subterránea (MAS).

7.4 INVESTIGACION PARA LA INFILTRACION

Los procedimientos y criterios para seleccionar emplazamientos para el uso de infiltración tienen dos aproximaciones de distinto nivel según la fase y objetivo del estudio:

a) Planificación y estudios previos a la construcción, identificación de emplazamientos potenciales y prediseño. Se proveen unos parámetros de referencia más adelante para poder realizar este proceso.

b) Construcción de la carretera, evaluación técnica del terreno para el diseño de la técnica SuDS. Se proveen las metodologías para la obtención de datos en campo, completar los estudios geotécnicos y diseñar la componente de infiltración al terreno.

Este subcapítulo incluye aspectos desde generales a particulares para validar un emplazamiento o zona como adecuado para la infiltración en la fase de diseño de una técnica SuDS.

Las posibilidades de ubicación e investigación de emplazamientos para incorporar componente de infiltración en técnicas SuDS están, en primera instancia, relacionadas con el tipo de terreno para la infiltración. En la propuesta que se ha realizado de tipos de terreno (suelo edafológico y/o subsuelo acuífero, tanto no saturado como saturado) estaría el primer corte para la investigación preliminar de emplazamientos. En el procedimiento de investigación se entiende de interés empezar por un estudio prospectivo de posibles emplazamientos, para en una fase posterior realizar los estudios de detalle, que incluyen determinaciones más precisas, para llevar al final del diseño de la técnica SUDS con componente de infiltración.

En la figura 7-12 se presenta un esquema general orientativo que va a servir para precisar más los objetivos de conocimiento que se prevén con los procedimientos de ubicación e investigación.

Se definen dos posibilidades de investigación para la infiltración: a suelo como formación edafológica; y al subsuelo acuífero, tanto a la zona no saturada como a la zona saturada. Puede observarse un conector (guiones) entre el suelo edafológico (1) y el subsuelo acuífero no saturado (2NS), que de ser posible sería una combinación completa para usar como medio de infiltración en sistemas no saturados, puesto que por definición se encuentran por encima del nivel freático.

Esta combinación 1-2NS es la que se plantea como objeto general para los procedimientos de ubicación e investigación de emplazamientos. Esta combinación admite que finalmente la opción de infiltración se limite al suelo (1), al suelo en combinación con subsuelo acuífero no saturado (2NS), e incluso directamente (en ausencia de espesor suficiente de suelo) a afloramientos de subsuelo acuífero no

saturado (2NS). En todo caso, cuando se prevea la infiltración al subsuelo acuífero, la cuestión fundamental y crítica es la determinación del nivel freático local.

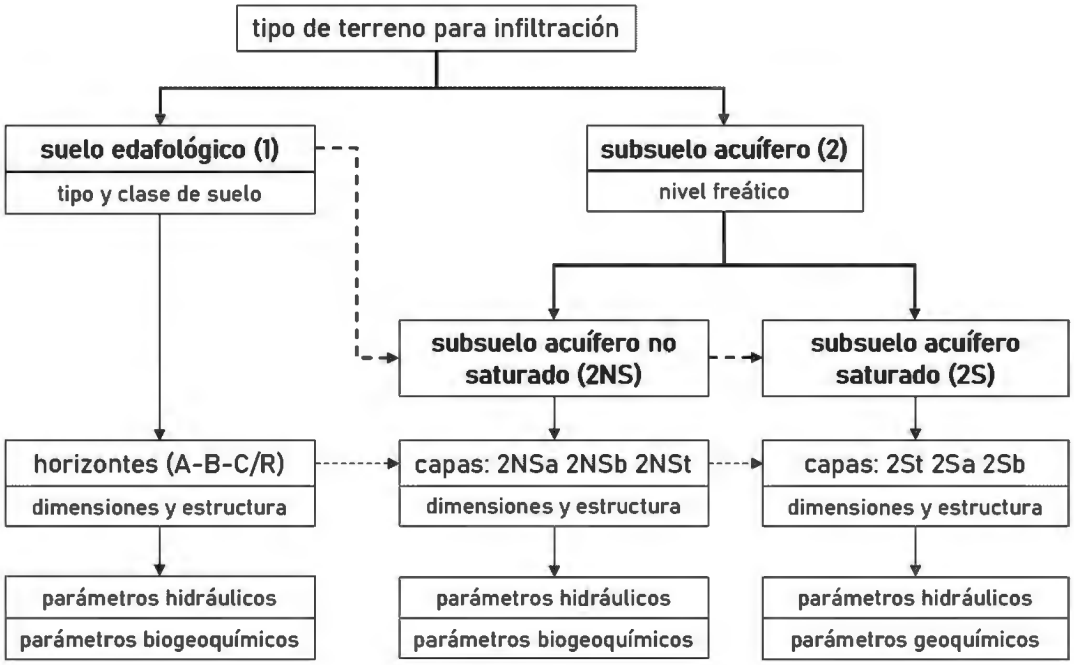


Figura 7-12. Esquema general de objetivos de conocimiento para ubicación e investigación de emplazamientos de SuDS con componentes de infiltración

7.4.1 Criterios de Idoneidad para la Infiltración

7.4.1.1 CII del Emplazamiento Durante la Planificación

En la tabla 7-1 se exponen los distintos aspectos, para cada tipo de terreno: suelo (1), combinación de suelo (1) y subsuelo acuífero no saturado (2NS), y subsuelo acuífero no saturado (2NS).

Una vez definido el tipo o tipos de terreno (suelo o subsuelo acuífero en zona no saturada), se plantea considerar (en estas escalas de trabajo aproximativas) los siguientes aspectos: espesor de la formación del terreno (suelo, subsuelo acuífero no saturado, o combinación de ambos); el grupo hidrológico de suelos (en clase USDA, desde el A hasta el D); valor de la pendiente general del terreno (en grados); profundidad del nivel freático (m.) regional o local permanente y/o en su nivel más alto; tasa de infiltración mínima (mm/h) que garantice un proceso de infiltración suficiente para el control hidráulico; tasa de infiltración máxima (mm/h) adecuada a función de depuración; capacidad de intercambio catiónico (CIC) mínima adecuada a función de depuración; presencia de masas de agua subterránea (MAS) con alguna figura de protección; zonas de uso de fundentes en viales; y zonas de karst (activos).

Tabla 7-1. Criterios de idoneidad para exploración de áreas de ubicación de emplazamientos

Aspecto / Tipo de Terreno	Suelo (1)	Suelo (1) + Subsuelo 2NS	Subsuelo Acuífero 2NS
Espesor formación (m)	> 0,5	> 1,5	> 3
Grupo hidrológico suelos	A B	A B C	A B C
Pendiente general terreno (%)	< 6	< 6	< 10
Profundidad nivel freático (m)	---	> 3	> 5
Tasa infiltración (mm/h) [con función de control hidráulico]	>5	>5	>5
Tasa infiltración (mm/h) [con función de depuración]	< 50	< 50	< 50
Capacidad intercambio catiónico (meq/100g) [función depuración]	> 5	> 5	> 5
Masa de agua subterránea vulnerable	---	Evaluación del riesgo	Evaluación del riesgo
Uso de fundentes en viales		Zonas de captación subterránea >200m	Desfavorable
Zona de karst activo (m.)	> 30	> 300	Informe hidrogeológico

7.4.1.2 CII del Emplazamiento para los Proyectos Constructivos

Para los proyectos constructivos, se establecen, con mayor detalle, una serie de criterios de idoneidad que la ubicación específica de la técnica SuDS con funciones de infiltración debe cumplir para cada área delimitada de descarga (ADD). Cuando el estudio del emplazamiento determine que alguno de los siguientes criterios no puede cumplirse, el proyectista debe implementar medidas de mitigación suficientes para que la infiltración no comprometa la seguridad, salud pública y el medio ambiente.

La ubicación de las técnicas de infiltración y las decisiones sobre su diseño, especialmente la infiltración con funciones de depuración, deben realizarse por un técnico competente con experiencia geotécnica e hidrogeológica que elabore el estudio requerido que se incluye dentro del estudio hidrológico-hidráulico de la MM1. Las funciones adicionales que cada técnica SuDS requiere para cumplir con las MM5 y 6 se detallan en cada capítulo específico.

CII 1 - Requerimientos de Retranqueo

Los requisitos de retranqueo para las instalaciones de infiltración deben considerarse para definir la ubicación de las técnicas de infiltración. Su función es evitar afecciones que puedan comprometer la seguridad geotécnica de estructuras, taludes y edificaciones, o, garantizar la calidad del agua de posibles captaciones de aguas subterráneas.

Tabla 7-2. Distancias horizontales desde la técnica de infiltración hasta infraestructuras, edificaciones y otros elementos

Elemento	Distancia Horizontal
Cimentaciones edificios	6 m pendiente abajo 60 m pendiente arriba
Taludes	15 m desde la cabeza de un talud con inclinación superior al 15%
Pozos de agua, manantiales de agua de abastecimiento,	> 30 m
Captaciones de abastecimiento urbano	Fuera del perímetro de protección o deberá cumplir con las restricciones impuestas por el OC
Fosas sépticas y sus zanjas de infiltración asociadas	> 30 m
línea de expropiación	1,5 m
Vegetación ribera	6 m
Karst activo	300 m pendiente arriba 30 m pendiente abajo

El estudio geotécnico para el proyecto evaluará los impactos estructurales sobre la estabilidad debidos a la saturación prolongada del subsuelo y/o a la carga hidrostática del estrato permeable, incluyendo posibles efectos en las propiedades situadas aguas abajo (especialmente en topografías y laderas saturadas con surgencias conocidas). El informe deberá documentar la idoneidad de las ubicaciones de las técnicas SuDS propuestas y recomendar cualquier ajuste a las distancias de retranqueo indicadas anteriormente, ya sean mayores o menores, en función de los resultados de esta evaluación.

Si la estructura (o elemento, véase tabla 7-2) cercana a la técnica de infiltración es superficial, la distancia de separación se mide desde el borde extremo del sistema de infiltración a la estructura. Si la estructura es soterrada la distancia vertical representa la distancia desde la base del sistema de infiltración hasta la estructura, mientras que la separación horizontal es la distancia más corta desde el lateral del sistema de infiltración hasta la estructura.

CII 2 – Control de Surgencias y Filtraciones

Determinar la posibilidad de efectos adversos causados por zonas de infiltración cerca de estructuras como cimentaciones, firmes de carreteras, aparcamientos o laderas. La infiltración de aguas pluviales no está permitida en un lugar contaminado o pendiente arriba del mismo, ya que la infiltración incluso de agua limpia puede provocar la movilización de contaminantes. Cualquier emplazamiento sospechoso de estar contaminado o incluido en el inventario de suelos que soportan o han soportado actividades potencialmente contaminantes del suelo (Ley 4/2015) será incompatible con las instalaciones de infiltración sin la autorización expresa del Gobierno Vasco.

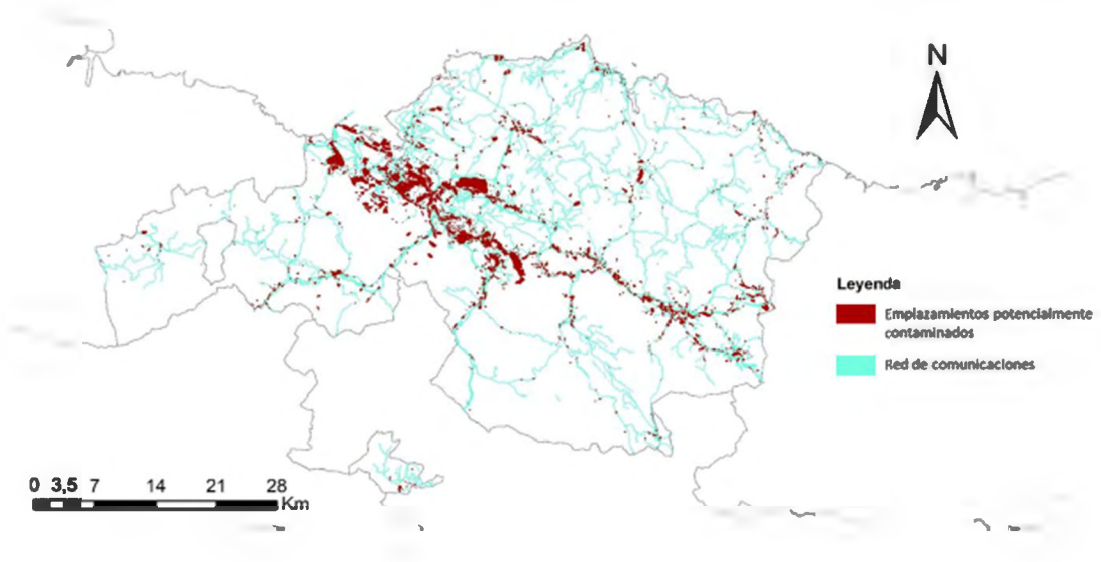


Figura 7-13. Inventario de suelos potencialmente contaminados de Euskadi en el Territorio Histórico de Bizkaia (Geo Euskadi, Gobierno Vasco)

Las filtraciones en las paredes laterales de la técnica SuDS no son generalmente un problema si ocurren a través del mismo estrato que el fondo de la técnica. En todo caso, para suelos técnicos o suelos muy impermeables en una técnica de infiltración total (sin dren de fondo), el potencial para baipasear la base a través de las paredes laterales puede ser importante. En estos casos, las paredes laterales deberán impermeabilizarse con una geomembrana o con suelo con capacidad de depuración cuyo espesor deberá ser igual al ubicado en el fondo de la técnica (sin no existen pretratamientos previos), para prevenir filtraciones de flujos no tratados a través de las paredes laterales.

CII 3 – Nivel Freático y Estratos Impermeables

La base de la técnica de infiltración debe estar 1,5 m por encima del nivel freático estacional más desfavorable, roca madre o cualquier otro estrato impermeable. Esta distancia se podrá reducir a 1 m si el proyectista puede garantizar que el elemento de rebose o estructura de reparto puede prevenir el baipás del volumen de escorrentía infiltrada considerado en el cálculo.

Las excepciones a este requerimiento podrán aplicarse a las técnicas de baja carga de infiltración que incluirán una separación vertical de 0,3 m si reciben menos de 500 m^2 de SIFC o 1000 m^2 de superficie impermeable. En caso de que los umbrales de impermeabilización sean mayores estas técnicas incluirán una distancia mínima horizontal de 1 m.

CII 4 - Propiedades hidráulicas del suelo para la función de depuración o tratamiento

Las técnicas de infiltración con función de tratamiento tendrán una conductividad hidráulica saturada máxima de 50 mm/h, una vez que los poros están llenos de agua y solo haya movimiento descendente del agua. Este valor es típico de texturas del suelo que tienen suficientes propiedades físicas y químicas para proveer un tratamiento

adecuado de las escorrentías pluviales, especialmente para la eliminación de fracciones disueltas de contaminantes.

Los suelos que no tengan tasas superiores de infiltración no cumplirán con las funciones de depuración y deberán estar siempre precedidos por técnicas SuDS capaces de alcanzar el nivel de tratamiento requerido para la ADD (ver Capitulo 5).

CII 5 - Propiedades hidráulicas del suelo para la función control hidráulico

Las técnicas de infiltración con función de control hidráulico tendrán una conductividad hidráulica saturada mínima de 5 mm/h, una vez que los poros están llenos de agua y solo haya movimiento descendente del agua.

Este valor es típico de texturas del suelo que tienen suficientes propiedades físicas y químicas para proveer un tratamiento adecuado de las escorrentías pluviales, especialmente para la eliminación de fracciones disueltas de contaminantes.

CII 6 - Propiedades químicas y físicas del suelo para la función de depuración

La capacidad de un suelo para poder retener y degradar contaminantes depende tanto de las tasas de infiltración de diseño, junto las texturas del suelo y de las características físicas y químicas de los materiales que lo conforman. A continuación, se hace un breve resumen de las propiedades de los suelos para la función de tratamiento:

- La capacidad de intercambio catiónico (CIC) del suelo de tratamiento debe ser mayor a 5 miliequivalentes CIC/100 g de suelo seco. Es de gran interés valorar si la CIC del suelo es suficiente para las cargas contaminantes previstas, en particular los metales pesados. Las arenas limosas suelen tener valores mayores de >5 meq/100g. Valores superiores a 5 meq/100g son propios de suelos franco-arenosos.

- El espesor del suelo con funciones de depuración debe ser de un mínimo de 50 cm, excepto para las instalaciones de infiltración con vegetación diseñadas con una zona de raíces activas como las FFVM (Espesores establecidos en el Capítulo 11).

- El contenido de materia orgánica del suelo válido para la función de tratamiento aumenta su capacidad de absorción para contaminantes disueltos. Evaluar si el contenido de materia orgánica es suficiente para el control del contaminante objetivo. El contenido mínimo de materia orgánica debe ser del 1%.

- No se deben utilizar materiales de relleno como suelo de infiltración con funciones de depuración.

CII 7 - Tiempo de vaciado

La técnica de infiltración deberá vaciar completamente en un periodo de 48 horas para poder proveer los siguientes objetivos:

- Aumentar la biodegradación de contaminantes y compuestos orgánicos en el suelo.

- Airear la vegetación y suelo para poder mantener una vegetación sana y prevenir condiciones anóxicas en el suelo con funciones de depuración.

- Mantener la función de control hidráulico antes sucesos de precipitación consecutivos.

El proyectista podrá usar tiempos de vaciado de hasta 72 horas si se justifican mediante modelos de diseño que usen con series históricas de precipitación real.

CII 8 – Acuíferos Vulnerables y Zonas de Recarga

Un emplazamiento no es adecuado si la escorrentía infiltrada puede generar un impacto no aceptable que deteriora el estado de las masas de agua subterráneas. Las áreas que, o bien constituyen acuíferos subterráneos o correspondan a las áreas de recarga de éstos, y que presentan un alto o muy alto grado de vulnerabilidad a la contaminación según los criterios del "Mapa de Vulnerabilidad a la contaminación de los Acuíferos de la C.A.P.V." (Gobierno Vasco. Dirección de Recursos Ambientales. 1996). Se puede consultar el mapa en la siguiente figura, para una mayor definición espacial consultar el visor de URA.

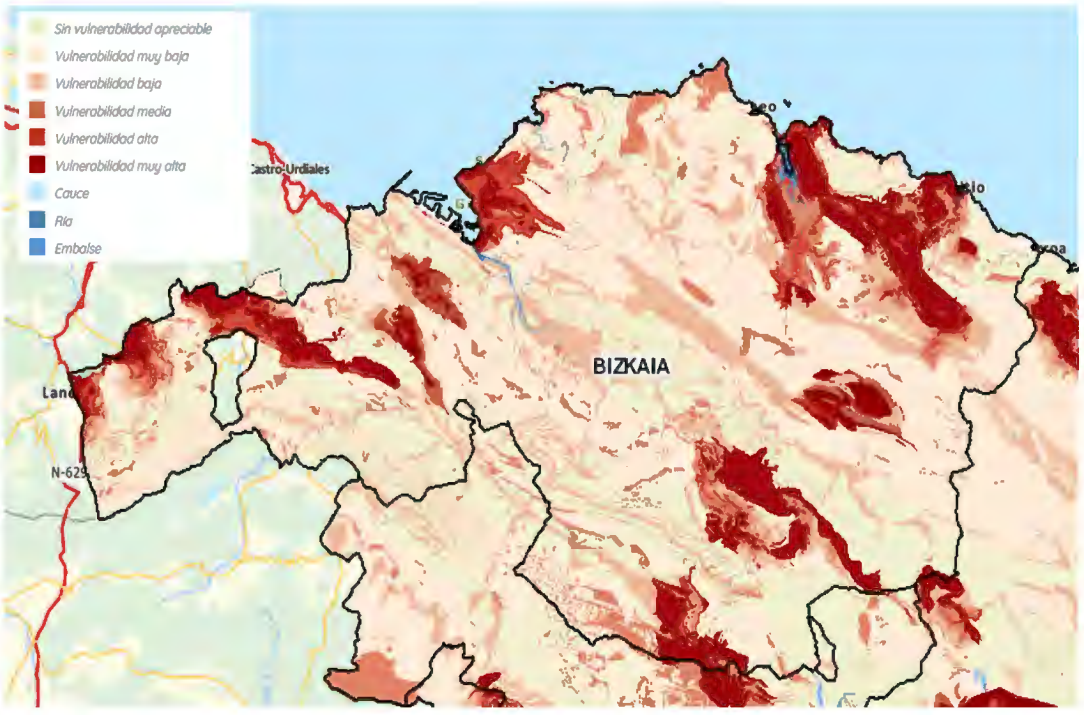


Figura 7-14. Mapa de vulnerabilidad a la contaminación de los acuíferos de la C.A.P.V., en el Territorio Histórico de Bizkaia (URA, Gobierno Vasco)

La delimitación de perímetros de protección en las captaciones subterráneas de aguas destinadas al consumo humano y sus restricciones deberán tenerse en cuenta.

CII 9 – Uso de Fundentes

Considerar el posible impacto del uso de fundentes en las captaciones de aguas subterráneas. De forma preventiva se mantendrán unas distancias mínimas de 200 m desde la técnica SuDS con funciones de infiltración a cualquier captación de abastecimiento urbano subterránea inventariada por el OC. Implementar medidas de mitigación si el uso de fundentes puede deterior el estado de las NCA de la masa de agua subterránea.

7.4.2 Investigación Hidrológica-Geotécnica de Emplazamientos

El estudio a nivel planificación o primer nivel de exploración, deberá dejar definido el medio (o combinación de medios) en que va a producirse la infiltración: suelo, subsuelo acuífero no saturado (2NS), o subsuelo acuífero ZS. Dadas las características y orientación de este Capítulo, puede entenderse que prácticamente la totalidad de las áreas que pueden investigarse se encontrarán en una banda de centenares de metros a ambos lados de la infraestructura viaria. Esto permite presuponer un conocimiento y documentación básica, al menos, de aspectos geológicos, hidrológicos y geotécnicos, importante para una primera zonificación (favorable/desfavorable) para la implantación de técnicas de infiltración.

7.4.2.1 Exploración de Emplazamientos Durante la Planificación

En el ámbito de exploración o investigación preliminar considerado, supuesto un determinado trazado, se realizará una primera exploración preliminar, cuyos resultados se recogerán en un informe hidrológico - geotécnico para emplazamientos con SuDS destinados a la infiltración incluido dentro del estudio hidrológico-hidráulico de la MM1. El flujograma del procedimiento general se muestra en la figura 7-15.

Esta investigación debe verificar las posibilidades de adecuación a los criterios de idoneidad del ámbito de exploración, que se han expuesto más arriba, de emplazamientos para infiltración que sean suelo (1), subsuelo acuífero no saturado (2NS), o combinación de ambos.

La recopilación y análisis de documentos como: Plan Hidrológico de Cuenca, cartografía temática o sectorial, así como proyectos o estudios realizados en el ámbito en materias de interés para la investigación debe proporcionar datos de partida para:

- Caracterización suficiente de la estratigrafía del suelo y/o subsuelo acuífero.
- Conocimiento de morfología y pendientes del terreno.
- Localizar el nivel freático y determinar la posible existencia de acuicludos, cuando se considere infiltración a subsuelo acuífero no saturado.
- Información actualizada de visores de URAgentzia, GeoEuskadi, GeoBizkaia e IGME (permeabilidad, vulnerabilidad, litología, zonas de captación de agua para abastecimiento, etc.).

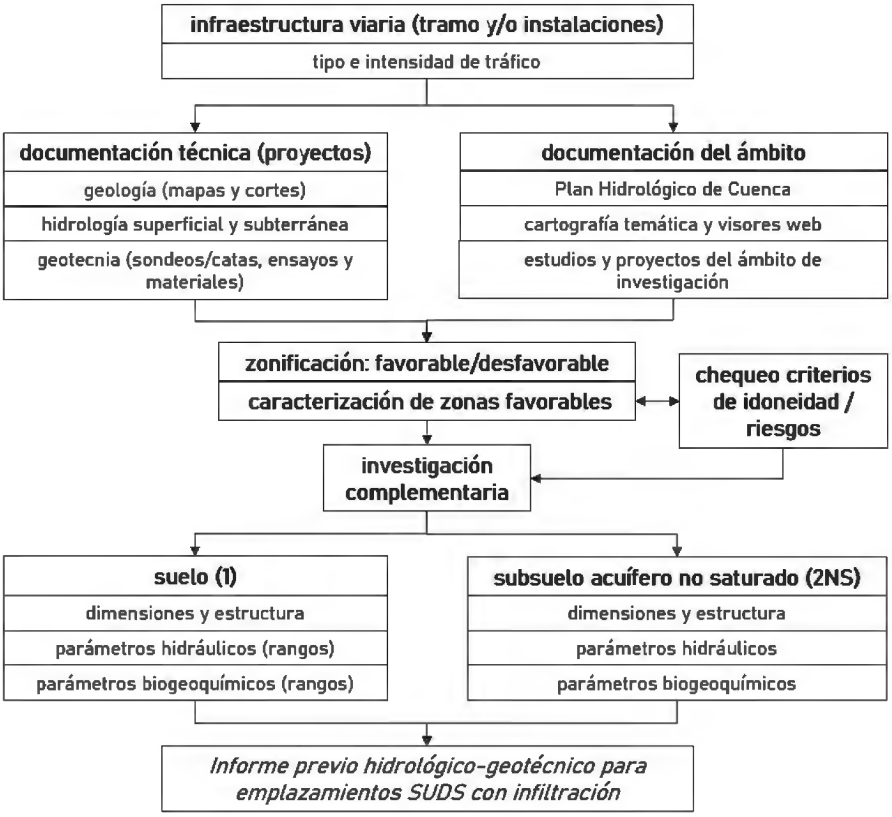


Figura 7-15. Flujograma de procedimiento de investigación preliminar para ubicación de emplazamientos SuDS con infiltración, para escorrentías de viales

Esta información puede permitir (directamente o apoyada por investigaciones complementarias) realizar una zonificación provisional del ámbito de estudio, considerando zonas favorables y zonas desfavorables.

Las zonas favorables deberán serlo en relación con la infiltración al medio: suelo (1), combinación de suelo y subsuelo acuífero no saturado, o directamente a subsuelo acuífero no saturado (2NS). Que, en todo caso (suelo y/o subsuelo acuífero no saturado), deberán ser identificadas, en un nivel aproximativo, en cuanto a: dimensiones y estructura, parámetros hidráulicos y parámetros biogeoquímicos. Es relevante señalar que en este nivel de investigación pueden considerarse, simplificando, que tanto el suelo como los materiales del subsuelo, fueran monocapa.

La información disponible debe permitir indicar, para las zonas favorables, posibles emplazamientos adecuados para de técnicas SuDS con infiltración, de modo que en la fase siguiente puedan ser punto de partida para una primera geometría de la técnica.

El informe incorporará unas prescripciones para la investigación de mayor detalle (Estudio hidrológico-geotécnico para emplazamiento SuDS con infiltración) de las zonas favorables a emplazamientos. Estas prescripciones técnicas deben determinar la estrategia y metodología de caracterización detallada del terreno del emplazamiento de la técnica, incluida la profundidad y el espaciado de las excavaciones y/o

perforaciones (sondeos, pozos), las ubicaciones de los posibles piezómetros necesarios para la medición y el control de las aguas subterráneas, así como los requisitos de las pruebas de campo y de laboratorio para determinar las propiedades del suelo o material rocoso del subsuelo necesarias para el diseño. Estas prescripciones deberán acomodarse a las necesidades de investigación y conocimiento que se plantean en el apartado 7.4.3.2.

7.4.2.2 Exploración de Emplazamientos para la Construcción

El proyectista propondrá un emplazamiento para la técnica de infiltración condicionado por la topografía y capacidad de llevar el agua de la ADD hasta la ubicación propuesta. La primera geometría de la técnica de infiltración puede asumir una tasa de infiltración basada en los datos disponibles anteriormente o utilizar una tasa de infiltración predeterminada de 5 mm/h, tasa mínima requerida para la función de control hidráulico de la MM6. Se calcularán las dimensiones de la técnica candidata siguiendo las recomendaciones de diseño de la Parte E del Manual.

Esta geometría preliminar ayuda a centrar la investigación hidrológica-geotécnica del suelo y/o subsuelo; con el fin de evaluar la idoneidad del emplazamiento para la infiltración, establecer la tasa de infiltración de diseño y evaluar la estabilidad de los taludes, y otra información geotécnica necesaria determinando los siguientes aspectos (adaptándolos a cada emplazamiento, según el medio de infiltración):

- La estratificación del suelo/roca bajo la técnica de infiltración, incluidas las características de gradación del suelo (y plasticidad, en su caso) de cada estrato o capa.
- La profundidad al nivel freático y a cualquier lecho rocoso/capas impermeables.
- Variación estacional del nivel freático (en su caso).
- La dirección y la pendiente del flujo de aguas subterráneas existentes.
- La porosidad del suelo por debajo de la técnica de infiltración, por encima del nivel freático.
- La conductividad hidráulica saturada, o la tasa de infiltración, para el suelo/roca.
- La extensión lateral del medio que recibe el agua infiltrada.
- El impacto de la tasa y el volumen de infiltración en la dirección del flujo y el nivel freático en el emplazamiento del proyecto, así como el posible punto de afloramiento, o surgencia, del agua infiltrada.
- Criterios de idoneidad para el emplazamiento a nivel del proyecto (7.4.2.2).

Específicamente, para el caso de investigaciones **hidrológica-geotécnica de suelos (1)**, deben incluirse al menos los siguientes elementos:

- Tipo (clasificación edafológica).
- Extensión superficial y en profundidad de la formación edafológica.
- Pendiente de superficie (y de estructuras interiores del suelo).

- Horizontes (A, B, C) y subhorizontes (espesor).
- Continuidades y discontinuidades hidráulicas (primer y segundo orden).
- Roca madre (discontinuidad hidráulica inferior).
- Contacto entre horizonte C y roca madre (acuífera/acuicludo/impermeable).
- Textura/granulometría y estructura correspondiente a los horizontes (B-C).
- Permeabilidad intrínseca (horizonte mineral, B y C).
- Permeabilidades reales direccionales (vertical, horizontal).
- Modelo conceptual de flujo.
- Balance de entradas-salidas.
- Conductividad hidráulica (rangos por capas).
- Gradiente hidráulico (rangos por capas).
- Tasa de infiltración (rangos por capas).

Específicamente, para el caso de investigaciones **hidrológica-geotécnica de subsuelo acuífero no saturado (2NS)**, deben incluirse al menos los siguientes elementos:

- Profundidad del nivel freático (y rango de oscilación).
- Tipo litológico de la formación acuífera.
- Extensión superficial y en profundidad de la formación geológica.
- Pendiente de superficie (y de estructuras interiores).
- Capa de zona de alteración y zona no alterada.
- Continuidades y discontinuidades hidráulicas (primer y segundo orden).
- Contacto entre capa inferior y zona saturada.
- Porosidad (tipo) y estructura correspondiente a las capas (alterada e inalterada).
- Permeabilidades reales direccionales (vertical, horizontal).
- Modelo conceptual de flujo.
- Balance de entradas-salidas.
- Conductividad hidráulica saturada (rangos por capas).
- Gradiente hidráulico (rangos por capas).
- Tasa de infiltración (rangos por capas).

Cuando en el proceso de infiltración se pueda prever también los procesos de depuración de carga contaminante, se identificarán con el suficiente detalle, en su caso para cada capa, los parámetros biogeoquímicos de aptitud para la depuración de suelos y subsuelo acuífero (tabla 7-18).

Sondeos y catas para distintas técnicas

A continuación. se detallan algunos aspectos específicos a tener en cuenta en diferentes técnicas (balsas de infiltración, zanjas de infiltración, FFVM y depósitos de infiltración):

- Balsas de infiltración: Deben realizarse siempre, al menos, 2 catas o sondeos en cada emplazamiento, una ratio de referencia para balsas de gran tamaño es realizar un sondeo o cata por cada 464 m^2 de superficie del fondo de la balsa.

- Zanjas de infiltración, depósitos de infiltración y FFVM, se debe realizar al menos una cata o sondeo por cada 30 a 90 metros de longitud.

En ambos casos, las catas y sondeos deben realizarse a una profundidad, por debajo de la cota de fondo de la técnica de infiltración, de 5 veces la altura del volumen de almacenamiento o lámina de agua máxima de diseño, y no menos de 3 metros por debajo de la base de la técnica.

Se deben tomar muestras de suelo por debajo del fondo de la técnica hasta una profundidad de 2,5 veces la altura del volumen de almacenamiento calculado para la instalación, o como mínimo hasta alcanzar los primeros 60 centímetros de la zona saturada, pero no menos de 3 metros por debajo de la base de la instalación. Hay que asegurarse de que las muestras obtenidas son adecuadas para los fines de las pruebas de gradación/clasificación del suelo.

Piezómetros

Se deben construir piezómetros para medir el nivel del agua subterránea y establecer su gradiente, dirección de flujo y variaciones estacionales, teniendo en cuenta tanto los acuíferos confinados como los no confinados. Es necesario realizar un seguimiento durante, al menos, una época de lluvias, a menos que se disponga de datos históricos sobre el nivel freático en la zona. En general, se necesita un mínimo de tres sondeos por técnica de infiltración para determinar la dirección del flujo y el gradiente. Si no es necesario determinar el gradiente y la dirección del flujo, y la vulnerabilidad de la masa de agua subterránea es baja (ver Capítulo 9), bastará con un piezómetro.

Se podrían considerar otras técnicas para establecer los niveles de las aguas subterráneas. Si se sabe que las aguas subterráneas de la zona se encuentran a más de 15 metros por debajo de la técnica propuesta, no es necesaria una investigación detallada del régimen de aguas subterráneas. Si la profundidad de las aguas subterráneas es inferior a 15 metros, pero se conoce bien a partir de los pozos cercanos existentes, puede que tampoco sea necesaria una investigación detallada del régimen de aguas subterráneas. La aprobación para adoptar este enfoque (es decir, no realizar la instalación o instalaciones de piezómetros) deberá obtenerse del Organismo de Cuenca.

Ensayos de laboratorio

Para completar el diseño de la técnica de infiltración se deben realizar las pruebas de laboratorio necesarias determinar la gradación del suelo, así como otras propiedades.

Como mínimo, se debe realizar un análisis granulométrico por cada capa o estrato de suelo en cada ensayo de zanja o perforación en un tramo de 2,5 veces la altura del volumen de almacenamiento proyectado, pero a no menos de 3 metros desde la base de la técnica. Al evaluar las características de conductividad hidráulica saturada del emplazamiento se deben considerar capas de suelo a mayor profundidad si el técnico que realiza la investigación determina que pueden existir capas más profundas que influirán en la velocidad de infiltración. En el caso de suelos con más de un 10% de finos, además de las determinaciones granulométricas del suelo, también deben realizarse análisis hidrométricos para poder determinar el huso d_{10}.

Si es factible obtener muestras de suelo inalteradas (por ejemplo, muestras con tubos Shelby, que se utilizan en suelos limosos o limos arcillosos), se deben realizar pruebas de conductividad hidráulica saturada en laboratorio para mejorar la precisión de la determinación de Ksat y porosidad.

En emplazamientos en los que los suelos situados debajo de la técnica tienen más de 10 a 15% de finos (por ejemplo, arenas limosas y limo arenosas), se debe realizar preferiblemente un ensayo de campo para medir la tasa de infiltración mediante una Prueba Piloto de Infiltración (PPI). Si la base de la técnica con infiltración no puede ser alcanzada por el PPI, entonces se debe realizar una prueba de infiltración con sondeo. El uso de modelos de simulación numérica puede ayudar a interpretar los resultados de este último tipo de ensayos.

Modulación de alcance de la investigación

Se debe aumentar la profundidad, el número de sondeos, pozos de prueba y el número de muestras que se describen, si un técnico con experiencia y/o la dirección juzgan que las condiciones del emplazamiento son muy variables, y por tanto se requiere de más información para estimar con precisión el rendimiento del sistema de infiltración.

Por el contrario, se podría disminuir el programa de exploración y pruebas, que se describe a continuación si un técnico con experiencia juzga que las condiciones son relativamente uniformes y que con menos información se puede realizar un diseño correcto.

Si el proyecto es pequeño pueden considerarse la utilización de registros de perforaciones de un emplazamiento "cercano", siempre que las condiciones del subsuelo en las proximidades de la técnica propuesta sean bastante uniformes y predecibles. No obstante, hay que tener cautela, ya que condiciones del subsuelo pueden variar considerablemente en una distancia horizontal muy corta. Por lo tanto, se requiere un criterio de experto para determinar si los datos del subsuelo cercano son aceptables para su uso, en combinación con algunos supuestos de diseño conservadores, y siempre bajo la supervisión y aprobación de la dirección del proyecto.

7.4.2.3 Seguridad Geotécnica

Las aguas pluviales pueden infiltrarse a través de arcenes, bermas y otras superficies existentes entre la plataforma y los taludes siempre que la permeabilidad y tipo de explanada sea adecuada y el nivel freático este a suficiente profundidad. Una de las

ventajas de este método es que la escorrentía se gestiona cerca de su fuente, una componente importante en la gestión del agua pluvial. Cuando se utilizan terraplenes para la infiltración, es fundamental disponer de pendientes transversales para desaguar y no saturarlos de agua.

La Orden circular 17/2003, recomendaciones para el proyecto y construcción del drenaje subterráneo en obras de carretera, provee una metodología para analizar la trayectoria del agua a través de las capas drenantes que forman el firme y explanada.

El incremento de la humedad en los materiales que constituyen las capas del firme y las explanaciones de la carretera puede producir una disminución de su capacidad de soporte y dar lugar a fenómenos fisicoquímicos que modifiquen su estructura y comportamiento de modo perjudicial.

El CBR para humedad óptima de la subbase es un valor de referencia empleado para el diseño de firmes y arcenes permeables. A diferencia del diseño de un firme convencional, donde las capas se protegen del ingreso de agua, en una subbase drenante se introduce de forma controlada y se pone en contacto con la explanada si se puede garantizar el flujo vertical u horizontal controlado del agua por la misma.

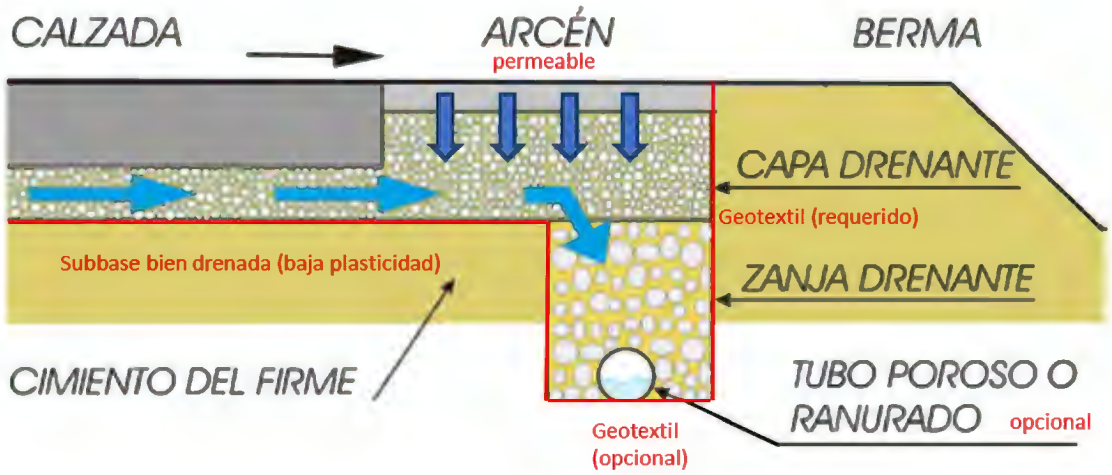


Figura 7-16. Sección convencional de desagüe a dren longitudinal (Adaptada de la Norma firmes CAPV) en capa drenante con función de control hidráulico.

Materiales granulares, sustratos y capas permeables interceptan los flujos laterales hacia márgenes y medianas, y al poseer permeabilidades más elevadas que los materiales adyacentes pueden ayudar a evacuar las aguas del firme. Los caudales de infiltración de las capas de firme convencionales son habitualmente recogidos en capas drenante que conducen el agua hacia sistemas de recogida como zanjas y cunetas situadas en el borde exterior de la calzada o la mediana. La capa de rodadura del arcén en este caso puede construirse de distintos materiales porosos (MBP, hormigón poroso, etc.).

La relación entre los coeficientes de permeabilidad de las capas por donde circulan las aguas infiltradas bajo la calzada, arcén, y berma o mediana en su caso, determinará en última instancia la viabilidad de la infiltración.

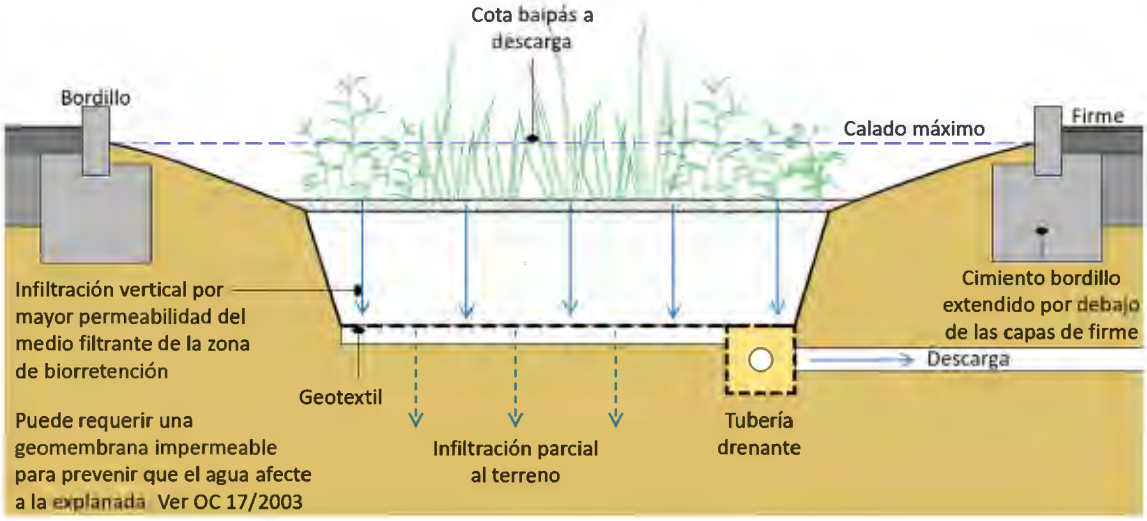


Figura 7-17. Sección tipo de zona de biorretención en mediana con drenaje subterráneo aislado de la formación del firme.

Cuando el aumento de humedad bajo el pavimento puede perjudicar el comportamiento estructural del firme, se podrán emplear métodos sencillos para evitar las filtraciones al material de relleno. Si las alturas de agua se mantienen bajas en las técnicas de infiltración, el flujo del agua tenderá a ser vertical y no horizontal. Detalles simples, como el mostrado en la figura 7-17, pueden prevenir filtraciones y proveer funciones efectivas y económicas para la gestión del agua pluvial.

7.5 INFILTRACIÓN A SUELO (FORMACIÓN EDAFOLÓGICA)

Se trata de la caracterización de los suelos (medio edafológico granular, no saturado, no acuífero) a efectos de conocer y determinar la capacidad de infiltración y depuración de la carga contaminante de las aguas pluviales de escorrentía de viales infiltradas en tanto componente de una técnica SuDS.

El suelo consiste en horizontes cercanos a la superficie terrestre que, en contraste con el material parental subyacente, han sido alterados por las interacciones del clima, relieve y organismos vivos sobre el tiempo. Es común que el suelo en su límite inferior cambie a roca dura o materiales terrestres virtualmente desprovistos de animales, raíces u otras marcas de actividad biológica. Sin embargo, la profundidad inferior de la actividad biológica es difícil de establecer y con frecuencia es gradual. Para propósitos de clasificación, el límite inferior del suelo se fija de manera arbitraria a 200 cm.

7.5.1 Tipología y Perfiles de los Suelos en Bizkaia

La distribución de los grupos de suelos para Bizkaia se ha presentado en el apartado 7.3.3. La cobertura edáfica en Bizkaia presenta, al menos en cuatro de los grupos de suelos, que representan más del 80% de la superficie, unas condiciones adecuadas para procesos de infiltración. De éstos, el 50% (grupo A), presenta las mejores condiciones para la infiltración.

La información descriptiva básica de los tipos de suelo de Bizkaia sirve para correlacionar los grupos hidrológicos de suelo (A-B-C-D), dan cuenta del potencial de infiltración (como escorrentía subterránea) de los distintos tipos de suelo y su clase textural. Estos datos deben tomarse como orientativos y deberán ser confirmados en el estudio del emplazamiento.

Tabla 7-3.- Grupos hidrológicos (US-SCS) y K_{sat} de los suelos de Bizkaia

Tipo de Suelo / Clase Textural		Conductividad Hidráulica Saturada (mm/h)	Grupo Hidrológico de Suelo US-SCS
Eutrochrept	franco-arenosa	25,9	A
Dystrochrept	franco-limosa	6,8	B
Udifluvent	franco-limosa	6,8	B
Udorthent	franco-limosa	6,8	B
Hapludalf	franco-arcillosa	--	C
Ustochrept	franco-arcillosa	--	C

7.5.2 Textura (gradación) y Estructura del Suelo

7.5.2.1 Textura de un Suelo

La textura de un suelo puede dar cuenta de algunas de las propiedades hidráulicas más relevantes del mismo, como puede ser el coeficiente o tasa de infiltración. Pueden anticiparse algunas de las correlaciones que se establecen entre distintos tipos de texturas de suelos y valores típicos de infiltración.

Estos datos se han utilizado para identificar las tasas de infiltración típicas esperables en los suelos de Bizkaia. Como se observa, la textura de los suelos de Bizkaia está entre los términos de franco-arenosa hasta el de franco-arcillosa, pasando por el de franco-limosa.

Para los cuatro suelos mayoritarios de Bizkaia, que ocupan más del 80% de la superficie, las tasas de infiltración típicas están en rangos de valores (0,36 – 36 mm/h) adecuados para la infiltración.

Sin embargo, para los suelos Hapludalf y Ustochrept, que se distribuyen en las zonas noreste y sur de Bizkaia, incluso el valor más alto en el rango de tasa de infiltración

(0,036 - 3,6 mm/h) se entiende que es bajo para el control hidráulico, pero no tanto para descartar por completo la infiltración a suelo en esas zonas, sino para considerar que los puntos de partida de este parámetro son desfavorables.

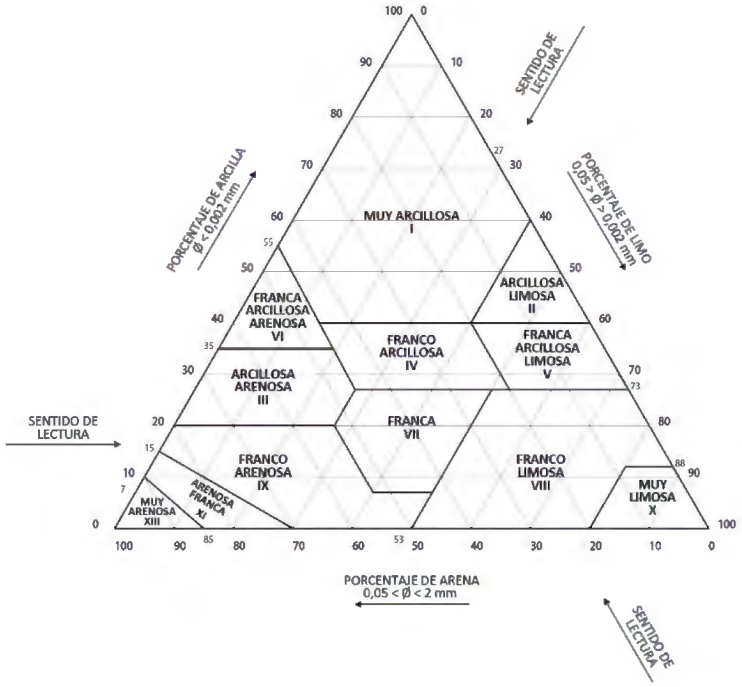


Figura 7-18. Clasificación de texturas de suelos del "Soil Survey Manual. USDA" (1951)

Tabla 7-4. Coeficientes de infiltración típicos según tipo y textura de suelo de los suelos de Bizkaia

Tipo de Suelo / Textura		Coeficiente (tasa) de Infiltración Típicos (m/s)	Coeficiente (tasa) de Infiltración Típicos (mm/h)
Eutrochrept	franco-arenosa	$1 \times 10^{-7} - 1 \times 10^{-5}$	0,36 - 36
Dystrochrept	franco-limosa	$1 \times 10^{-7} - 1 \times 10^{-5}$	0,36 - 36
Hapludalf	franco-arcillosa franco-arcillo-arenoso franco-arcillo-limoso	 $3 \times 10^{-10} - 3 \times 10^{-7}$ $1 \times 10^{-8} - 1 \times 10^{-6}$	 0,001 – 1,08 0,036 - 3,6
Ustochrept	franco-arcillosa franco-arcillo-arenoso franco-arcillo-limoso	 $3 \times 10^{-10} - 3 \times 10^{-7}$ $1 \times 10^{-8} - 1 \times 10^{-6}$	 0,001 – 1,08 0,036 - 3,6
Udifluvent	franco-limosa	$1 \times 10^{-7} - 1 \times 10^{-5}$	0,36 - 36
Udorthent	franco-limosa	$1 \times 10^{-7} - 1 \times 10^{-5}$	0,36 - 36

7.5.2.2 Estructura de un Suelo

El término estructura se aplica al suelo para definir el estado de agregación de sus partículas componentes, minerales u orgánicas. La estructura del suelo depende de la

existencia de coloides floculados que aglomeren las partículas individuales unas con otras para formar agregados elementales.

La estabilidad estructural depende del tipo y cantidad de arcilla en el suelo, del tipo y cantidad de materia orgánica, y del tipo y cantidad de cualquier otro agente cementante mantenedor de la estructura.

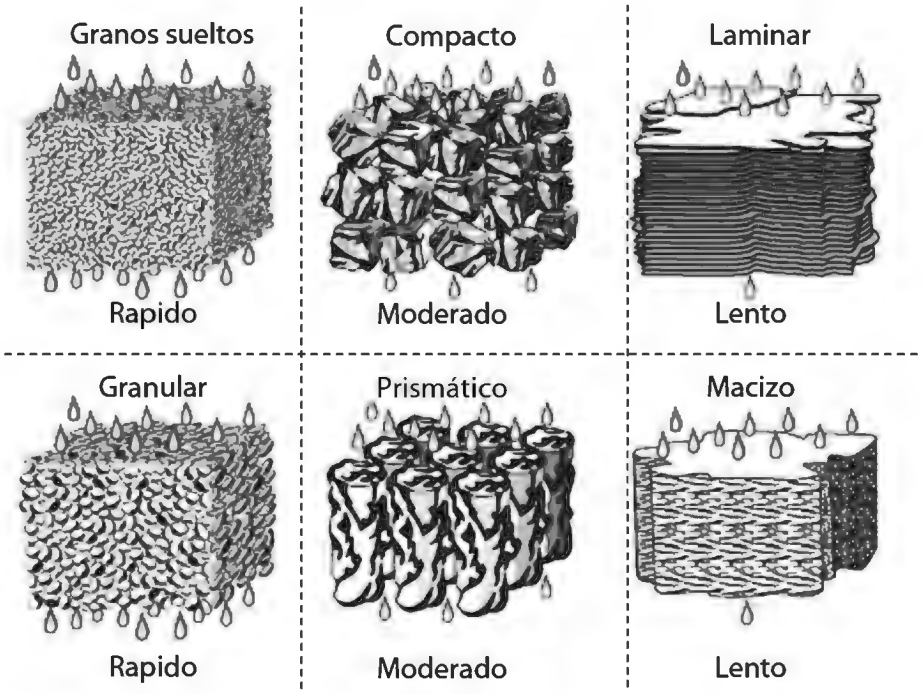


Figura 7-19. Tipos de estructuras de suelo (adaptado de USDA, 1951)

La estabilidad estructural está en relación directa con la permeabilidad del suelo (la pérdida de estructura por la lluvia, por ejemplo, puede crear una capa compacta superficial que impida la infiltración del agua). El agua del suelo determina muchas de sus aptitudes para su aprovechamiento (disponibilidad de agua para las plantas, captaciones) y muchas de sus características de vulnerabilidad ante las actividades humanas (contaminación de acuíferos, propensión a deslizamientos, etc.).

7.5.2.3 Grupos Hidrológicos del Suelo

Las características básicas de los cuatro grupos de suelo se encuentran en el capítulo de grupos hidrológicos de suelos de *National Engineering Handbook* (USDA-NRCS, 2007).

Como se ha señalado, más del 80% de la superficie de Bizkaia tiene suelos que, por su clase textural y estructura, pueden clasificarse en los grupos A o B, lo que significa que, en principio, el potencial de infiltración de los suelos puede ser suficiente y adecuado para incorporar el componente de infiltración a técnicas SuDS.

7.5.3 Procesos de Infiltración en Suelo como Medio no Saturado

Se exponen dos grupos de modelos de infiltración, los que dan cuenta de procesos de infiltración a partir de lluvia o técnicas de baja carga de infiltración y cercana a la fuente de escorrentía (Franjas filtrantes, áreas de dispersión, etc.), y los que se refieren a infiltración desde láminas superficiales o subsuperficiales de agua sobre el suelo de alta carga de infiltración (balsas de infiltración, depósitos de infiltración o sistemas con un ratio elevado de Área drenada/Área Infiltración).

7.5.3.1 Infiltración de Baja Carga

El proceso de infiltración directa de lluvia o escorrentías difusas en un suelo (formaciones edáficas) se produce a partir de un determinado umbral, en que la capa más superficial alcanza su capacidad de campo, se produce una infiltración de un frente saturado, según efecto pistón. La dinámica de esta infiltración responde a la intensidad y duración de los episodios de precipitación.

Este proceso gobierna en aquellas técnicas superficiales que gestionan flujos difusos de escorrentía cercanos a la fuente o calzada, consideradas de baja carga. La infiltración considerada es la que se produce típicamente antes de los 1,5-2 metros primeros de suelo.

La estimación de tasas de infiltración de esta naturaleza, equivalente a las estudiadas para las aplicaciones de riego agrícola, se basan en modelos clásicos como son los de Kostiakov, Kostiakov-Lewis, o Philip.

Modelo de Kostiakov para lámina de infiltración en suelos

Kostiakov, en 1932, propuso el siguiente modelo para determinar la lámina de infiltración:

$$I(t) = a \cdot t^b \qquad \textit{(Ec. 7- 1)}$$

Donde:

I(t)= lámina de infiltración acumulada, respecto al tiempo transcurrido (t)
a, b= parámetros empíricos de ajuste, a partir datos experimentales de infiltración

$$VI = \frac{dI}{dt} = a \cdot b \cdot t^{b-1} \qquad \textit{(Ec. 7- 2)}$$

Que puede expresarse como VI (velocidad de infiltración en mm/min), donde I es la lámina de agua acumulada que entra al suelo, t es el tiempo de oportunidad de infiltración, a y b son parámetros de ajuste que dependen del suelo y de su condición física.

Modelo de Philip de infiltración

El modelo de Philip se presenta como una ecuación que relaciona la infiltración acumulada en un tiempo transcurrido en el flujo vertical. Philip (1957) demostró que con sólo dos parámetros de ajuste es suficiente para describir el comportamiento de la infiltración en relación con el tiempo:

$$I(t) = S_1 \cdot t^{\frac{1}{2}} + K_{sat} \cdot t \qquad \textit{(Ec. 7- 3)}$$

Donde:

I(t)= Lámina de infiltración acumulada, respecto al tiempo transcurrido (t)
S_1 = Sortividad (cm $h^{-0.5}$), describe la absorción de agua por el suelo
K_{sat} = Conductividad hidráulica saturada (cm h^{-1})

La ecuación de Philip indica que cuando el contenido de agua en el suelo tiende a cero, la tasa de infiltración inicial es alta debido a la sortividad, pero a medida que transcurre el tiempo la velocidad de infiltración alcanza un valor constante, a menudo llamada infiltración básica, similar a la conductividad hidráulica saturada.

7.5.3.2 Infiltración de Alta Carga (modelo Green-Ampt)

Para aquellas técnicas que utilizan o reproducen el proceso natural de infiltración al suelo o subsuelo acuífero desde masas de agua, superficiales a subsuperficiales, consideradas de media o alta carga; como serían: zanjas infiltración o balsas de infiltración. En estos casos el proceso de infiltración se daría típicamente a lo largo de un perfil vertical (de suelo profundo, o combinado de suelo y subsuelo acuífero subyacente) de hasta 2-5 metros de profundidad.

Inicialmente la infiltración se produce, durante un estado transicional, con una componente vertical dominante de los flujos que configuran el frente de humectación que avanza en la profundidad (con un gradiente hidráulico igual o superior a la unidad). Este proceso se puede ir aproximando, para distintos momentos temporales, mediante el modelo y ecuación de Green-Ampt. Debe observarse que, en su caso, una vez que el frente de humectación alcanza la discontinuidad hidráulica de fondo (bien sea el nivel freático o una capa de menor conductividad hidráulica), el estado pasaría a la condición de estacionario (caracterizado por un gradiente hidráulico con valor inferior a la unidad).

Modelo Green-Ampt de infiltración en sistemas no saturados, bajo lámina de agua

La infiltración (estado transicional) en sistemas no saturados, homogéneos, se describe frecuentemente con la ecuación Green-Ampt. Esta aproximación, como se muestra en la figura 7-20, asume una lámina de agua (estancada) en la superficie del terreno y un frente húmedo que se extiende hasta una profundidad L.

Se asume que el frente húmedo se mueve hacia abajo como una interfaz neta. Se asume que el suelo está saturado por encima del frente húmedo (el contenido de agua se supone igual a la porosidad). Se supone que el contenido de agua por debajo del frente

de humectación es igual a un valor inicial más bajo. Entonces, la tasa de infiltración se aproxima mediante la siguiente ecuación:

$$f(t) = K_{sat}\frac{H_0 + L + h_{wf}}{L} \qquad \textit{(Ec. 7- 4)}$$

Donde:

f(t) = la tasa de infiltración en un tiempo t (L/t)
K_{sat} = conductividad hidráulica saturada (L/t)
H_o = profundidad del agua en técnica SuDS (L)
L = profundidad del frente de humectación bajo la base de la técnica SuDS(L)
h_{wf} = media del potencial de capilaridad en el frente de humectación (L)

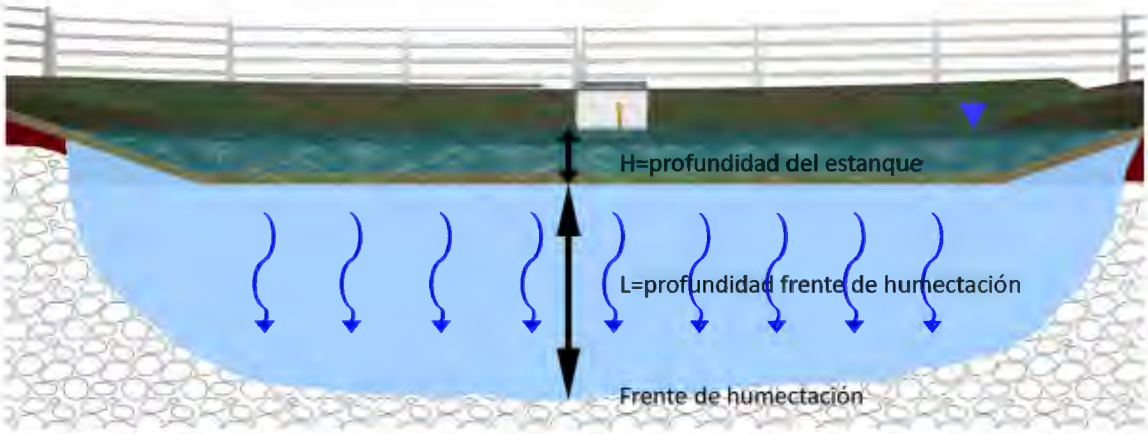


Figura 7-20. Definición de variables usadas en la ecuación Green-Ampt

Es muy importante señalar que, a diferencia de otros desarrollos (en donde la L es constante y representa la profundidad al nivel freático, al lecho rocoso, capa impermeable o capa de suelo de diferente tasa de infiltración), en este caso L es una variable que cambia con el tiempo según va avanzando la infiltración. El segundo factor de la ecuación $(H_o+L+h_{wf})/L$ da cuenta del gradiente hidráulico, superior a la unidad.

La ecuación puede resolverse para estimar, a partir de los valores correspondientes (tabla 7-5), la tasa de infiltración estimada en función del tiempo, como se muestra para dos clases de materiales en las figuras siguientes. Los resultados muestran que las pruebas de corto período de tiempo tienden a sobreestimar las tasas de infiltración de largo plazo debido al efecto de las fuerzas capilares.

La tasa de infiltración estimada para suelo franco-arenoso sería correspondiente a la tipología de los suelos eutrochrept, que se encuentran en la zona central y ocupan el 51% de la superficie de Bizkaia.

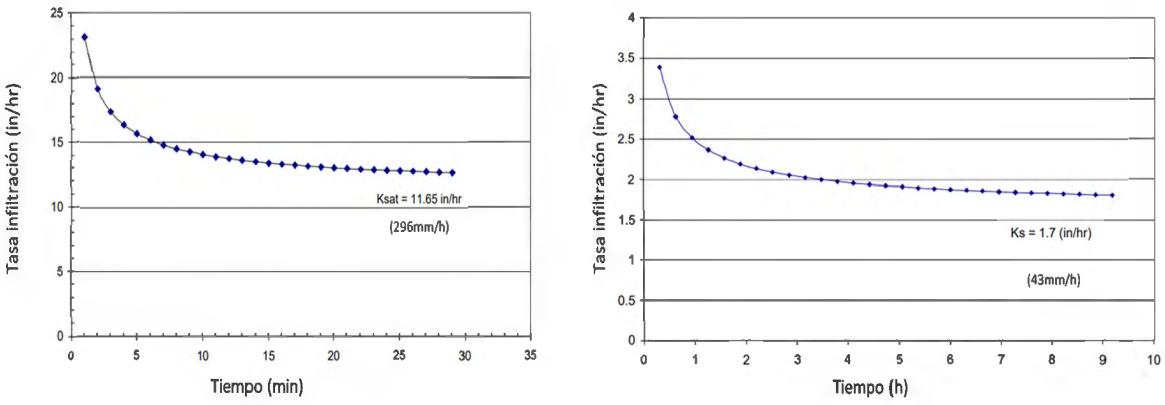


Figura 7-21. Tasa de infiltración estimada para arena, izquierda, y un suelo franco arenoso, derecha, [con Ksat = 296 y 43 mm/h respectivamente] usando la ecuación Green-Ampt (Massmann y Butchart, 2001)

7.5.3.3 Aproximación de Balance Entradas-Salidas

Cuando se está realizando la identificación preliminar del emplazamiento (con una superficie de referencia) de suelo (1) como medio de infiltración, es conveniente realizar una aproximación del balance entradas-salidas en el ámbito potencial del emplazamiento. Esta información permite mejorar, eventualmente, el conocimiento del emplazamiento de infiltración.

Típicamente, en las entradas cabe considerar la precipitación directa, y la infiltración desde masas de agua. Como salidas, pueden considerarse: la saturación progresiva de los horizontes de suelo; la salida a través del subsuelo (sobre la discontinuidad hidráulica de base) como escorrentía subsuperficial hasta masas de agua superficial; y/o la infiltración más profunda como escorrentía subterránea hacia formaciones acuíferas subyacentes.

Considerando una superficie de infiltración unitaria (1 m^2), el balance entradas-salidas para un evento de precipitación (mm) con una duración determinada (t), podrá establecerse con la entrada correspondiente al evento, y con la variación de almacenamiento (saturación progresiva del suelo) y salidas que se exponen.

La variación de almacenamiento y salidas del balance (L^3T^{-1}) serían, secuencialmente:

1) volumen de agua para saturar la capacidad de campo (%) del horizonte superficial 1A (CC_1A), como altura equivalente saturada (% x h1A), expresada en mm;

2) volumen de agua infiltrada (gravitacional) en horizonte A (V_1A) a partir de la tasa de infiltración de 1A (Ksat_1A x gradiente hidráulico) en tiempo t y la porosidad eficaz de 1A, como altura equivalente saturada, expresada en mm;

3) el flujo horizontal de salida (Qh_1A) en la base del horizonte A, por encima de la discontinuidad hidráulica secundaria;

4) volumen de agua para saturar la capacidad de campo (%) del horizonte subsuperficial 1B (CC_1B), como altura equivalente saturada (% x h1B), expresada en mm;

5) volumen de agua infiltrada (gravitacional) en horizonte subsuperficial 1B (V_1B) a partir de la tasa de infiltración de 1B (Ksat_1B x gradiente hidráulico) en tiempo t y la porosidad eficaz de 1B, como altura equivalente saturada, expresada en mm;

6) el flujo horizontal de salida (Qh_1B) en la base del horizonte subsuperficial, por encima de la discontinuidad hidráulica secundaria;

7) volumen de agua para saturar la capacidad de campo (%) del horizonte material parental 1C (CC_1C), como altura equivalente saturada (% x h1C), expresada en mm;

8) volumen de agua infiltrada (gravitacional) en horizonte de material parental 1C (V_1C) a partir de la tasa de infiltración de 1C (Ksat_1C x gradiente hidráulico) en tiempo t y la porosidad eficaz de 1C, como altura equivalente saturada, expresada en mm;

9) el flujo horizontal de salida (Qh_1C) en la base del horizonte de material parental, por encima de la discontinuidad hidráulica secundaria;

10) el flujo vertical de salida (Qv_1C) en la base del horizonte de material parental hacia la roca madre de la formación geológica subyacente (en caso de formación acuífera).

7.5.4 Parámetros Hidráulicos en Suelos

Los parámetros hidráulicos más relevantes para la caracterización de un suelo tipo (granular, homogéneo y no saturado) de cara a identificar sus propiedades como medio apto para la infiltración de agua, son: capacidad de campo, porosidad eficaz, permeabilidad intrínseca, conductividad hidráulica saturada, gradiente hidráulico, tasa de infiltración y caudal infiltrado o carga hidráulica. En la figura 7-22 se muestran esquemáticamente las relaciones internas entre los parámetros que se están considerando.

El suelo debe contemplarse, en teoría, como un complejo bicapa/tricapa (orgánico y mineral), ya que algunos de los parámetros, o incluso de la forma de obtener los valores, están dando cuenta bien del conjunto del complejo, o de una de las capas. Por poner un ejemplo, cuando la conductividad hidráulica saturada se obtiene a partir de análisis granulométrico o textural, la información que está aportando suele ser sobre la capa de suelo mineral, granular. Sin embargo, si la información de conductividad hidráulica de ese mismo suelo se obtiene a partir de ensayos de campo sobre superficie, la información obtenida sería sobre el conjunto del suelo (suelo orgánico + suelo mineral).

Es muy importante delimitar con precisión los horizontes del suelo, realizando la toma de muestras, pruebas o ensayos de acuerdo con las posibles variaciones en la vertical. De este modo, debe levantarse el perfil completo del suelo con una descripción detallada de las diferentes capas en profundidad.

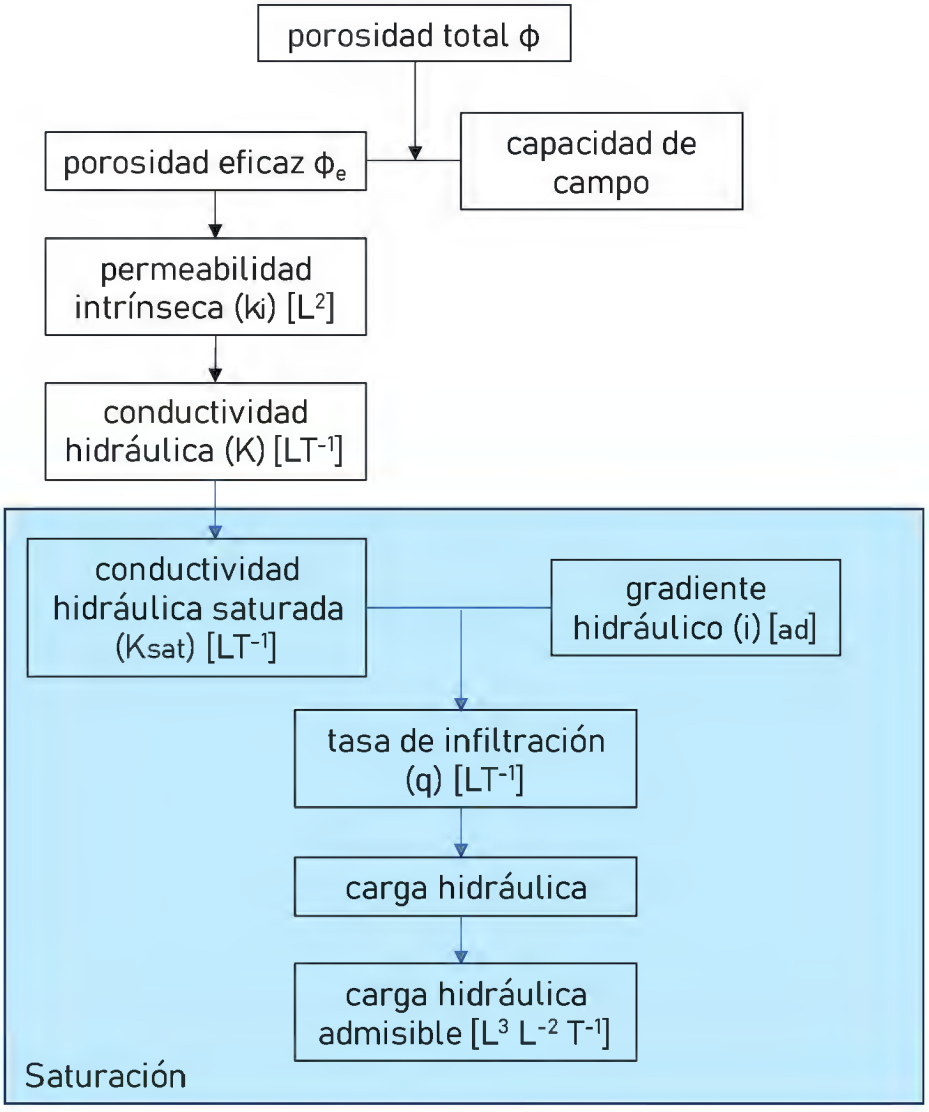


Figura 7-22. Esquema de relaciones internas entre parámetros hidráulicos de infiltración en un suelo como formación edafológica

7.5.4.1 Contenido de Humedad en el Suelo: Capacidad de Campo

La capacidad de campo puede encontrarse entre valores del 10% de proporción en volumen del suelo, para materiales arenosos, hasta más de un 35% en materiales arcillosos, con un valor central para los suelos francos de un 25%. Se presenta una tabla con rangos aproximados de capacidad de campo para los suelos de Bizkaia.

Tabla 7-5. Rangos de capacidad de campo de los suelos de Bizkaia (a partir de gráfica Dunne y Leopold, 1978)

Tipo de Suelo / Clase Textural		Capacidad de Campo % [rango aprox.]
Eutrochrept	franco-arenosa	10 – 25
Dystrochrept	franco-limosa	20 – 35
Udifluvent	franco-limosa	20 – 35
Udorthent	franco-limosa	20 – 35
Hapludalf	franco-arcillosa	25 – 35
Ustochrept	franco-arcillosa	25 - 35

7.5.4.2 Porosidad Total y Porosidad Eficaz de un Suelo

La porosidad (ϕ) total o espacio poroso del suelo (%) se refiere al porcentaje del volumen del suelo no ocupado por sólidos. Muy de forma general el volumen del suelo está constituido por 50% materiales sólidos (45% minerales y 5% materia orgánica) y 50% de espacio poroso. Dentro del espacio poroso se pueden distinguir macro poros y microporos donde agua, nutrientes, aire y gases pueden circular o retenerse. Los macro poros no retienen agua contra la fuerza de la gravedad, son responsables del drenaje, aireación del suelo y constituyen el espacio donde se forman las raíces. Los microporos retienen agua y parte de la cual es disponible para las plantas.

La porosidad eficaz (o porosidad efectiva) de un suelo (%), está dada por la relación entre el volumen de poros interconectados de forma que pueden facilitar el flujo del agua, y el volumen total de suelo. En un suelo se compone a partir de la porosidad primaria (debida al proceso de depósito y ordenación de los granos y partículas del suelo). Proporciona información sobre el volumen de suelo disponible de cara al almacenamiento y transmisión de un fluido. Pero no proporciona información sobre la morfología, tamaño y distribución de los poros en el medio considerado (de ahí, por ejemplo, que dos medios con la misma porosidad eficaz puedan tener diferentes valores de permeabilidad).

La porosidad eficaz (ϕ_e) puede variar en profundidad por efecto de la compactación de los materiales granulares del suelo, por sedimentación (que ocupa progresivamente los poros) o por fenómenos biogeoquímicos edafológicos.

Para el caso de suelos, los valores de porosidad eficaz pueden llegar utilizarse (con algunas limitaciones) para inferir valores de permeabilidad intrínseca y por tanto también de la conductividad hidráulica. Pero su mayor interés es a la hora de determinar el volumen disponible en una extensión de suelo (teniendo en cuenta sus límites) de cara a la capacidad de infiltración y la carga hidráulica admisible.

En el perfil de un suelo, tanto los valores, como las variaciones de valor de la porosidad eficaz condicionan directamente, la profundidad del frente de humectación. Como ejemplo (figura 7-23) para un suelo granular con un horizonte superficial (1A) con una porosidad eficaz del 5% (0,05), y un horizonte subsuperficial (1B) una porosidad eficaz del 0,02 (2%), el frente de humectación en avance resultante de la infiltración en la vertical de 10 mm de espesor de una lámina libre de agua en su superficie (supuestos

los horizontes 1A y 1B saturados a capacidad de campo) puede alcanzar, respectivamente los 0,2 y los 0,5 metros de espesor.

Los valores estimados de porosidad (total y eficaz) que pueden ser de aplicación para diferentes texturas de suelos minerales se extrapolan a los suelos de Bizkaia. La tabla siguiente proporciona valores estimados de porosidad (total y eficaz) que puede atribuirse orientativamente a los tipos de suelos más representativos en Bizkaia.

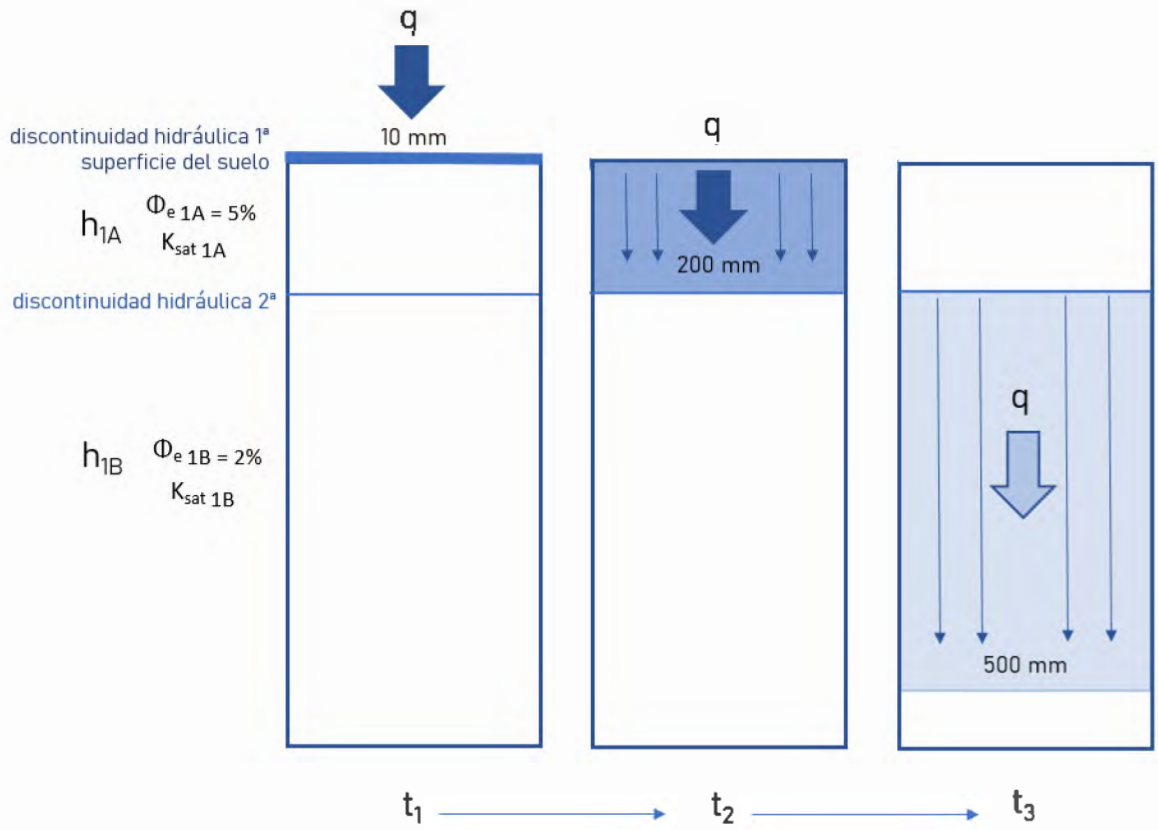


Figura 7-23. Variación del espesor del frente de humectación saturado en suelo bicapa, con valores de porosidad eficaz decreciente (5% y 2%)

De forma más precisa, la porosidad total del suelo puede obtenerse mediante la determinación de la densidad. Existen dos tipos de densidad, real y aparente. La densidad real, de las partículas densas del suelo, varía con la proporción de elementos constituyendo el suelo y en general está alrededor de 2,65. Una densidad aparente alta indica un suelo compacto o tenor elevado de partículas granulares como la arena.

Véase también: UNE-EN 1097-3 (1999) Ensayos para determinar las propiedades mecánicas y físicas de los áridos. Parte 3: Determinación de la densidad aparente y la porosidad.

Tabla 7-6. Valores estimados de porosidad total y eficaz para los suelos de Bizkaia (a partir de valores de Sanders, 1998)

Tipo de Suelo/clase Textural		Porosidad Total, ϕ (%)	Porosidad Eficaz, ϕ_e (%)
Eutrochrept	franco-arenosa	20 - 50	10 - 28
Dystrochrept	franco-limosa	35 - 50	3 - 19
Udifluvent	franco-limosa	35 - 50	3 - 19
Udorthent	franco-limosa	35 - 50	3 - 19
Hapludalf	franco-arcillosa	40 - 60	0 - 5
Ustochrept	franco-arcillosa	40 - 60	0 - 5

7.5.4.3 Permeabilidad Intrínseca (k_I) de un Suelo

La permeabilidad intrínseca (k_I) de un suelo [L^2] es su capacidad para dejar fluir, o transmitir, agua o aire a través de su espesor. La permeabilidad es una cualidad intrínseca del suelo. Depende de su textura, estructura, grado de compactación, contenido en materia orgánica, porosidad, etc., características que determinan el tamaño de los poros y su capilaridad. Cuando se carece de medidas precisas de la permeabilidad, ésta puede interpretarse a partir de las mencionadas características.

Tabla 7-7 Influencia de la textura y el contenido de materia orgánica en la permeabilidad del suelo, aplicada a suelos Bizkaia (elaboración propia a partir de MAGRAMA, 2014)

Tipo de suelo/clase textural		Contenido en materia orgánica	Permeabilidad
Eutrochrept	franco-arenosa	medio-bajo	elevada
Dystrochrept	franco-limosa	medio (2-3%)	escasa
Udifluvent	franco-limosa	bajo	muy escasa
Udorthent	franco-limosa	medio	escasa
Hapludalf	franco-arcillosa	alto	media (grumos)
Ustochrept	franco-arcillosa	bajo	mínima

Se adjunta la tabla 7-7 de correspondencia de la textura y contenido en materia orgánica en la permeabilidad del suelo para los tipos de suelos de Bizkaia.

7.5.4.4 Conductividad Hidráulica Saturada (K_{sat}) en un Suelo

La conductividad hidráulica saturada (K_{sat}) [LT^{-1}] se define como la velocidad de paso de agua a través de una unidad de sección transversal de suelo en una unidad de tiempo (flujo de agua) por cada unidad de gradiente hidráulico.

De forma ordinaria, cuando el suelo está completamente saturado la conductividad se denomina conductividad hidráulica saturada (K_{sat}), y representa la tasa máxima de transmisión de agua del suelo.

La relación entre permeabilidad intrínseca (k_I) y conductividad hidráulica (K) es:

$$K = \frac{\rho \cdot g \cdot ki}{\eta} \qquad \textit{(Ec. 7- 5)}$$

Donde:

k_I = permeabilidad intrínseca del medio poroso [L^2]
ρ = densidad del fluido, generalmente se considera agua [ML^{-3}]
g = aceleración de la gravedad [LT^{-2}]
η = viscosidad dinámica [$ML^{-1}T^{-1}$]

La conductividad hidráulica saturada en un suelo (granular homogéneo) puede estimarse, por tres vías: 1) información sobre granulometría de suelos; 2) ensayos de laboratorio; o 3) mediciones de campo. Además de estas tres vías para obtener información sobre valores de conductividad hidráulica saturada, se dispone de tablas elaboradas a partir de documentación disponible. Se empieza aquí con este tipo de información. Las otras tres vías de cálculo estimativo se desarrollan en el apartado 7.7.1.

En la siguiente tabla se presentan valores característicos de conductividad hidráulica saturada que se han identificado por la clase textural y los valores correspondientes de varias referencias bibliográficas para los distintos tipos de suelos de Bizkaia.

Tabla 7-8. Conductividad hidráulica saturada (Ksat) de las clases texturales de los suelos de Bizkaia (a partir de Handbook of Soil Science, 2000)

Tipo de suelo / Clase Textural		Conductividad Hidráulica Saturada (mm/h)
Eutrochrept	franco-arenosa	25,9
Dystrochrept	franco-limosa	6,8
Udifluvent	franco-limosa	6,8
Udorthent	franco-limosa	6,8
Hapludalf	franco-arcillosa	--
Ustochrept	franco-arcillosa	--

En el apartado 7.7.1 se presentan distintas metodologías para el cálculo estimativo de los valores de conductividad hidráulica saturada en un suelo.

7.5.4.5 Gradiente Hidráulico (i) en un Suelo no Saturado

El gradiente hidráulico (i) [adimensional], como relación entre dos niveles diferentes de agua respecto a su distancia en la horizontal (de forma general), describe las fuerzas impulsoras que causan el flujo de la instalación de infiltración. Las dos fuerzas primarias son la gravedad y la succión capilar. La importancia relativa de estas fuerzas y la subsiguiente gradiente depende de una variedad de factores, incluyendo la duración del evento de infiltración, geología local y regional, y la profundidad de las aguas subterráneas.

En un estado estacionario el gradiente hidráulico de una técnica SuDS, con valores típicos inferiores a la unidad, requerirá una determinación precisa. Un recurso, escasamente utilizado, para aproximar el gradiente hidráulico es la definición de las líneas de flujo y equipotenciales (isopiezas) del componente de infiltración. En el apartado 7.7.2 se presentan distintas metodologías para la estimación del gradiente hidráulico.

7.5.4.6 Tasa de Infiltración (q)

La tasa de infiltración de un suelo se define como el flujo de agua que entra en el perfil del suelo por unidad de superficie. También se le ha denominado velocidad de infiltración.

La tasa de infiltración (q) [LT^{-1}] (para una balsa o una zanja) está dada por el producto de la conductividad hidráulica saturada (K_{sat}) y el gradiente hidráulico. De forma general, la tasa de infiltración a partir de una lámina de agua libre está dada por el producto de la conductividad hidráulica saturada (K_{sat}) y el gradiente hidráulico (i).

La tasa de infiltración depende de las características intrínsecas del suelo (permeabilidad), de su conductividad hidráulica, del gradiente hidráulico, del contenido de agua en el suelo, de la aportación de agua (intensidad de aplicación) y de la cubierta vegetal.

Debe señalarse que las distintas pruebas de infiltración en campo están dando información sobre las tasas de infiltración. Esto es importante, puesto que, a partir de la suposición de que el gradiente hidráulico es aproximadamente la unidad, se hace, en ocasiones, equivalente el resultado de la prueba de infiltración (tasa de infiltración) al valor de la conductividad hidráulica saturada.

El "Buró Europeo de Suelos" clasifica los suelos según su tasa de infiltración en las categorías que se reflejan en la tabla 7-9.

Tabla 7-9. Clasificación del suelo según la velocidad de infiltración (EUR/JRC, 1999, citado en (MAGRAMA, 2014)

Tasa de Infiltración [mm/h]	Descripción
< 1	Muy lenta
1 – 5	Lenta
5 – 20	Moderadamente lenta
20 – 60	Moderada
60 – 125	Rápida
125 – 250	Muy rápida
> 250	Extremadamente rápida

Musgrave y Holtan (1964), citados en MAGRAMA (2014), clasifican los suelos cultivados según sus tasas de infiltración mínima, después de un período prolongado de humedad y lluvia, como se indica en la tabla 7-10.

En el apartado 7.7.3 se exponen con más detalle los cálculos estimativos de la tasa de infiltración en suelo o subsuelo acuífero en zona no saturada.

Tabla 7-10. Clasificación de los suelos según su velocidad de infiltración mínima (MAGRAMA, 2014)

Grupo	Tasa de Infiltración Mínima (mm/h)	Características del Suelo
A	8 - 12	Suelos arenosos y limosos profundos; suelos con agregados
B	4 - 8	Suelos limosos someros; suelos franco-arenosos
C	1 - 4	Suelos franco-arcillosos: suelos franco-arenosos someros: suelos con bajo contenido en materia orgánica y suelos con alto contenido en arcilla
D	0 - 1	Suelos con alto grado de expansividad: arcillosos, plásticos y pesados. Algunos suelos salinos

7.5.4.7 Cantidad de Agua Infiltrada: Carga Hidráulica

La tasa de infiltración, considerada para una superficie determinada y un período de tiempo dado, se puede valorar como carga hidráulica (caudal aplicado de aguas a tratar por unidad de superficie del terreno).

La carga hidráulica, que suele expresarse en litros/m^2·día, es una propiedad del emplazamiento de infiltración, que depende de la tasa de infiltración (y por tanto de la conductividad hidráulica saturada y del gradiente hidráulico) y de la estructura del emplazamiento (extensión vertical y horizontal) y del régimen de entradas-salidas de aguas que se produzca en dicho emplazamiento.

Tabla 7-11. Aptitud del suelo para infiltración: carga hidráulica (Rouhart, 1986)

Textura del Suelo		Tasa de Infiltración [mm/h]		CARGA HIDRÁULICA ADMISIBLE (L/m^2·d) en condiciones aerobias	
-	Grava	-	> 3.000		-
-	Arena gruesa	-		-	100
-	Arena media	-	300 – 3.000		50 - 55
Arena	Arena fina	104 – 150	96 – 242		
	Limo arenoso			30 - 50	30 - 35
Arena limosa	Limo	48 – 150	48 – 96		
Limo	Limo arenoso	38 – 48	38 – 48	20 - 30	20 - 25
	Limo de sílex			10 - 20	15 - 20
Limo arenoso Arcilla limosa	Arcilla limosa	18 – 36	24 – 36	7 - 10	6 - 15
-	Arcilla Marga	-	< 24	-	6
Arcilla hinchada		< 6	-	-	-

Cuando se pretende no solamente la infiltración del agua de escorrentía, sino también el tratamiento de esta, el diseño de la técnica prevé que se mantengan las condiciones aerobias en el suelo del emplazamiento. Se habla entonces de 'carga hidráulica admisible', con valores orientativos para distintos tipos de texturas, como se muestra en la tabla.

En el anexo 4 se exponen con más detalle los cálculos estimativos de la carga hidráulica (admisible) en suelo o subsuelo acuífero en zona no saturada.

7.6 INFILTRACIÓN A SUBSUELO ACUÍFERO (ZONA NO SATURADA)

El contenido de este apartado sigue unas pautas similares al de la infiltración al suelo, pero con algunas diferencias derivadas de sus especificidades, además del hecho de que la discontinuidad hidráulica inferior de este dominio es el nivel freático del acuífero saturado, como son: a) mayor espesor de las capas (típicamente de metros o decenas de metros); b) generalmente materiales rocosos consolidados; c) combinación de porosidad primaria y/o secundaria por fenómenos de disolución y fracturación.

Así se contemplan aquí: 1) las tipologías generales de formaciones acuíferas (ZNS) en Bizkaia; 2) los procesos de infiltración (de precipitación directa o baja carga, y bajo lámina de agua superficial); 3) los parámetros hidráulicos más representativos; y 4) los aspectos de depuración y vulnerabilidad a la contaminación.

Las tipologías de subsuelo acuífero (no saturado) en Bizkaia se recogen en el Anexo 2 para su consulta.

7.6.1 Proceso de Infiltración en Subsuelo Acuífero (NS)

Se considera tanto la infiltración directa de lluvias o escorrentías difusas en el subsuelo acuífero aflorante, como la infiltración desde lámina de agua superficial sobre el exterior aflorante del subsuelo acuífero (no saturado). En su caso, puede considerarse el efecto combinado de la infiltración en un suelo que se encuentre sobre un subsuelo acuífero no saturado.

En todo caso, la investigación del subsuelo acuífero no saturado (2NS) como emplazamiento potencial de técnicas SuDS con un proceso de infiltración, debe tener en cuenta todas las características de este, entre las cuales se destaca el carácter homogéneo o, en su caso, la disposición multicapa. Entendida como aquella morfología interior en la que se observan discontinuidades hidráulicas identificables.

En primer lugar, debe identificarse la posición del nivel freático, como discontinuidad hidráulica de primera magnitud que marca el espacio potencial de investigación y aplicación potencial de la infiltración al terreno.

Este modelo se refiere a una formación acuífera a partir de un material geológico dado. Si en la formación acuífera hubiera una intercalación de capas de diferentes materiales, podrá trabajarse con ella de una forma semejante, pero dividiendo en subcapas de la formación.

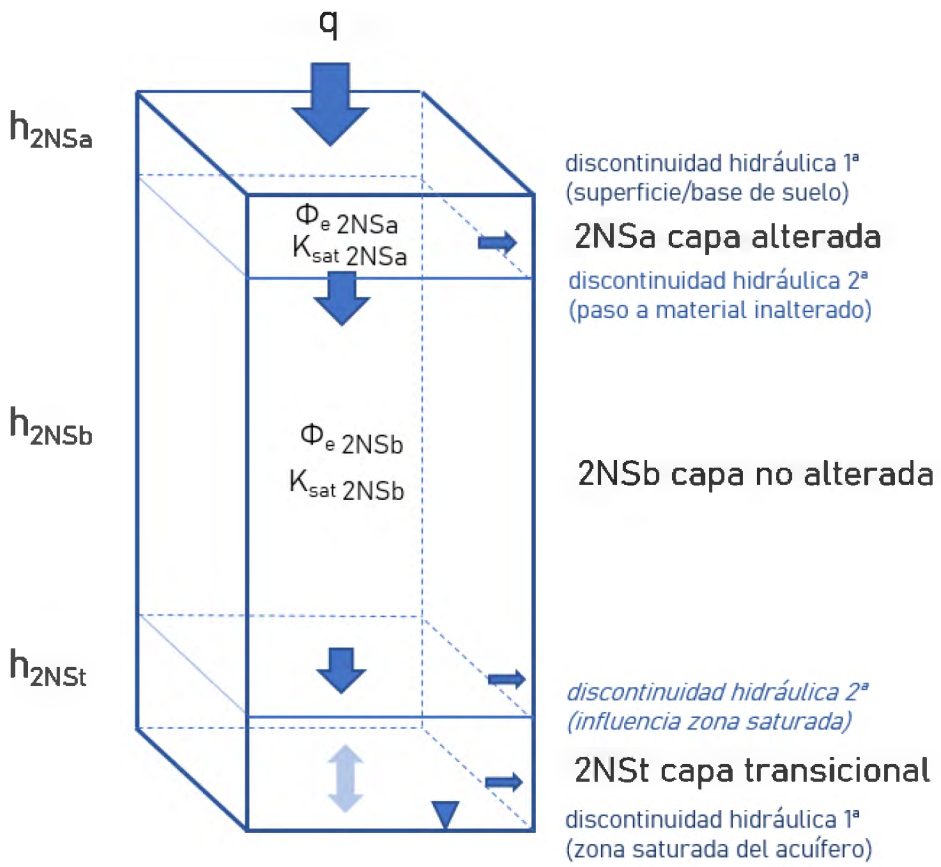


Figura 7-24. Modelo de perfil de subsuelo acuífero en zona no saturada (2NS), con tres capas tipo: 2NSa, alterada; 2NSb, no alterada; y 2NSt, transicional a zona saturada (elaboración propia)

La capa 2NSa identifica la parte más alta de la formación, que eventualmente se encontrará aflorante, como superficie del terreno (aunque se señala la posibilidad de que esté por debajo de un suelo, con posibles diferentes profundidades). El techo de la formación, en la parte más alta, suele estar afectado por distintos fenómenos de alteración fisicoquímica, o meteorización, modificando sus parámetros hidráulicos en la medida en que estos procesos incrementan generalmente la porosidad. Normalmente, esta capa alterada es sensiblemente paralela a la superficie del terreno, y puede tener un espesor de varios metros.

El estado de alteración de la capa se reduce en profundidad (discontinuidad hidráulica de 2º orden) hasta que se alcanza el estado no alterado de la formación geológica (2NSb), como referencia general de la capa. Ahí quedarán como condicionantes de la formación litológica entonces la estructura heredera de las condiciones de depósito (en rocas sedimentarias) y/o fracturación y estructuras de origen tectónico (para todo tipo de rocas). De forma general, se entiende que esta capa puede tener un espesor de hasta decenas de metros.

Finalmente, en este modelo para el subsuelo acuífero en zona no saturada (2NS), se considera una capa transicional (2NSt), ante la eventualidad de que la oscilación del

nivel freático (intra e interanual) sea de tal amplitud, que pueda tener interés valorar la infiltración en distintos escenarios respecto al nivel freático. El estudio de esta capa transicional puede tener especial interés en la investigación de detalle de los acuíferos cuaternarios (por su espesor reducido y vinculación con los cursos fluviales), y de los acuíferos kársticos (por la respuesta rápida de los niveles freáticos a eventos de precipitación).

7.6.1.1 Infiltración de Baja Carga en Subsuelo Acuífero no Saturado

El proceso de infiltración directa de lluvia o escorrentías difusas en un afloramiento del subsuelo acuífero no saturado es similar al expuesto para el caso de infiltración de agua de lluvia en el caso de suelos como formaciones edáficas (7.5.3.1). A partir de un determinado umbral, en que la capa más superficial alcanza su capacidad de campo, se produce una infiltración de un frente saturado, según efecto pistón. La dinámica de esta infiltración responde a la intensidad y duración de los episodios de precipitación.

La infiltración considerada es la que se produce típicamente hasta los 2-3 (o hasta 5) primeros metros de la zona no saturada del subsuelo acuífero. No obstante, el estudio hidrológico-geotécnico del emplazamiento puede identificar espesores de zona no saturada de hasta decenas de metros que puedan ser aptos para la infiltración y/o depuración.

7.6.1.2 Infiltración de Alta Carga en Subsuelo Acuífero no Saturado

De forma general, para considerar el fenómeno de infiltración al subsuelo acuífero en zona no saturada puede considerarse lo expuesto para suelos (7.5.3.2).

En estos casos el proceso de infiltración se daría típicamente a lo largo de un perfil vertical (combinado de suelo y subsuelo acuífero subyacente, o de afloramiento de subsuelo acuífero) de hasta 5-10 metros de profundidad, o incluso de mayor profundidad.

Para el caso de acuíferos cuaternarios granulares detríticos se consideran dos alternativas: la infiltración con nivel freático alto, en donde se pueden producir los fenómenos de elevamiento o domo del freático; y la alternativa en donde el nivel freático está más profundo.

Acuíferos granulares detríticos: nivel freático cercano a superficie o más profundo

En los casos en que el nivel freático es relativamente poco profundo, y especialmente si el material geológico es de grano fino, puede producirse una elevación del nivel freático en la zona próxima a la técnica de infiltración, como resultado de que el agua por el medio granular hacia abajo tenga una velocidad mayor de la que el agua infiltrada puede ser transportada fuera de la zona inferior de la técnica.
Los montículos de agua subterránea pueden reducir significativamente el gradiente hidráulico (un gradiente significativamente por debajo de 1,0) y, por lo tanto, reducir la tasa de infiltración.

La figura 7-25 siguiente ilustra el concepto de acumulación de agua subterránea y formación del domo del nivel freático, lo que puede afectar a la componente de infiltración de la técnica. El Anexo 4 muestra métodos de cálculo (Khan y Hantush).

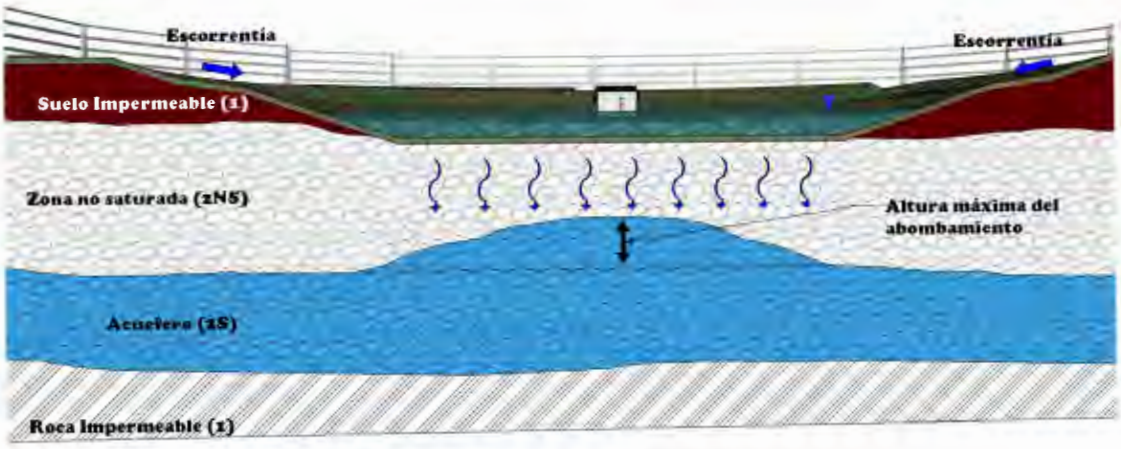


Figura 7-25. Modelo conceptual de domo (abombamiento) del nivel freático.

En los casos en que el nivel freático es profundo el gradiente hidráulico puede estimarse normalmente utilizando la ecuación de Green-Ampt, como se ha expuesto en el subcapítulo de infiltración al suelo (7.5.3.2). La figura 7-26 muestra las variables de la ecuación Green-Ampt en un corte típico de acuífero detrítico con porosidad granular.

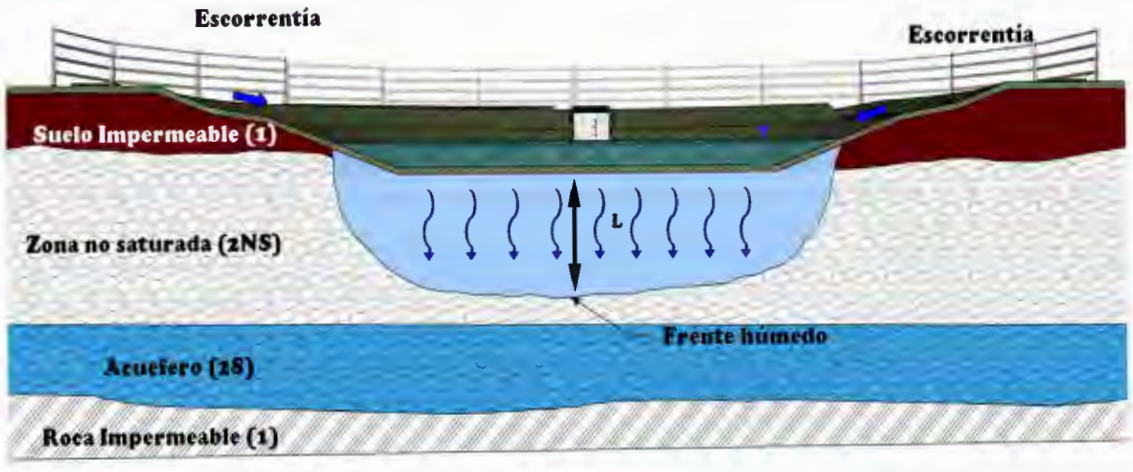


Figura 7-26. Modelo conceptual de ecuación Green-Ampt

Como se ha señalado para el caso de infiltración a suelos, el modelo de infiltración de Green-Ampt muestra que, inicialmente, cuando el frente de humedecimiento es aun

relativamente poco profundo, el gradiente hidráulico podría ser significativamente superior a 1,0, pero a medida que avanza a mayor profundidad por debajo de la técnica, el gradiente hidráulico se aproxima a 1,0. Por lo tanto, el gradiente hidráulico y la tasa de infiltración comienzan siendo altos y disminuyen en función del tiempo hasta que se obtiene un valor de estado estacionario.

Acuíferos calcáreos kársticos

En el territorio de Bizkaia están muy presentes los acuíferos calcáreos kársticos. Aunque puede plantearse, de forma general, la problemática de vulnerabilidad de la zona saturada del acuífero, esto no debería ser limitante para valorar la posibilidad de infiltrar aguas de baja carga contaminante, o para tener presente los procesos de depuración que pueden darse a lo largo de la zona no saturada, teniendo en cuenta que sus espesores pueden ser de decenas de metros. Las formaciones acuíferas kársticas pueden encontrarse por debajo de suelos edáficos, o también de acuíferos detríticos. (véase Anexo 2).

7.6.1.3 Aproximación de Balance Entradas-Salidas

Cuando se está realizando la identificación preliminar del emplazamiento (con una superficie aproximada) es conveniente realizar una aproximación del balance entradas-salidas en ese sector o zona del acuífero. Esta información permite mejorar, eventualmente, el conocimiento del emplazamiento de infiltración, evitando problemas como pueden ser la formación de domos o sobre elevamiento del nivel freático.

Típicamente, en las entradas cabe considerar la precipitación directa, y la infiltración desde masas de agua. Como salidas, pueden considerarse: la recarga neta del acuífero (ascenso del nivel piezométrico), y la descarga a manantiales, a ríos o a borde litoral.

Internamente, considerado que el subsuelo acuífero ZNS es de un mismo material geológico, para el caso tanto de materiales granulares poco consolidados, como en el de materiales fisurales, se puede presuponer una discontinuidad hidráulica de segundo orden entre la parte superior (menos compactada y más fisurada, en su caso), y la parte inferior (más compactada, y menos fisurada, en su caso), que determina una disminución en profundidad de las variables hidráulicas (porosidad eficaz o coeficiente de almacenamiento y transmisividad hidráulica).

En relación con el modelo de la figura 7-24, considerando una superficie de infiltración unitaria (1 m^2), el balance entradas-salidas para un evento de precipitación (mm) con una duración determinada (t), podría establecerse con la entrada correspondiente al evento, y con la variación de almacenamiento y salidas que se exponen.

La variación de almacenamiento y salidas del balance (L^3T^{-1}) serían, secuencialmente:

1) volumen de agua para saturar la capacidad de campo (%) de la capa alterada (CC_2NSa), como altura equivalente saturada (% x h-2NSa), expresada en mm;

2) volumen de agua infiltrada (gravitacional) en capa alterada (V_2NSa) a partir de la tasa de infiltración de 2NSa (Ksat_2NSa x gradiente hidráulico) en tiempo

t y la porosidad eficaz de 2NSA, como altura equivalente saturada, expresada en mm;

3) el flujo horizontal de salida (Qh_2NSa) en la base de la capa alterada, por encima de la discontinuidad hidráulica secundaria;

4) volumen de agua infiltrada (gravitacional) en capa no alterada (V_2NSb) a partir de la tasa de infiltración de 2NSb (Ksat_2NSb x gradiente hidráulico) en tiempo t y la porosidad eficaz de 2NSb, como altura equivalente saturada, expresada en mm;

5) el flujo horizontal de salida (Qh_2NSb) en la base de la capa no alterada, por encima de la discontinuidad hidráulica secundaria;

6) el flujo vertical de salida (Qv_2NSb) en la base de la capa no alterada, hacia y hasta el nivel freático como discontinuidad hidráulica primaria.

Para los subsuelos acuíferos ZNS kársticos, sin embargo, no puede definirse una pauta tan general como para los otros dos casos (granulares y fisurales), sino que depende de la tipología y morfología kárstica de la zona no saturada. Además, debe tenerse presente los posibles importantes cambios del nivel freático en este tipo de sistemas acuíferos.

7.6.2 Parámetros Hidráulicos del Subsuelo Acuífero no Saturado

Los terrenos acuíferos de porosidad granular primaria, como son los detríticos cuaternarios (ej. aluviales) pueden estudiarse con las bandas más restrictivas de los valores de parámetros hidráulicos descritos en el apartado de suelos. Por este motivo, los parámetros hidráulicos que se van a comentar se centran más en las formaciones acuíferas no granulares, las de porosidad secundaria, fisural o directamente las formaciones acuíferas kársticas, relevantes en el territorio de Bizkaia.

7.6.2.1 Porosidad Eficaz (ϕ_e)

La porosidad eficaz (o porosidad efectiva) (φe) de un subsuelo acuífero en zona no saturada está dada por la relación entre el volumen de poros interconectados de forma que pueden facilitar el flujo del agua, y el volumen total de la masa rocosa. En este dominio del terreno se compone a partir de porosidad primaria (debida al proceso de depósito y ordenación de los granos y partículas) y de porosidad secundaria (fisural, o disolución). Proporciona información sobre el volumen disponible de subsuelo acuífero no saturado de cara al almacenamiento y a la transmisión de agua.

En la masa rocosa, la porosidad eficaz puede variar en profundidad por efecto de la compactación en el caso de materiales granulares (ej. formaciones geológicas cuaternarias o terciarias aluviales), reduciéndose progresivamente. En las masas rocosas (fracturadas o no), debido a los fenómenos de meteorización, la porosidad eficaz suele ser mayor en la zona más superficial y menor (hasta el valor base) según se avanza en profundidad. Caso particular es el de las formaciones acuíferas kársticas,

en que la porosidad eficaz responde a patrones muy específicos de cada sector del acuífero. Se presentan algunos valores estimados de porosidad (total y eficaz) que pueden ser de aplicación para diferentes materiales geológicos.

En la literatura hidrogeológica puede utilizarse también el término 'coeficiente de almacenamiento' como equivalente al de porosidad eficaz, pero solamente para el caso de los acuíferos libres. Se presenta una tabla con valores medios de coeficiente de almacenamiento (S) para acuíferos libres, que es equivalente a su porosidad eficaz.

Tabla 7-12. Valores estimados de porosidad (%) (Sanders, 1998)

Material Geológico	Porosidad Total (%)	Porosidad Eficaz (%)
Arcillas	40 - 60	0 – 5
Limos	35 - 50	3 – 19
Arenas finas, arenas limosas	20 - 50	10 – 28
Arena gruesa o bien clasificada	21 - 50	22 – 35
Grava	25 - 40	13 – 26
Pizarra sedimentaria intacta	1 -10	0,5 - 5
Pizarra sedimentaria alterada/fracturada	30 - 50	s/d
Arenisca	5 - 35	0,5 - 10
Calizas o dolomías no karstificadas	0,1 - 25	0,1 - 5
Calizas o dolomías karstificadas	5 - 50	5 - 40
Rocas ígneas y metamórficas sin fracturar	0,01 - 1	0,0005
Rocas ígneas y metamórficas fracturadas	1 - 10	0,00005 – 0,01

Para el caso de subsuelo acuífero zona no saturada (2NS), los valores de porosidad eficaz pueden llegar utilizarse (con algunas limitaciones) para inferir los valores de permeabilidad intrínseca y por tanto también de la conductividad hidráulica. Pero su mayor interés es a la hora de determinar el volumen disponible en una extensión del acuífero (teniendo en cuenta sus límites) de cara a la infiltración, para identificar la carga hidráulica admisible.

Tabla 7-13. Coeficientes de almacenamiento en acuífero libre (porosidad eficaz) (en IGME, 1984 en Villarroya, 2009)

Material Permeable (acuífero libre)	Coeficiente de Almacenamiento (S) (valores medios)
Kárstico: **Calizas y dolomías jurásicas**	2×10^{-2}
Calizas y dolomías cretácicas y terciarias	$2 \times 10^{-2} - 6 \times 10^{-2}$
Poroso intergranular: gravas y arenas	$5 \times 10^{-2} - 15 \times 10^{-2}$
Kársticos y porosos: **Calcarenitas marinas terciarias**	$10 \times 10^{-2} - 18 \times 10^{-2}$

7.6.2.2 Permeabilidad Intrínseca (k_i)

La permeabilidad intrínseca (k_i) de un cuerpo rocoso se define a partir de su porosidad (primaria y/o secundaria) conectada (porosidad eficaz), del que resulta una determinada estructura conectada de poros, capaz eventualmente de transmitir un fluido.

Para el caso de formaciones acuíferas granulares detríticas (cuaternarias y terciarias) pueden considerarse como referencia los valores correspondientes que se han establecido de permeabilidad intrínseca para materiales granulares en los apartados sobre el suelo.

No obstante, para el resto de los materiales rocosos, con porosidad secundaria, la cuestión de la permeabilidad intrínseca no es relevante puesto, que como se va a comentar, el análisis hidrogeológico (también en la zona no saturada del acuífero) privilegia la interpretación de los diversos materiales rocosos directamente desde su permeabilidad real.

7.6.2.3 Conductividad Hidráulica (K_{sat}) o Permeabilidad (acuífero)

La permeabilidad en un acuífero puede variar notablemente según la dirección que tome el agua. La permeabilidad vertical, que es necesario tener en cuenta si el flujo es vertical, suele ser, en los acuíferos detríticos, dos o tres órdenes de magnitud inferior a la horizontal. Esto conviene tenerlo muy presente. A este cambio del valor de la permeabilidad según la dirección que lleve el agua se denomina anisotropía.

Puede hacerse una primera aproximación a los valores de conductividad hidráulica (o permeabilidad) en subsuelos acuíferos (zona no saturada) a partir de la correlación que se ha planteado entre la clasificación de grupos hidrológicos de suelos y las formaciones geológicas correspondientes. Esto permite identificar en el grupo A, de la mayor capacidad de infiltración: aluviones y coluviones actuales, coluviales, y conos de deyección.
En el grupo B, el siguiente en capacidad de infiltración, estarían formaciones geológicas acuíferas como: terrazas fluviales, arenas y margas, calizas recristalizadas, calizas tableadas, dolomías negras, margas y areniscas, y cuarcitas.

En el grupo C se encontrarían: areniscas rojas, filitas, cuarcitas y pizarras; filitas, calcitas y calcoesquistos; margas arenosas y margas; mármoles calizos y dolomíticos; mármoles fajeados y mármoles blancos y crema; micacitas con granates; micaesquistos y cuarcitas; y yesos.

Con el objeto de considerar más que una evaluación cualitativa de la permeabilidad, sino unos valores de referencia de la conductividad hidráulica de diferentes materiales geológicos, se adjunta la tabla sintética a partir de varias referencias de la literatura hidrogeológica (Freeze & Cherry, 1979; Smith & Weathcraft, 1993; Domenico & Schawrtz, 1998; Sanders, 1998; Fetter, 2001), con los rangos de valores que podrían corresponderse con la zona no saturada de las formaciones geológicas acuíferas (sedimentos, rocas sedimentarias y rocas cristalinas). Se señalan aquellas formaciones que no pueden considerarse como acuíferas.

Tabla 7-14. Rangos de conductividad hidráulica (mm/h) de formaciones geológicas acuíferas

Grupo de Formaciones Geológicas	Formación Geológica Acuífera (*excepto* *)	Rangos de Conductividad Hidráulica Mínima (mm/h)	Rangos de Conductividad Hidráulica Máxima (mm/h)
Sedimentos	grava	417 – 4.167	4×10^4 – 4×10^7
	arena gruesa	0,4 - 42	4×10^3 - 4×10^4
	arena media	0,4 - 42	2×10^3 – 4×10^4
	arena fina	0,4 - 42	833 - 4×10^4
	arena arcillosa	0,04 – 0,4	4 - 4×10^3
	arcilla limosa	4×10^{-3} – 0,04	4 - 83
	*arcilla**	4×10^{-6} - 4×10^{-5}	0,02 – 0,04
	*arcilla marina inalterada**	4×10^{-10} - 4×10^{-5}	4×10^{-5} - 8×10^{-3}
Rocas Sedimentarias	calizas karstificadas	2 - 4	21 - 4×10^8
	calizas, dolomías	0,004 – 0,04	21 - 42
	areniscas	0,0004 – 0,001	21 - 42
	argilitas	4×10^{-5}	0,04
	*pizarras sedimentarias**	4×10^{-7} – 0,004	4×10^{-7} – 0,008
	pizarras sedimentarias fracturadas/alteradas	0,004	42
Rocas Cristalinas	*basalto inalterado, sin fracturar**	4×10^{-5}	0,04
	basalto fracturado / vesicular cuaternario	4 - 417	4×10^4 – 4×10^7
	escorias basálticas	0,04	4×10^4
	basalto permeable	0,8 – 1,3	4×10^4 - 8×10^4
	*rocas ígneas y metamórficas sin fracturar**	4×10^{-8}	4×10^{-4}
	rocas ígneas y metamórficas fracturadas	4×10^{-4} – 0,04	42 – 1.042
	granito alterado	12	208
	gabro alterado	2	12

Lo expuesto permite una primera aproximación a los valores de conductividad hidráulica o permeabilidad de las formaciones acuíferas (zona no saturada) que puedan estudiarse de cara a la ubicación de un emplazamiento de infiltración. No obstante, se recomienda la realización de ensayos de campo correspondientes a zona no saturada, como los que se exponen en el apartado correspondiente.

7.6.2.4 Gradiente Hidráulico (i) del Frente de Infiltración

En el apartado 7.7.2 se detallan las metodologías para identificación del gradiente hidráulico. Se señala, no obstante, que dado que están orientadas a suelos granulares, por lo que su aplicación a la zona no saturada de formaciones geológicas no granulares debe ser evaluada por el proyectista.

7.6.2.5 Transmisividad (T) (acuíferos)

La transmisividad (T) [L^2T^{-1}], como término hidrogeológico, representa la capacidad de un acuífero para ceder agua, expresa la relación (producto) entre la conductividad hidráulica (K) y el espesor del acuífero (b), de modo que T = K x b.

La transmisividad de la zona saturada del acuífero (véase apartado 7.7.3.3) puede utilizarse eventualmente como una aproximación conservadora para la estimación de permeabilidad y espesor, y por tanto transmisividad, de la zona no saturada. Sin embargo, debe tenerse presente que, habitualmente, el valor de espesor del acuífero (b) se limita al de la zona saturada, por lo que el proyectista lo debe tener en cuenta.

7.6.2.6 Coeficiente de Almacenamiento (Acuíferos)

En un acuífero libre, como los que aquí se están considerando de forma general, el coeficiente de almacenamiento coincide con el valor de porosidad eficaz. Para esto sirva la información disponible en ese apartado.

Coeficiente de almacenamiento (S) es el volumen de agua que es capaz de liberar un prisma de acuífero de base unitaria y altura la del espesor saturado (b), cuando el potencial hidráulico varía la unidad. Es un parámetro adimensional.

En la tabla adjunta, de *Pozos y acuíferos* (IGME, 1984) [en Villarroya, 2009: 9], que son los valores más comunes del coeficiente de almacenamiento que conviene retener.

Como se observa, la tabla agrega a los valores del acuífero libre (equivalentes a la porosidad eficaz), los correspondientes a acuíferos semiconfinados y confinados. Dos tipos que no se van a considerar en este trabajo.

En el caso de Bizkaia, los valores de referencia para aplicar de porosidad eficaz (coeficiente de almacenamiento en acuífero libre) serían: para los acuíferos cuaternarios granulares (0,05 – 0,15); y para los acuíferos kársticos (0,02 – 0,06).

Tabla 7-15. Coeficientes de almacenamiento (S) para diversos tipos de terrenos (materiales permeables) y tipos de acuíferos (IGME, 1984 en Villarroya, 2009)

Material Permeable	Acuífero	S (valores medios)
Kárstico: **Calizas y dolomías jurásicas**	Libre Semiconfinado Confinado	2.10^{-2} 5.10^{-4} 5.10^{-5}
Calizas y dolomías cretácicas y terciarias	Libre Semiconfinado Confinado	$2.10^{-2} - 6.10^{-2}$ $10^{-3} - 5.10^{-4}$ $10^{-4} - 5.10^{-5}$
Poroso intergranular gravas y arenas	Libre Semiconfinado Confinado	$5.10^{-2} - 15.10^{-2}$ 10^{-3} 10^{-4}
Kársticos y porosos **Calcarenitas marinas terciarias**	Libre	$10.10^{-2} - 18.10^{-2}$

7.6.2.7 Carga Hidráulica, Caudal y Volumen de Infiltración

La carga hidráulica, que suele expresarse en litros/m^2/día, es una propiedad del emplazamiento de infiltración, que depende de la porosidad eficaz (o coeficiente de almacenamiento) tasa de infiltración (y por tanto de la conductividad hidráulica saturada y del gradiente hidráulico), de la estructura del emplazamiento (extensión vertical y horizontal), y del régimen de entradas-salidas de aguas que se produzca en dicho emplazamiento.

En el Anexo 4 se desarrollan los métodos para las estimaciones de carga hidráulica en sistemas no saturados.

7.7 INFILTRACIÓN A SUBSUELO ACUÍFERO LIBRE (ZONA SATURADA)

Este apartado trata de los procesos de infiltración a la zona saturada de un acuífero libre, por tanto, a la zona situada por debajo del nivel freático.

Este tipo de infiltración directa a subsuelo saturado de acuífero libre es un caso para consideraciones específicas: ausencia de riesgo de contaminación de la masa de aguas subterráneas, disponibilidad de áreas en condiciones adecuadas y factibilidad. El vertido directo de aguas residuales tratadas a esta zona está prohibido en el RDPH.

7.7.1 Tipologías Generales de Subsuelo Acuífero Saturado

Para una aproximación geográfica a la tipología de las formaciones acuíferas en Bizkaia pueden utilizarse como referencias documentales: el mapa hidrogeológico de España (1:200.000) (IGME, 2009); el mapa hidrogeológico del País Vasco (EVE, 1996), y la información sobre masas de agua subterránea recogidas en la planificación hidrológica. Parte de esta información se encuentra disponible en el visor oficial integrado del Gobierno Vasco GeoEuskadi.

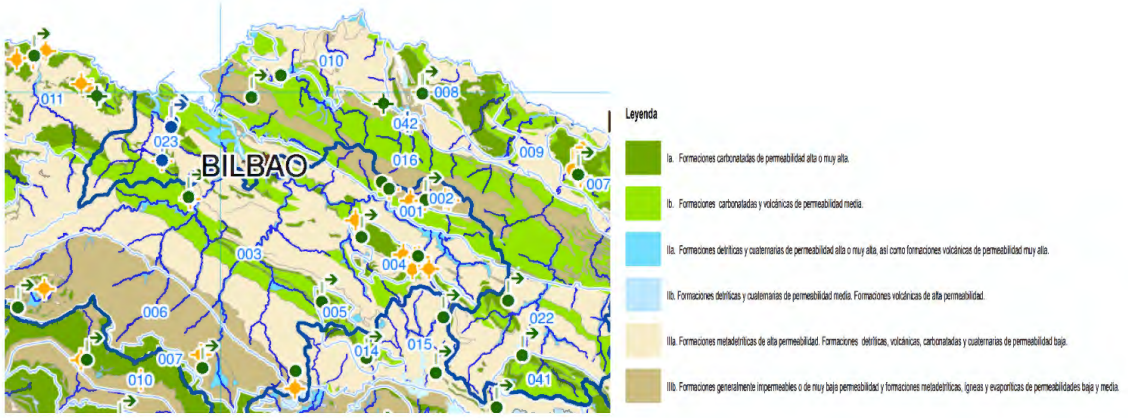


Figura 7-27. Mapa hidrogeológico de España (1:200.000), zona Bizkaia (en IGME, 2009)

7.7.2 Proceso de Infiltración (recarga) a Subsuelo Acuífero Saturado

Los procesos de infiltración a subsuelo acuífero en zona saturada pueden darse en los siguientes casos: a) entrada de infiltración procedente de suelo o capa no saturada situada sobre la zona saturada (con nivel freático alto o bajo); b) entrada directa (inyección mediante pozo) a zona saturada del acuífero. El uso de estas alternativas depende de las necesidades y posibilidades.

El modelo de infiltración hasta el subsuelo acuífero saturado es una continuación de los modelos de infiltración presentados en el subcapítulo del subsuelo acuífero no saturado.

7.7.2.1 Modelo de Perfil Subsuelo Acuífero Zona Saturada (2S)

En la figura 7-28 se muestra el modelo del perfil de subsuelo acuífero en zona saturada. Se distinguen tres capas: 2NS/St, como capa transicional en el caso de que el nivel freático tenga unas características o variaciones que lo hagan merecedor de un análisis particularizado, y que por tanto puede llegar a obviarse en los estudios; 2Sa, como capa acuífera saturada, representando el cuerpo fundamental de este perfil, y que va a ser objeto general de las consideraciones; y 2Sb, como capa acuífera saturada profunda, que se presenta como una opción para el estudio de acuíferos con grandes profundidades.

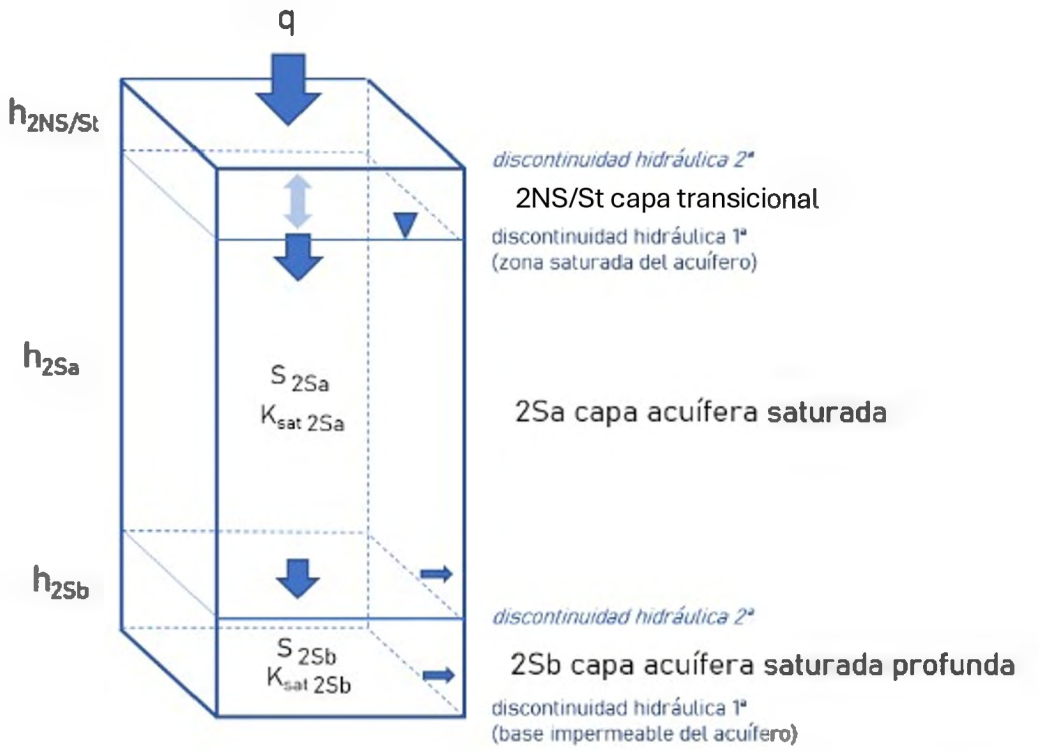


Figura 7-28. Modelo de perfil de subsuelo acuífero en zona saturada (2S), con tres capas tipo: 2NS/St, transicional a zona saturada; 2Sa, acuífera saturada; y 2Sb, capa acuífera saturada profunda (elaboración propia)

7.7.2.2 Aproximación de Balance Entradas-Salidas

El balance de entradas-salidas en la zona saturada del acuífero puede realizarse como el balance general de acuífero, donde las entradas (precipitación, recarga desde masas de agua subterránea o aguas superficiales) es equivalente a las salidas (por descarga a otras masas de agua subterránea o salidas a la superficie), más o menos las variaciones de almacenamiento (variaciones del nivel freático).

7.7.3 Parámetros Hidráulicos del Subsuelo Acuífero Saturado

Se supone, como caso general, que se trata de un acuífero libre.

7.7.3.1 Permeabilidad Intrínseca (k_i)

Véase el apartado correspondiente a subsuelo acuífero zona no saturada.

7.7.3.2 Conductividad Hidráulica o Permeabilidad (real)

La velocidad (tasa) de infiltración, *f,* es una función tanto de la conductividad hidráulica saturada del suelo (K_{sat}) como del gradiente hidráulico, *i*. Para determinar la velocidad de infiltración se suele utilizar la Ley de Darcy para sistemas saturados. La expresión de la Ley de Darcy es la siguiente:

$$f = K_{sat} \cdot i \qquad \textit{(Ec. 7- 6)}$$

Donde:

f = velocidad de infiltración del agua
K_{sat} = permeabilidad de la formación acuífera
i = gradiente hidráulico de estado estacionario (Δh/Δz)
Δ*h* = pérdida de carga del agua entre dos puntos
Δ*z* = diferencias de cota entre los dos puntos en que se analiza la pérdida de carga

Véase también el apartado correspondiente a subsuelo acuífero zona no saturada.

Los valores de conductividad hidráulica pueden obtenerse a partir de la correlación entre la tipología de las formaciones geológicas acuíferas, a partir de información de otros casos (documental y bibliográfica), y con pruebas de campo. Las pruebas más empleadas en este sentido son los ensayos de bombeo, de modo que a partir de una serie de extracciones de caudal pueden obtenerse los parámetros hidráulicos correspondientes.

7.7.3.3 Transmisividad Hidráulica (T)

La transmisividad hidráulica (T), o también transmisibilidad de un acuífero (zona saturada) es la tasa de flujo que se produce bajo un gradiente hidráulico determinado,

a través de una unidad de superficie de un acuífero con un espesor saturado determinado. Es, por tanto, el producto del espesor saturado (desde el nivel piezométrico, a techo, hasta el acuicludo o nivel impermeable de fondo) de un acuífero por la conductividad hidráulica (K).

Los valores de transmisividad hidráulica pueden obtenerse a partir de la correlación entre la tipología de las formaciones geológicas acuíferas, a partir de información de otros casos (documental y bibliográfica), y con pruebas de campo. Las pruebas más empleadas en este sentido son los ensayos de bombeo, de modo que a partir de una serie de extracciones de caudal pueden obtenerse los parámetros hidráulicos correspondientes.

7.7.3.4 Porosidad Eficaz o Coeficiente de Almacenamiento

Véase el apartado correspondiente a subsuelo acuífero zona no saturada.

Los ensayos de bombeo, interpretados, permiten la determinación de los parámetros de transmisividad hidráulica y de porosidad eficaz (acuíferos libres) o coeficiente de almacenamiento (acuíferos semiconfinados y confinados), lógicamente para el caso de la zona saturada (ZS) del acuífero.

7.7.3.5 Gradiente Hidráulico (niveles piezométricos e isopiezas)

Véase el apartado correspondiente a subsuelo acuífero zona no saturada.

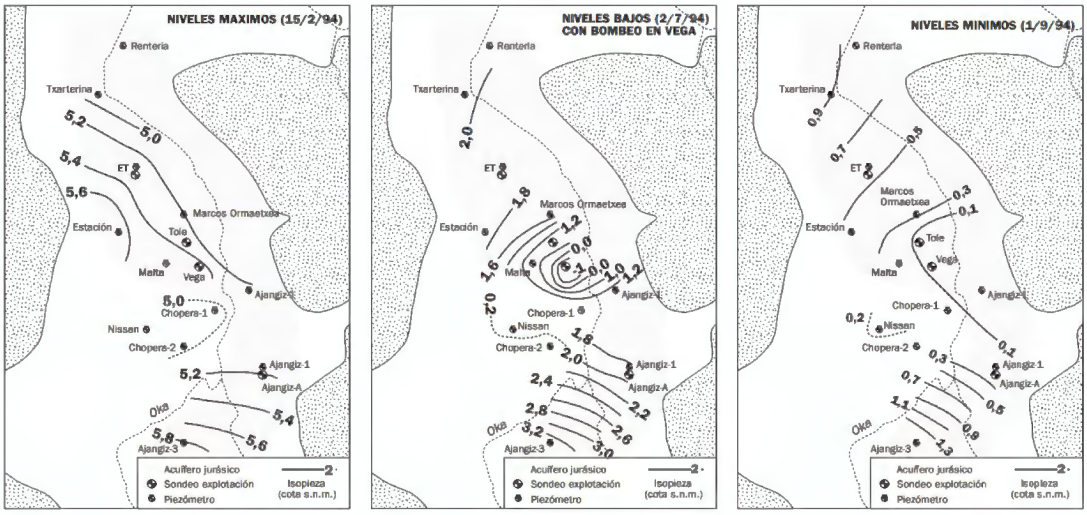


Figura 7-29. Serie de mapas de isopiezas en acuífero aluvial del río Oka, en Bizkaia (EVE, 1996)

La cartografía de isopiezas tiene un papel determinante para la investigación preliminar de emplazamientos sobre subsuelo acuífero.

7.7.3.6 Carga Hidráulica, Caudal y Volumen de Infiltración

Véase el apartado correspondiente a subsuelo acuífero zona no saturada.

En cuanto a las particularidades en recarga directa (inyección al acuífero), deberán ser en su caso objeto de una investigación hidrogeológica específica detallada.

7.8 PROCESOS DE DEPURACIÓN EN EL TERRENO

Las técnicas SuDS reciben los flujos de la SIGC y recargan las aguas subterráneas locales mediante una lenta infiltración al suelo superficial y el subsuelo acuífero en zona no saturada. La infiltración descendente interactúa por tanto necesariamente desde el punto de vista bioquímico y biológico con la zona no saturada, ya que el flujo subsuperficial es arrastrado hacia abajo por las fuerzas de gravedad y presión.

Las técnicas vegetadas actúan como sumideros de la contaminación viaria (especialmente de metales pesados) y en condiciones de saturación pueden liberar contaminantes persistentes. Por lo tanto, es posible que los acuíferos bajo un trazado puedan volverse vulnerables al deterioro de la calidad del agua si las técnicas SuDS no se diseñan y/o mantienen adecuadamente.

El Capítulo 8 recoge los niveles de contaminación de las escorrentías viarias y aspectos relacionados con la vulnerabilidad del medio receptor, incluidas las masas de aguas subterráneas. La evaluación de la vulnerabilidad y el análisis de riesgos se define en el Capítulo 9.

7.8.1 Contaminación del Suelo en Carreteras

La contaminación del suelo en las infraestructuras viarias está condicionada por la combinación del lavado directo de la calzada por la escorrentía y la deposición atmosférica de contaminantes. Varios trabajos realizados en la UE estiman que el 22% de las emisiones totales de metales pesados provenientes de los vehículos se depositan a menos de 10 m del borde de la carretera, descendiendo a valores umbral de referencia en el medio natural más allá de los 20 - 30 m (Warren y Birch, 1987; Lagerwerff y Specht, 1970 y Ward, 1990).

La contaminación en los suelos adyacentes a la carretera muestra una tendencia exponencialmente decreciente con el aumento de la distancia desde el borde de la carretera. La figura 7-30 ilustra la distribución espacial de metales pesados en los horizontes superiores del suelo (0 - 10 cm) con el aumento de la distancia desde el borde de la carretera en una autopista alemana con una IMD >70.000 veh/día. Más allá de 2 o 3 m del borde de la carretera, las concentraciones de contaminantes disminuyen a un nivel casi constante (pero elevado) para desvanecerse en niveles de referencia en el medio natural a 20 o 30 m de distancia.

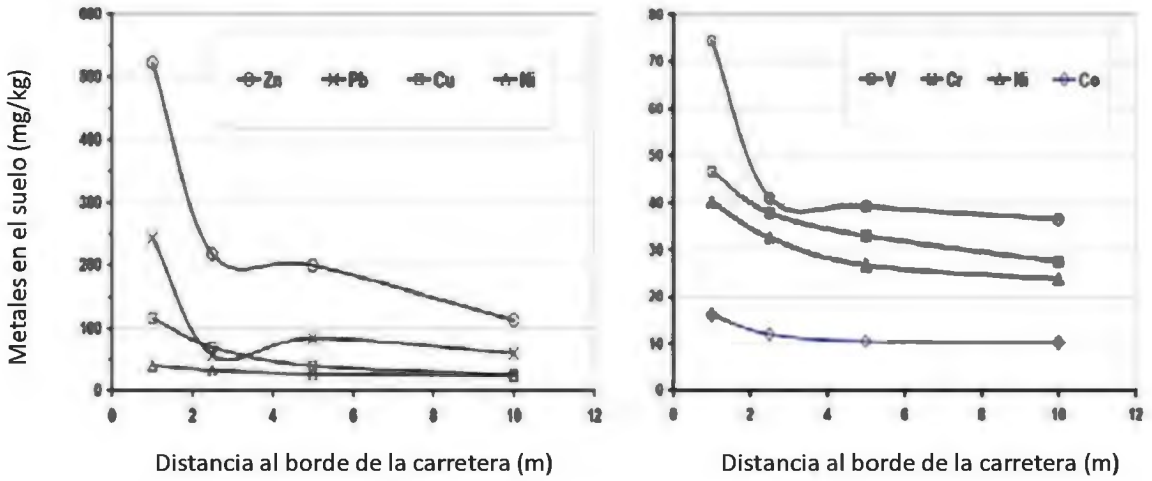


Figura 7-30. Distribución espacial de metales pesados en la capa superficial de suelo en función de la distancia al borde de la autopista alemana A61 (Aljazzar y Kocher, 2016)

En la franja de 2 m contigua a la plataforma, los niveles de metales en el suelo son significativamente superiores a la mayoría de los niveles de intervención para suelos en varios países de la UE (Proper D2.1).

Los metales pesados disminuyen exponencialmente con la profundidad, con concentraciones en la profundidad inicial de 0,5 m que se aproximaban a los niveles de intervención (Leitao, 2005).

La diversidad bacteriana del suelo sigue este patrón de disminución en profundidad, aunque las aplicaciones de fundentes condicionan la supervivencia de la comunidad microbiana subsuperficial. Estudios sobre la toxicidad del suelo adyacente a la carretera y el polvo acumulado en el asfalto han demostrado que los principales contaminantes responsables de la toxicidad son los metales (especialmente Zn y Cu) y NaCl.

El uso de fundentes genera elevadas concentraciones de este constituyente superando los niveles de intervención del suelo (hasta 5 veces superiores), y facilitando aún más la migración de los metales adsorbidos en las técnicas SuDS y los suelos naturales.

Existen pocas pruebas adicionales que corroboren cualquier potencial de lixiviación descendente hacia los horizontes inferiores del suelo o hacia la zona no saturada. La única excepción, como ya se ha mencionado, parece ser la migración descendente de NaCl tras la aplicación de fundentes, así como el aumento de las concentraciones de metales, ya que el cloruro facilitaba el movimiento de las especies metálicas adsorbidas por el suelo o las técnicas SuDS.

7.8.2 Contaminación del Sedimento Basal en Técnicas SuDS

Las técnicas SuDS tienen la capacidad de capturar y retener la contaminación en el sedimento basal. Cuando los niveles en el sustrato de la técnica alcanzan concentraciones de saturación, existe una posibilidad de que se produzca una ruptura temporal y una transferencia de contaminantes hacia la zona no saturada. La movilización y transferencia de contaminantes capturados hacia la zona no saturada se ve fuertemente minimizada por la presencia de sustratos enriquecidos con materia orgánica que ejercen una fuerte afinidad por compuestos no iónicos que atrapan contaminantes.

La figura 7-31 ilustra los perfiles verticales bajo una cuenca de infiltración de una autopista con 37.000 AADT en Suiza, que confirma la retención de elevadas concentraciones de HAP y Cd a profundidades de 0,5 m en asociación con elevados COT y DOC (Mikkelson *et al.*, 1997); se observó que las concentraciones totales de metales superaban las normas de calidad del suelo. Especies muy solubles, incluidas las sales de deshielo, los pesticidas o el zinc eran capaces de pasar directamente a través del sistema de infiltración.

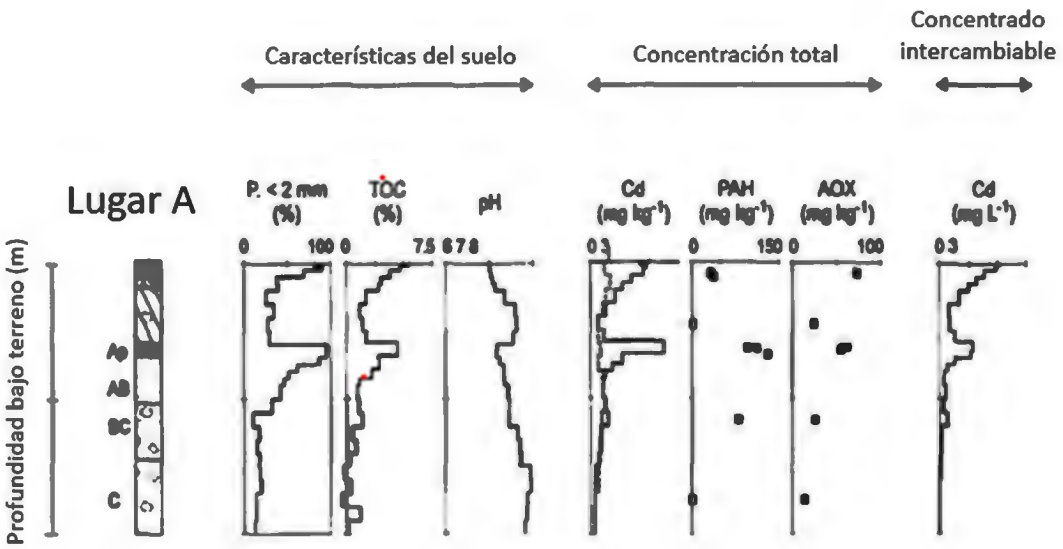


Figura 7-31. Perfil vertical de características del suelo y concentración de contaminantes en perfiles bajo una balsa de infiltración en Suiza (Mikkelson et al., 1997)

7.8.3 Depuración de Aguas en Suelo y en Subsuelo Acuífero

Es un hecho bien conocido que el suelo superficial y el subsuelo acuífero en zona no saturada desempeñan un papel importante en el transporte, la atenuación y la mitigación de los contaminantes que migran desde los sistemas de drenaje superficiales y subsuperficiales de carreteras. En este sentido, sirve para proteger las masas de agua subterráneas subyacentes al prevenir y limitar la movilización descendente de contaminantes. Este papel está reconocido en la Directiva de aguas subterráneas de la UE (80/68/CE) y en la Directiva derivada (GWDD).

Es por tanto bien sabido que la capa superficial de una formación edafológica o suelo natural, de espesores reducidos (20 - 25 mm), es capaz de capturar y retener contaminantes de la escorrentía viaria (Waller et al., 1984) y prevenir una mayor migración vertical hacia la formación acuífera. Los estudios lisimétricos de la contaminación por escorrentía de las autopistas en cuatro lugares de EE. UU. sugieren que el sodio y el cloruro son los únicos contaminantes que podían desviarse de la relación inversa observada entre la concentración de contaminantes y la profundidad/distancia (Kobriger y Geinopolos, 1984).

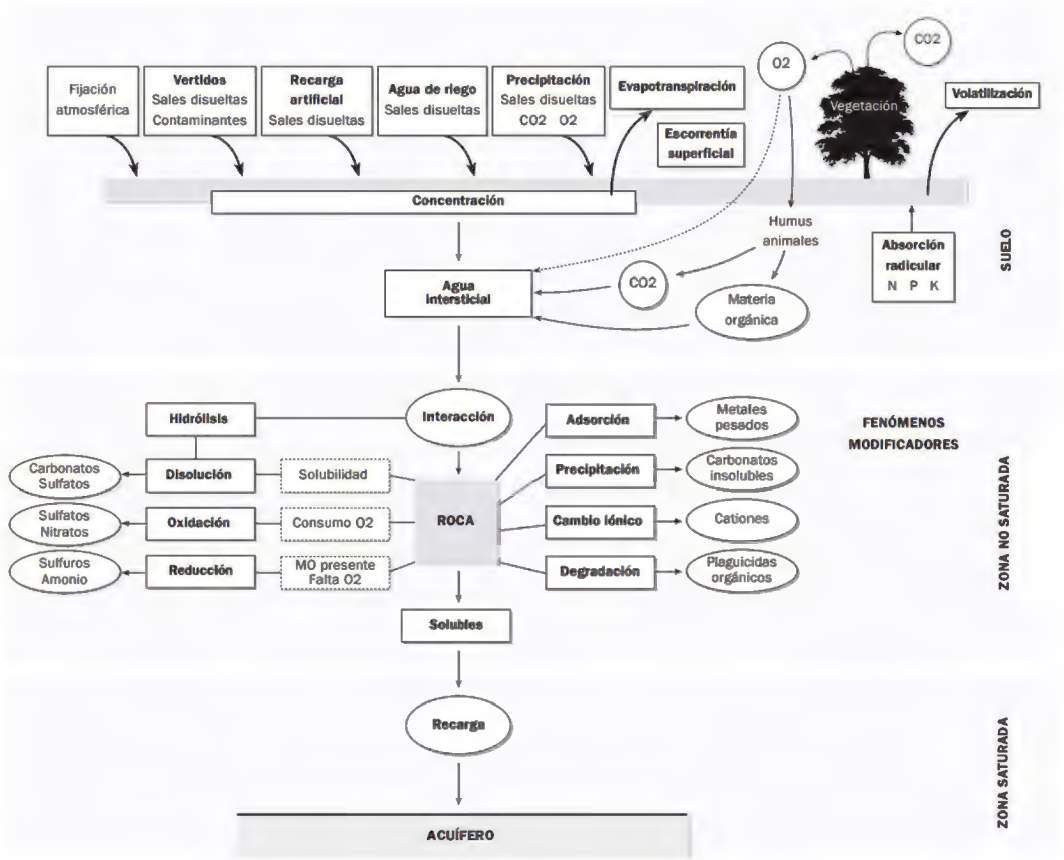


Figura 7-32. Modificaciones hidrogeoquímicas en la zona no saturada (EVE, 1996)

La capacidad de depuración del terreno depende de sus condiciones estructurales y composicionales. La infiltración a través de un suelo/subsuelo puede eliminar una variedad de contaminantes de las aguas de escorrentía de viales mediante procesos de filtración, degradación química, bioquímica y bacteriana, y procesos de precipitación, adsorción, absorción e intercambio iónico.

Cada una de las formaciones del suelo presenta un abanico de procesos fisicoquímicos de depuración sobre diversos contaminantes en función de sus propiedades y características.

Para la formación edafológica se presenta una tabla de chequeo (evaluación simplificada) de las propiedades de los suelos característicos de Bizkaia de cara a la

función de depuración. Como valores de referencia se toman los que se han señalado en el apartado de criterios de adecuación de emplazamientos para función de tratamiento: la profundidad del suelo (que debe superar los 0,5 metros); el contenido en materia orgánica (que debe superar el 1%) para aumentar la capacidad de sorción del suelo y facilitar procesos de biodegradación y fijación de metales; la capacidad de intercambio catiónico, CIC (que debe superar los 5 meq/100g de suelo) para facilitar la fijación de los metales pesados. Se señalan en negrita aquellos parámetros que cumplirían los mínimos (o máximos) requisitos.

Tabla 7-16. Relación entre parámetros del terreno y procesos depuradores para diferentes grupos de contaminantes de escorrentía de viales (elaboración propia)

Parámetro / Proceso Depurador	Filtración	Degradación Bioquímica	Adsorción	Absorción	Intercambio Catiónico
Contaminantes	*SST, microcontaminantes objetivo*	*materia orgánica, grasas, HAP y BaP*	*metales pesados*	*HAP y BaP, metales pesados*	*metales pesados disueltos (Cu y Zn)*
Profundidad (m) (zona no saturada)	Función directa relevante	Función directa (capas bioactivas)	Función directa	Función directa	Función directa
Materia orgánica (%)	Función directa	Función directa relevante	Función directa relevante	Función directa	Función directa variable
Clase textural	Función variable relevante		Función variable relevante		
Partículas < 2mm (%)	Función directa				
pH del suelo		Función variable			Función directa
Tipo de arcillas	Función variable		Función variable		Función directa permanente
Litología de la formación	Función variable		Función variable		Función variable
Capacidad intercambio catiónico (CIC)			Función directa		Función directa relevante
Permeabilidad intrínseca	Función inversa	Función inversa	Función inversa	Función variable	Función inversa
Transmisividad hidráulica	Función inversa	Función inversa	Función inversa	Función variable	Función inversa

Los suelos bajo la técnica deben cumplir los criterios de idoneidad para la infiltración del ámbito expuestos en el apartado 7.4.1 en cuanto a sus propiedades fisicoquímicas

para proveer funciones de tratamiento depurador. En todo caso, para realizar una primera aproximación a la capacidad de depuración del suelo, si el análisis de vulnerabilidad lo requiere (ver Capítulo 9), los parámetros más relevantes que pueden llegar a considerarse para infiltración al terreno (suelo, subsuelo acuífero ZNS y ZS), y qué tipos de contaminantes pueden ser objeto del proceso de depuración. Se identifica la función de relación (directa, inversa o variable) entre el valor del parámetro y la intensidad del proceso depurador, distinguiendo aquellos casos en que esa relación es relevante.

7.8.3.1 Parámetros de Terreno: Procesos de Depuración en Infiltración

De acuerdo con la información disponible, los parámetros del terreno que pueden considerarse más relevantes para el estudio de los procesos de infiltración serían: profundidad de la capa de terreno para infiltración, materia orgánica, clase textural (granulometría), pH, tipo de arcillas, capacidad de intercambio catiónico; así como parámetros hidráulicos que dan cuenta de la capacidad y velocidad de infiltración del agua.

Profundidad del terreno: En cualquiera de los casos que se contemplen (suelo, subsuelo acuífero ZNS o ZS) la profundidad total es relevante para permitir la distribución, interrelación y tiempos de tránsito del agua.

Materia orgánica en el suelo (MOS): La MOS tiene la mayor capacidad de adsorción y fuerza de ligando para la mayoría de los elementos metálicos exceptuando algunos materiales inorgánicos no cristalinos. Así, suelos con mayor MOS tienden a tener mayor concentración de metales traza, los cuales se encuentran fuertemente adsorbidos a los coloides orgánicos.

Clase textural (granulometría): La distribución granulométrica general, y de cada una de los horizontes o capas del suelo/subsuelo tiene una incidencia directa sobre los procesos de depuración, particularmente en el proceso de filtración.

pH del suelo: Las características relativas a la acidez o basicidad del suelo, de forma general, y para cada uno de los horizontes o capas del suelo/subsuelo acotan los fenómenos biológicos y bioquímicos que se producen, especialmente importante también en su relación con la capacidad de intercambio catiónico, favorable en terrenos más básicos.

Tipo de arcillas: El tipo de arcillas componente de la fracción correspondiente en la clase textural del suelo o subsuelo tienen importancia en relación con los procesos de adsorción y de capacidad de intercambio catiónico.

Litología de la formación: La litología de la formación geológica parental del suelo es relevante en cuanto a la constitución física y geoquímica de este. Aún en mayor medida para el subsuelo acuífero, la litología de la formación va a estar relacionada directamente con los distintos procesos de depuración.

Capacidad de intercambio catiónico (CIC): En el caso de la capacidad de intercambio catiónico, el parámetro indicativo coincide exactamente con el proceso de depuración que se considera.

Permeabilidad intrínseca: La permeabilidad intrínseca, en relación con el tipo de horizontes y el contenido en materia orgánica, así como con la textura y estructura del suelo, da cuenta de las interacciones dinámicas potenciales en fase sólido-líquido.

Transmisividad hidráulica: Finalmente, la transmisividad hidráulica saturada puede dar cuenta de la velocidad de tránsito del agua a través del suelo/subsuelo y por tanto permite evaluar si ese tiempo de tránsito puede considerarse mínimamente adecuado para el proceso depurador.

7.8.3.2 Capacidad de Depuración de la Zona no Saturada en Bizkaia

A continuación, se presenta una tabla de chequeo (evaluación simplificada) de las propiedades de los suelos característicos de Bizkaia de cara a la función de depuración. Como valores de referencia se toman los que se han señalado en el apartado de criterios de adecuación de emplazamientos para función de tratamiento: la profundidad del suelo (que debe superar los 0,5 metros); el contenido en materia orgánica (que debe superar el 1%) para aumentar la capacidad de sorción del suelo y facilitar procesos de biodegradación y fijación de metales; la capacidad de intercambio catiónico, CIC (que debe superar los 5 meq/100g de suelo) para facilitar la fijación de los metales pesados. Se señalan en negrita aquellos parámetros que cumplirían los mínimos (o máximos) requisitos.

Tabla 7-17. Parámetros de aptitud para la depuración de los suelos de Bizkaia (elaboración propia a partir de datos de criterios de idoneidad de emplazamientos)

Tipo de Suelo	Profundidad del Suelo > 0,5 m	Clase Textural	Contenido en Materia Orgánica > 1%	Capacidad Intercambio Catiónico > 5 meq/100g	Conductividad Hidráulica Saturada (mm/h)
Eutrochrept	1,0 – 1,5	franco-arenosa	medio-bajo	rico en bases	25,9 mm/h
Dystrochrept	0,25 – 0,5	franco-limosa	2 - 3	pobre en bases	6,8 mm/h
Udifluvent	> 1,5	franco-limosa	bajo	ligeramente básico	6,8 mm/h
Udorthent	1,0 – 1,5	franco-limosa	medio	ligeramente básico	6,8 mm/h
Hapludalf	0,5 – 1,0	franco-arcillosa	alto	s/d	1,5 – 4,3 mm/h
Ustochrept	0,5 – 1,0	franco-arcillosa	bajo	medianamente básico	1,5 – 4,3 mm/h

La evaluación que se realiza es simplificada, puesto que en la información disponible descriptiva de los grupos de suelos no están todos los parámetros que pueden considerarse para el análisis detallado de un determinado tipo de suelo. La

determinación de los parámetros necesarios debe ser objeto de los estudios preliminares y, posteriormente, de los informes hidrológico-geotécnicos correspondientes a los emplazamientos de técnicas SUDS con componente de infiltración.

No obstante, a partir de los valores expuestos, puede afirmarse que los tipos de suelos de Bizkaia podrían ordenarse de mayor a menor aptitud para la depuración: eutrochrept, udorthent, udifluvent, hapludalf, ustochrept y dystrochrept.

El análisis detallado de esta problemática, en función de la tipología de la formación acuífera, debe realizarse a partir de un esquema de análisis de riesgos (ver Capítulo 9).

7.9 CÁLCULOS PARÁMETROS INFILTRACIÓN (ZONA NO SATURADA)

7.9.1 Estimación de Conductividad Hidráulica (K_{sat})

Hay tres enfoques que se pueden utilizar para determinar el valor de conductividad hidráulica saturada (K_{sat}) para el suelo o zona no saturada:

1. Método de análisis granulométricos

2. Ensayos de laboratorio

3. Ensayos de campo mediante pruebas sobre el terreno con distintos métodos.

La determinación granulométrica del suelo se utiliza para determinar parámetros clave como el tamaño d_{10}. La ventaja de este enfoque es que todas las capas de suelo de toda la columna de terreno por debajo de la técnica pueden ser fácilmente caracterizadas en cuanto a sus valores de K_{sat}. Además, el coste de estos ensayos y análisis es bajo en comparación con las otras opciones.

El ensayo de laboratorio sólo es aplicable a suelos de grano fino, como los limos y los limos arcillosos, para poder ensayar el suelo en su estado inalterado y reflejar con precisión la densidad del suelo y el efecto de la estratificación más fina del suelo *in situ*. También pueden realizarse en muestras de suelo alterado reconstituidas en el laboratorio, que reflejarán la gradación media del suelo en cada capa, y la densidad aproximada del suelo basada en los ensayos de penetración estándar (SPT) realizados durante la perforación del pozo de ensayo, pero no tendrán en cuenta ninguna estratificación localizada.

En los ensayos de campo, la precisión en la estimación de K_{sat}. depende del tipo de prueba y de cómo se realice. Las pruebas de campo, en general, no miden directamente el K_{sat}, sino que miden la tasa de infiltración, que es el producto del K_{sat} del suelo y el gradiente hidráulico de la prueba.

7.9.1.1 Método de Análisis Granulométrico

Consiste en valorar la K_{sat} mediante relaciones empíricas con la granulometría del suelo. Hay muchas ecuaciones en la literatura que correlacionan ciertos parámetros de gradación del suelo con K_{sat}. Se propone el uso de la siguiente ecuación para estimar la K_{sat} a partir del tamaño de grano (Massmann 2003a; Allen 2017, 2018):

$$K_{sat} = 21{,}2 \cdot \eta^{3{,}5} \cdot d_{10}^{1{,}75} \qquad \textit{(Ec. 7- 7)}$$

Donde:

K_{sat}= conductividad hidráulica saturada (cm/s)
η = porosidad
d_{10}= tamaño de partícula (mm) por el que pasa el 10% del material en peso

Puede ser difícil obtener un valor de porosidad o un índice de huecos para utilizarlos en la ecuación anterior, en estos casos se aconseja utilizar la ecuación siguiente (Allen 2017, 2018):

$$\eta = P \cdot d_{10}^{a} \cdot C_u^{b} \cdot \left(F_{cp}\right) + 0{,}0015 \cdot (PI) \qquad \textit{(Ec. 7- 8)}$$

Donde:

P = coeficiente empírico de porosidad (P = 0,4)
a = exponente empírico d_{10} (a = -0,08)
C_u = coeficiente de uniformidad del suelo = d_{60}/d_{10}
d_{60}= tamaño de grano al que pasa el 60% del material en peso
b = coeficiente empírico de uniformidad coeficiente (b = -0,1)
F_{cp} = factor de compactación para la porosidad (igual a 1,0 si no está compactado o está suelto)
PI = índice de plasticidad del suelo

Obsérvese que para suelos no plásticos (PI = 0), el término de plasticidad desaparece de la ecuación.

Para suelos compactados y densos (por ejemplo, de moderada a altamente sobre consolidados), F_{cp} se estima de la siguiente manera:

$$F_{CP} = C_f \cdot d_{10}^{c} \qquad \textit{(Ec. 7- 9)}$$

Donde:

F_{cp} = factor de compactación de la porosidad
C_f = coeficiente del factor de compactación (C_f= 0,85)
c = exponente del factor de compactación (c = 0,08)

Utilizando las ecuaciones de porosidad, para un rango de valores de d_{10} de 0,001 mm a 1 mm, F_{cp} oscila entre 0,49 a 0,85, respectivamente. La reducción de la porosidad debida a la compactación, por tanto, es de aproximadamente el 50% para los limos, y una vez

que d_{10} está en 10 mm o más (gravas gruesas), no hay efecto de la compactación sobre la porosidad.

Utilizando la ecuación 7-9, este cambio en la porosidad debido a la compactación produce el siguiente cambio en K_{sat} como sigue:

- Para d_{10}= 0,001 mm, la reducción de K_{sat} (es decir, $K_{sat\ compactado}$/ $K_{sat\ suelto}$) es de un factor de aproximadamente 0,083.

- Para d_{10}= 1 mm, la reducción de K_{sat} es de un factor de aproximadamente de 0,57.

F_{cp} debe adoptar el valor de 1,0 si el suelo no está compactado, o para suelos naturales que están normalmente consolidados o ligeramente sobre consolidados. Obsérvese que, para suelos compactados o densos, es posible calcular un valor de F_{cp} superior a 1,0. En tales casos, F_{cp} también debe fijarse en 1,0. En tales casos, F_{cp} también debe establecerse igual a 1,0.

Para suelos compactados, la combinación de las Ecuaciones 7.8 y 7.9 se simplifica a:

$$\eta = 0{,}34 \cdot C_u^{-0{,}1} + 0{,}0015 \cdot (PI) \qquad \textit{(Ec. 7- 10)}$$

Para los materiales de relleno de terraplén, se puede obtener una porosidad del suelo medida a partir de las lecturas de nucleodensímetros obtenidas para el relleno compactado (o al menos verificadas a medida que se coloca el relleno). Cuando se utiliza el nucleodensímetro para obtener información de compactación, se puede utilizar la siguiente ecuación para determinar la porosidad del suelo:

$$\eta = [G_s \cdot (\gamma_w \cdot \gamma_d) - 1]/\big(G_s(\gamma_w \cdot \gamma_d)\big) \qquad \textit{(Ec. 7- 11)}$$

Donde:

G_s= peso específico de los sólidos
γ_w = peso unitario de agua
γ_d = peso unitario seco del suelo

Típicamente, G_s es de 2,65 a 2,67 para arenas y gravas, y para mezclas de suelos cohesivos es de 2,68 a 2,72 (Bowles, 1979). Sin embargo, es posible que $_{Gs}$ sea mayor o menor que esto.

En suelos subsuperficiales naturales en los que ha sido posible obtener muestras inalteradas (es decir, para suelos que no sean demasiado gruesos), los valores de densidad, contenido de humedad y porosidad del suelo pueden obtenerse en el laboratorio.

Si no es posible obtener muestras de suelo inalteradas, la porosidad puede estimarse utilizando los parámetros de tamaño de grano del suelo presentados anteriormente, teniendo en cuenta la densidad del suelo.

7.9.1.2 Medida Directa en Ensayos de Laboratorio

Si el suelo es lo suficientemente fino como para obtener muestras inalteradas (por ejemplo, limos arenosos a limos arcillosos), K_{sat} puede medirse directamente en el laboratorio mediante pruebas de permeabilidad de pared flexible realizadas en una muestra inalterada obtenida a partir de una muestra de tubo Shelby.

Como parte del protocolo de prueba, el peso unitario del espécimen, la porosidad, la gravedad específica de los sólidos y la gradación del suelo (incluyendo una prueba de hidrómetro para extender la curva de gradación del suelo a las partículas de tamaño limo y arcilla) deben obtenerse después de la prueba de permeabilidad.

Las ventajas de las pruebas en laboratorio para determinar K_{sat} en relación con los otros enfoques incluyen la preservación de la estructura y densidad del suelo existente in situ, la certeza del gradiente hidráulico aplicado y la dirección de este en relación con la estructura del suelo existente (por lo general en la dirección vertical), y la capacidad de medir K_{sat} para capas de suelo discretas a cualquier profundidad por debajo de la técnica con infiltración.

Tabla 7-18. Métodos de ensayo de laboratorio para cálculo de Ksat (fuente WSDOT)

Id. Método	Método de Ensayo
UNE EN 103-101	Análisis granulométrico de suelos por tamizado
ISO 11508:2017	Determinación de la densidad de partículas
ASTM D7928-17	Método de ensayo estándar para la distribución granulométrica (gradación) de suelos de grano fino mediante análisis de sedimentación (hidrómetro).
ASTM D854-14 NLT-211/91	Peso específico de partículas de suelo mediante picnómetro
ASTM D5084-16a	Medición de la Conductividad Hidráulica de Materiales Porosos Saturados Utilizando un Permeámetro de Pared Flexible, Método C - Altura en Caída, Agua de Cola en Ascenso

La desventaja de las pruebas K_{sat} de laboratorio es el coste, ya que este tipo de pruebas son más caras que las pruebas de gradación del suelo. Además, para las pruebas de muestras de suelo inalterado, sólo se pueden probar suelos con alto contenido de limo.

7.9.1.3 Estimación Directa Mediante Ensayos de Campo

Las pruebas de campo suelen proporcionar una conductividad hidráulica saturada combinada con un gradiente hidráulico (que puede diferir del gradiente hidráulico en estado estacionario). En realidad, esto significa que hay una cierta circularidad, puesto que las pruebas de campo dan información sobre la tasa de infiltración, de la que la conductividad hidráulica es parte, en su producto con el gradiente hidráulico. En algunas de estas pruebas de campo el gradiente hidráulico puede ser cercano a 1,0. Con esta condición es aplicable la ley de Darcy para estimar el K_{sat}.

Es importante mencionar que el gradiente en estas pruebas de campo puede no ser el mismo que el gradiente que probablemente se produzca en la técnica con infiltración a escala real a largo plazo (especialmente cuando los flujos de agua subterránea estén completamente desarrollados). Este aspecto se debe evaluar cuando se analicen e interpreten los resultados de las pruebas de campo.

La tasa de infiltración bajo una técnica SuDS debe evaluarse de forma rigurosa ya que es el parámetro de diseño que más puede afectar al rendimiento de la técnica. Su sobreestimación influirá en un menor control hidráulico donde la reducción del volumen de escorrentía, el control del caudal punta, y la recarga de la formación acuífera se sobrestimarán durante la fase de diseño. Por el contrario, la subestimación de la tasa de infiltración se traduce en un aumento de los costes de construcción debido a la adición de drenajes subterráneos, mayores espesores de los tecnosuelos, y la reducción en la posibilidad de usar la capacidad de campo como parte del diseño.

A continuación, se exponen los métodos de campo recomendados por INTERBIAK para realizar ensayos de infiltración sobre el terreno para determinar la conductividad hidráulica saturada medida a corto plazo (inicial). En el Anexo 3 se incluyen las ventajas y desventajas de cada método.

Prueba del infiltrómetro de doble anillo: Esta prueba consiste en un cilindro de 60 a cm a 90 centímetros de diámetro insertado en el suelo con un segundo cilindro de mayor diámetro insertado alrededor del primer cilindro, su altura suele rondar los 35 cm. La norma de referencia es la ASTM D3385-94. Normalmente, esta prueba se realiza cerca de la base de la técnica de infiltración. Dado que su escala es relativamente pequeña, las mediciones de esta prueba sólo representan las características de infiltración del suelo superficial. Dependiendo de cuántas pruebas de infiltración se realicen los resultados pueden estar más influidos por la variabilidad local del suelo. El gradiente hidráulico en esta prueba tiende a ser bastante alto (cercano a 1,0), lo que significa que el resultado se aproxima bastante al K_{sat} de esos suelos superficiales. Si se considera que la técnica con infiltración va a tener gradientes mucho menores que 1,0, esta prueba predecirá tasas de infiltración mucho más altas que las que probablemente se observen a escala real. Esta prueba será más adecuada para técnicas de baja carga de infiltración o para comprobar la tasa de infiltración tras la posible compactación del suelo por maquinaria en una técnica SuDS.

Para su determinación los dos anillos se clavan en el suelo a una profundidad de 10 a 15 cm, hasta lograr que estén perfectamente enterrados y nivelados. El espacio interno de los anillos se llena de agua. Existen dos tipos básicos de pruebas: carga constante o carga variable. Mediante un dispositivo de medida (un boya o regla graduada) se mide, en el cilindro interior, el descenso del agua con el tiempo. La razón de ser del cilindro exterior es evitar que la medida realizada en el cilindro interior se vea afectada por la expansión lateral del bulbo de humectación.

Las medidas tomadas no son válidas hasta que no se produce una estabilización del flujo que al principio puede ser bastante más rápido que en condiciones de equilibrio; este pude tardar en alcanzarse desde algunos minutos (en suelos arenosos permeables) hasta más de 12 horas en suelos arcillosos con grietas de retracción, incluso, en casos excepcionales, varios días.

Una variación de este ensayo desarrollado por la Universidad de Minnesota es el método modificado de permeámetro de Phillip-Dunne. Utiliza un solo anillo bajo un método de carga constante.

Figura 7-33. Infiltrometro de doble anillo en funcionamiento

Pruebas de sondeo geotécnico: Debido al potencial establecimiento de un flujo tridimensional en la perforación realizada este método debe usarse solo para proporcionar datos estimados en la fase de planificación y preferiblemente junto un modelo tipo MODFLOW. Estas pruebas utilizan los sondeos durante la investigación geotécnica del subsuelo. Existen diversas variaciones de este tipo de prueba, siendo los más populares los realizados mediante sondeo a rotación con barrena helicoidal hueca hasta aproximadamente 1,5 m por debajo de la cota de fondo estimada para la técnica. Requiere retirar la tubería de revestimiento habiendo instalado una tubería perforada previamente y rellenando con material granular el espacio anular entre el hueco de la perforación y la tubería. Posteriormente se llena con agua limpia el hueco de perforación, se lleva hasta el nivel de la columna de agua anticipado en la técnica propuesta y se mide el caudal necesario para que dicha columna no pierda nivel, a carga constante, durante al menos 1 hora. Tras el ensayo a carga constante interrumpir el flujo y medir la caída de nivel.

Por lo general, este tipo de ensayo proporciona un valor K_{sat} global, o posiblemente horizontal. La ventaja de este tipo de ensayo incluye la capacidad de obtener datos de medición de K_{sat} a mayor profundidad en el perfil del suelo por debajo de la técnica para cada capa principal del suelo. Sin embargo, puede resultar difícil determinar el gradiente hidráulico. Los resultados de este tipo de prueba pueden verse muy influidos por las condiciones cercanas al sondeo, la mala ejecución de la perforación y las alteraciones y desmenuce de suelos y rocas poco cementadas durante la perforación. Por lo tanto, la experiencia del perforador puede ser crucial para obtener buenos resultados en las pruebas.

Prueba piloto de infiltración (PPI) a gran escala: Esta prueba consiste en excavar una zanja de ensayo con un área de fondo de aproximadamente 100 m^2 y añadir agua limpia para medir el nivel de agua durante un ensayo de carga constante y vaciado. Es el método recomendado para medir la conductividad hidráulica saturada del suelo en técnicas de alta carga. Debe añadirse suficiente agua a la zanja para mantener el nivel del agua entre 15-30 centímetros de profundidad por encima del fondo de la zanja durante un mínimo de 6 horas, aunque lo más aconsejable es realizar el ensayo durante 17 horas. Debido a la cantidad de agua y tiempo necesarios, esta prueba puede requerir varios días, especialmente si se necesita más de un PPI para caracterizar los suelos de la técnica de infiltración (es decir, para abordar la variabilidad del suelo).

Este ensayo favorece un flujo vertical unidimensional de agua subterránea. Sin embargo, es probable que haya al menos un flujo lateral, lo que posiblemente haga que el volumen y la tasa de infiltración sean mayores de lo que deberían ser debido al modelo de análisis utilizado. Además, el gradiente hidráulico en la prueba puede no ser el mismo que se producirá en la técnica a escala real. En general, el gradiente hidráulico en esta prueba puede ser difícil de determinar, lo que podría enturbiar la determinación de K_{sat} a partir de esta prueba.

En una PPI es importante obtener la información necesaria para determinar lo siguiente:

- Geometría de la zanja.
- Nivel de estratificación del suelo.
- Características del suelo colindante y bajo la PPI; la profundidad hasta la capa freática o el acuicludo.
- Mediciones locales de las aguas subterráneas (es decir, a menos de 1,5 m del borde del PPI) que puedan utilizarse para determinar el gradiente hidráulico de la prueba.

Prueba piloto de infiltración a pequeña escala: La PPI a pequeña escala es similar a la prueba a gran escala anteriormente descrita, pero tienen la ventaja de reducir los costes y el tiempo de muestreo. El área del fondo de la zanja en este caso es de 1 a 3 m^2. Es el método recomendado para medir la conductividad hidráulica saturada del suelo en técnicas de baja carga.

Otros procedimientos similares a este son el BRE Digest 365 "Soakaway Design" inglés, adaptado por la Comunidad de Madrid y Valencia, o la prueba T y prueba P del "Code of Practice. Domestic Wastewater Treatment Systems" (EPA-Ireland, 2021) incluidos en el Anexo 3. Estos métodos se recomiendan solo para zanjas de infiltración y al ser de carga variable el gradiente hidráulico varía más durante los ensayos.

7.9.1.4 Estimación de Conductividad Hidráulica Saturada en Suelos Multicapa

Una vez que la conductividad hidráulica saturada se conoce para cada capa de suelo se puede calcular la media equivalente de conductividad hidráulica (K_{equiv}) efectiva bajo la

técnica con infiltración. Esta conductividad hidráulica saturada se calcula a partir de diferentes capas que pueden combinarse usando la media armónica:

$$K_{equiv} = \frac{d}{\sum \frac{d_i}{K_{sat-i}}} \qquad \textit{(Ec. 7- 12)}$$

Donde:

K_{equiv} = conductividad hidráulica saturada media (mm/h)
D = espesor total de la columna de suelo (cm)
d_i = el espesor de la capa "n" en la columna de suelo (cm)
K_{sat-i} = conductividad hidráulica saturada de la capa "i" en la columna de suelo (mm/h)

La profundidad de la columna de suelo, d, debería incluir todas las capas entre la cota final del fondo de la técnica y el nivel freático o la capa de baja permeabilidad (o el acuicludo). Sin embargo, en emplazamientos con niveles freáticos muy profundos (>30 metros) donde no es probable que el agua subterránea llegue a la base de la técnica, y no hay acuicludo, se recomienda que la profundidad total de la columna de suelo se limite a aproximadamente 20 veces la profundidad de la técnica. Si la profundidad a la capa freática es mayor de 15 metros, especialmente en climas más secos, el efecto de los suelos a mayor profundidad es mínimo en la tasa de infiltración, debido al bajo riesgo de acumulación significativa de agua infiltrada por debajo de la técnica con infiltración. Estas profundidades recomendadas garantizarán que las capas más importantes y relevantes se incluyan en el estudio y en los cálculos de conductividad hidráulica saturada.

En cuanto a los acuicludos, a efectos de determinar el K_{equiv} (*o* $K_{geométrica}$), una capa que tenga un valor K_{sat} inferior al 10% del valor K_{equiv} de las capas situadas por encima de la capa de ella (de baja permeabilidad) debe considerarse un acuicludo y, por lo tanto, no debe incluirse en el cálculo del K_{equiv} (*o* $K_{geométrica}$) para el diseño de la técnica. Ejemplos de acuicludos son la arcilla, el till glaciar o el lecho rocoso.

En los emplazamientos donde la capa de conductividad más baja está a menos de 1,5 metros de la base de la técnica, se sugiere que este valor Ksat más bajo se utilice como Ksat equivalente del emplazamiento en lugar del valor de las ecuaciones que consideran un valor equivalente obtenido al tener en cuenta todas las capas. La media armónica dada por la ecuación 7-12 es la conductividad hidráulica saturada efectiva apropiada cuando el flujo que es perpendicular a las capas estratigráficas y producirá resultados conservadores cuando el flujo tenga una componente horizontal significativa (como podría ocurrir con los montículos de agua subterránea).

Solo se deben considerar los estratos cercanos y por encima del nivel freático, o zona de baja permeabilidad, ya que los estratos por debajo del nivel freático, o zona de baja permeabilidad, no influyen significativamente en la tasa de infiltración.

7.9.2 Estimación del Gradiente Hidráulico (i)

El gradiente hidráulico es la diferencia de altura piezométrica a lo largo del flujo entre la superficie de infiltración y el destino del agua infiltrada. La estimación del gradiente hidráulico para el diseño de la infiltración suele requerir realizar algunas hipótesis simplificativas, que incluyen considerar:

1) el flujo es en dirección vertical.

2) el medio granular está saturado.

3) el extremo inferior del gradiente hidráulico es la superficie de la capa freática o la superficie de un acuicludo (es decir, una capa de suelo que tiene una permeabilidad mucho menor, inferior al 10%, que el suelo situado encima).

4) puede considerarse de este modo que se está determinando el valor de gradiente hidráulico estacionario (para la estimación del gradiente hidráulico en estado transicional véase la ecuación de Green-Ampt).

La suposición de que el flujo sólo se produce en dirección vertical suele ser conservadora, ya que el flujo también puede producirse en dirección horizontal. Además, K_{sat} en la dirección horizontal suele ser mayor que K_{sat} en la dirección vertical debido a la estratificación del suelo. La cantidad de flujo lateral que se produce depende del tipo de técnica SuDS y de su geometría.

En cuanto a la saturación, la realidad es que el suelo bajo la superficie de infiltración no siempre está completamente saturado, especialmente al principio de la estación húmeda. La falta de saturación tenderá a aumentar el gradiente hidráulico. Por lo tanto, suponer condiciones de saturación suele ser conservador y también tiende a reflejar lo que ocurre cuando se alcanzan condiciones de estado estacionario. Debe señalarse claramente cuando los valores que se consideran son de gradiente hidráulico estacionario (el flujo se produce en condiciones equivalentes a saturación completa) de cuando los gradientes hidráulicos (como puede ocurrir en fases tempranas o incluso durante todas las pruebas de campo, en que no se alcance el gradiente hidráulico estacionario) no son estacionarios.

Los cálculos de gradiente hidráulico son relativamente complicados, y en los casos en que el gradiente supera el valor 1,0 se sugiere que se utilice el valor 1,0. Esto hace que se haga más importante, como se verá en el apartado correspondiente, determinar valores que pueden estar por debajo de la unidad, y que por tanto pueden reducir proporcionalmente el valor de K_{sat} a la hora de calcular la tasa de infiltración resultante. En todo caso, el problema central es evitar la formación de montículos sobre el nivel freático (o sobre capa de baja permeabilidad). Aunque esto resulta, en principio, poco probable en los modelos de suelos y de subsuelo acuífero que se observa en el territorio de Bizkaia.

7.9.2.1 Valores Estimados para Niveles Freáticos Relativamente Someros

Para los emplazamientos en que en el suelo puede encontrarse, como discontinuidad hidráulica, una capa de menor transmisividad hidráulica, y en todo caso en los emplazamientos de aguas subterráneas poco profundas (menos de 5-6 metros de profundidad, como referencia general), pueden producirse fenómenos de sobreelevación o domo por acumulación del agua, lo que supondría una reducción del gradiente hidráulico, y que por tanto tienen que ser tenidos en el diseño de las instalaciones de infiltración.

Debe tenerse en cuenta que se pueden formar montículos de agua si se presentan condiciones de manto freático colgado (o zonas de saturación con flujo) debido a capas de baja permeabilidad por debajo del emplazamiento y por encima del nivel freático. En términos muy generales, una capa se caracterizaría como de "baja permeabilidad" en este contexto si la conductividad hidráulica estimada de la capa es inferior al 10 % de la conductividad hidráulica asignada a los materiales suprayacentes y si la conductividad hidráulica de esta capa es menor que la tasa de infiltración del estanque. Como primera aproximación, una capa podría ser caracterizada como de baja permeabilidad en este contexto si es menor de 13 mm/hora y si es menos del 10% de la conductividad hidráulica de los materiales suprayacentes.

En los casos en que el nivel freático es relativamente poco profundo, y especialmente si el suelo/subsuelo acuífero es de grano fino, puede producirse una elevación del nivel freático en la zona próxima a la técnica de infiltración, como resultado de que el agua por el medio granular discurre hacia abajo a una velocidad mayor de la que el agua infiltrada puede ser transportada fuera de la zona inferior de la técnica.

Los montículos de agua subterránea pueden reducir significativamente el gradiente hidráulico y, por lo tanto, reducir la tasa de infiltración. Este montículo reducirá el gradiente hidráulico a un valor que a menudo es significativamente inferior a 1,0, y la tasa de infiltración resultante puede ser mucho menor que la conductividad hidráulica saturada. Este es un concepto muy importante y uno que se pasa por alto en los enfoques de diseño en los que se estiman las tasas de infiltración únicamente sobre la base de tipos de suelo o estimaciones de conductividad hidráulica saturada.

7.9.2.2 Valores para Emplazamientos con Nivel Freático Profundo

De forma general, para obtener los valores de gradiente hidráulico (en estado transicional) de suelos sin discontinuidad hidráulica apreciable, o de subsuelo acuífero con nivel freático profundo (mayor de 5-6 metros), puede utilizarse la ecuación Green-Ampt ya presentada.

$$f(t) = K_{sat}\frac{H_0 + L + h_{wf}}{L} \qquad \textit{(Ec. 7- 13)}$$

Donde

f(t) = la tasa de infiltración en un tiempo t (L/t)
K_{sat} = conductividad hidráulica saturada (L/t)

H_o = profundidad del agua en el estanque o instalación de infiltración (L)
L = profundidad del frente de humectación por debajo del fondo del estanque (L)
h_{wf} = media del potencial de capilaridad en el frente de humectación (L).

El término "L" en la ecuación Green-Ampt representa la profundidad del frente húmedo. Debido a que esto cambia con el tiempo a medida que el agua se infiltra en la superficie del suelo, el gradiente también cambia con tiempo.

De forma característica, en el estado transicional del proceso de infiltración, el gradiente hidráulico comenzará en algún valor significativamente mayor que 1 y se acercará a 1 a medida que el frente húmedo se mueva hacia abajo. Para la mayoría de los eventos de infiltración, el gradiente alcanzará un valor de 1 relativamente rápido en comparación con la duración del evento (por ejemplo, Massmann *et al.*, 2003). Un gradiente hidráulico de 1 sería apropiado para estos casos. Pero, una vez alcanzado el estado estacionario, el gradiente hidráulico se estabilizará en valores inferiores a la unidad. La estimación de gradiente hidráulico (en estado estacionario) para distintas técnicas, se presenta en el apartado siguiente.

7.9.2.3 Estimación Gradiente Hidráulico para Distintas Técnicas

El gradiente hidráulico (de estado estacionario) aplicable a la técnica con infiltración dependerá de la estratigrafía y propiedades del suelo, del tipo de técnica, de la profundidad del agua almacenada temporalmente en la misma, y de su geometría. Las siguientes ecuaciones de gradiente hidráulico pueden utilizarse con un hidrograma de un solo evento o con un hidrograma continuo.

Balsas de infiltración

Calcular el gradiente hidráulico de estado estacionario de la siguiente manera (Massmann 2003a) (ajustada a sistema métrico decimal):

$$gradiente = i \approx \frac{H_{NF} + H_{LA}}{47{,}58 \cdot (K_{equiv}^{0,1})} \cdot CF_{dim} \qquad \textit{(Ec. 7- 14)}$$

Donde:

i = gradiente hidráulico de estado estacionario
H_{NF} = profundidad desde la base de la técnica de infiltración hasta el nivel freático o la capa de baja permeabilidad (es decir, el acuicludo) en metros
K_{equiv} = la media armónica (Ecuación 7-12) de la conductividad hidráulica saturada en metros/día
H_{LA} = profundidad del agua en la instalación en metros
CF_{dim} = corrección para las dimensiones de la balsa (con superficie > 2.400 m^2)

Esta ecuación sólo debe utilizarse para valores de K_{equiv} del suelo entre 38 mm/h y 3.800 mm/h, lo que corresponde con materiales de arenas finas a gruesas con contenido limitado de finos, basándose en las regresiones realizadas por Massmann (2003a). Para suelos fuera de este rango, el gradiente hidráulico debe determinarse mediante modelización de aguas subterráneas.

El factor de corrección CF_{dim} se desarrolló para balsas con superficies de fondo de entre 0,24 y 2,4 ha. Para las balsas pequeñas (con una superficie igual o inferior a 2.400 m^2), el factor de corrección es igual a 1,0. Para balsas grandes (área igual a 2,4 ha), el factor de corrección es 0,2, como se muestra en la ecuación siguiente.

$$CF_{dim}=0,37\cdot(A_{balsa})^{-0,76} \qquad \textit{(Ec. 7- 15)}$$

Donde:

A_{balsa} = superficie del fondo de balsa de infiltración en hectáreas

Esta ecuación dará generalmente como resultado un gradiente calculado inferior a 1,0 para profundidades de aguas subterráneas de moderadas a poco profundas (o a una capa de baja permeabilidad) por debajo de la técnica y tiene en cuenta de forma conservadora el desarrollo de un "montículo" de aguas subterráneas.

Se puede utilizar un método más detallado utilizando un modelo de simulación numérica. El análisis de los montículos de agua subterránea, utilizando un programa como MODFLOW, normalmente dará como resultado un gradiente que es igual o mayor que el gradiente calculado. Si el gradiente calculado es mayor que 1,0, se considerará que el nivel freático es profundo y se utilizará un gradiente máximo de 1,0.

Generalmente se requiere una profundidad de nivel freático 30 metros o más, para obtener un gradiente igual o superior a 1,0. Dado que el gradiente es una función de la profundidad del agua en la técnica, el gradiente variará a medida que la balsa se llene y vacíe. Los diseños que utilicen hidrogramas sintéticos o el método racional pueden calcular el gradiente hidráulico basándose en la mitad de la profundidad máxima del agua en la balsa o estanque.

El parámetro más sensible a la hora de determinar el gradiente hidráulico (estado estacionario) con la Ecuación 7-14, es el factor de corrección CFdim, que se reduce progresivamente desde 1,0 (superficie de 0,24 ha) hasta 0,2 (superficie de 2,4 ha); así como (en proporción directa), la profundidad desde la base de la técnica a la primera discontinuidad hidráulica (capa de baja permeabilidad o nivel freático).

Tabla 7-19. Valores de gradiente hidráulico (estado estacionario) estimados para balsa de infiltración (de más de 2.400m²) de 1,5 m. de profundidad, según rangos de profundidad desde la base y superficie, para un valor de K_{sat} de 50 mm/h (a partir de ecuación 7-14)

Profundidad (Hnf)	Superficie Balsa		
	2.500 m²	5.000 m²	10.000 m²
5 m	0,14	0,08	0,05
10 m	0,25	0,15	0,09
15 m	0,36	0,21	0,13
20 m	0,47	0,28	0,16

A modo orientativo, en la tabla adjunta se simulan los resultados de gradiente hidráulico (estado estacionario), considerada una balsa de infiltración de 1,5 metros,

para un valor de K_{sat} equivalente de 50 mm/hora, para las profundidades de 5, 10, 15 y 20 metros, y para superficies de 2.500, 5.000, y 10.000 m^2.

Para superficies de la balsa inferiores a 2.400 m^2, el factor de corrección es 1.0, por lo que en las estimaciones se anula el efecto corrector de CF, de modo que la superficie (A) ya no influye. En este caso, puede presentarse a modo orientativo una estimación de valores de gradiente hidráulico (estado estacionario) combinando profundidades y rangos de valores (25-100 mm/h) de K_{sat} que pueden darse a partir de los terrenos en Bizkaia.

Tabla 7-20. Valores de gradiente hidráulico (estado estacionario) estimados para balsa de infiltración (de menos de 2,400m²) de 1,5 m. de profundidad, según rangos de profundidad desde la base y superficie (a partir de ecuación 7-14 con CFdim = 1.0)

Profundidad (Hnf)	K_{sat}			
	10 mm/h	25 mm/h	50 mm/h	100 mm/h
5 m	0,16	0,14	0,13	0,13
10 m	0,28	0,25	0,24	0,22
15 m	0,40	0,37	0,34	0,32
20 m	0,52	0,48	0,44	0,41

Zanjas de infiltración

Calcule el gradiente hidráulico de estado estacionario de la siguiente manera (Massmann, 2003a):

$$gradiente = i_t \approx \frac{D_{wt} + D_{zanja}}{24 \cdot K_{equiv}^{0,05}} \qquad \textit{(Ec. 7- 16)}$$

Donde:

i_t= gradiente hidráulico de estado estacionario en la zanja
H_{NF}= la profundidad desde la base de la instalación de infiltración hasta el nivel freático o la capa de baja permeabilidad (acuicludo), en metros
K_{equiv} = la media armónica (Ecuación 7-12) de la conductividad hidráulica saturada, en metros/día
H_{LA}= = la profundidad del agua en la zanja, en metros

Si el gradiente calculado es superior a 1,0, se considera que el nivel freático es profundo y se utilizará un gradiente máximo de 1,0. Es suficientemente preciso calcular el gradiente hidráulico suponiendo que D_{zanja} *es* igual a la mitad de la profundidad de la zanja.

Se observa que el parámetro más sensible a la hora de determinar el gradiente hidráulico (estado estacionario) es la profundidad desde la base de la técnica a la primera discontinuidad hidráulica (capa de baja permeabilidad o nivel freático).

Para la aplicación de esta ecuación debe cumplirse una condición mínima de K_{sat} (> 38 mm/h), con un tipo de materiales (arenas finas a gruesas), y la posibilidad de formación completa abombamiento del nivel freático o límite superior de la capa saturada, lo que significa una profundidad (como referencia) de las capas permeables de más de 5-6 metros.

A modo orientativo, en la tabla siguiente se simulan los resultados de gradiente hidráulico, considerada una zanja de infiltración de 2 metros (6,6 pies), para las profundidades de 5, 10, 15 y 20 metros, y para los valores de conductividad hidráulica saturada (equivalente) de 25, 50 y 100 mm/h (rangos previsibles en suelos o subsuelos acuíferos no saturados, incluso con mejora técnica, en Bizkaia).

Tabla 7-21. Valores de gradiente hidráulico (estado estacionario) estimados bajo zanja de infiltración de 2 m. de profundidad, según rangos de profundidad desde la base y según valores de Ksat posibles en terrenos de Bizkaia (a partir de ecuación 7-18)

K_{sat} / Profundidad H_{LA}	Gradiente Hidráulico en Estado Estacionario		
	25 mm/h	50 mm/h	100 mm/h
5 m	0,29	0,27	0,27
10 m	0,49	0,47	0,45
15 m	0,69	0,67	0,65
20 m	0,89	0,86	0,83

Estableciendo una comparación entre los resultados de las ecuaciones de infiltración en balsa (incluso en superficie inferior a 2.400 m^2) e infiltración en zanja, puede concluirse que para unas condiciones semejantes de parámetros hidráulicos disponibles (K_{sat} y profundidad al nivel freático o capa de baja permeabilidad), los valores de gradiente hidráulico de la zanja serían prácticamente del doble.

Suelos subyacentes en una FFVM

Use la ecuación 7-16 (ecuación de gradiente hidráulico de balsa) para determinar el gradiente hidráulico si la longitud de la FFVM es menor que 30 veces el ancho. Si la longitud de la FFVM es mayor o igual a 30 veces la anchura, utilice la ecuación 7-8 (ecuación de gradiente de zanja) para determinar el gradiente hidráulico para los suelos subyacentes de una FFVM. La determinación de la profundidad al nivel freático o a la capa de baja permeabilidad se muestra en la figura 7-34. No es necesario un factor de corrección del tamaño de la técnica para el diseño FFVM y, por lo tanto, CF_{dim} = 1,0 para el diseño FFVM.

Dispersión natural y técnica

Utilice el mismo enfoque que para un FFVM y cualquier emplazamiento donde la profundidad de la capa freática o capa de baja permeabilidad (es decir, acuicludo) por debajo de la zona de dispersión natural es inferior a 6 metros.

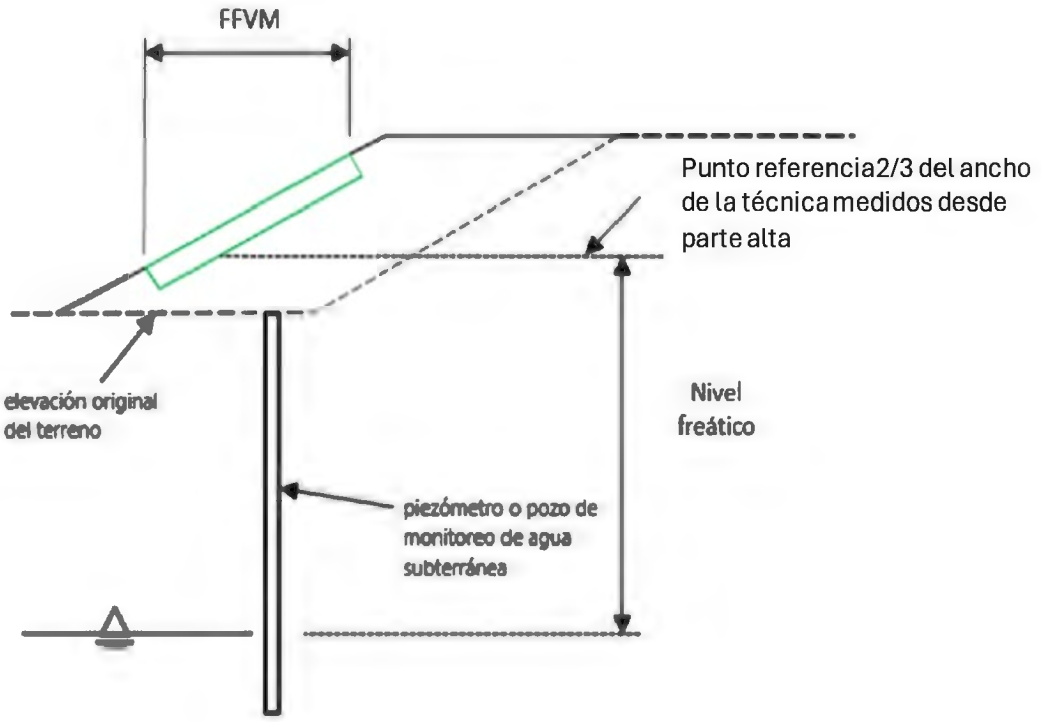


Figura 7-34. Determinación de la profundidad a nivel freático o capa de baja permeabilidad para una técnica FFVM (adaptado de WSDOT, 2019)

7.9.3 Cálculo de Tasa de Infiltración (q)

La tasa de infiltración resulta del producto de la conductividad hidráulica saturada (K_{sat}) y el gradiente hidráulico (i).

El cálculo de la tasa de infiltración puede realizarse, como se expone a continuación, de acuerdo con procedimientos de: cálculo directo; valores obtenidos en pruebas de campo; valores estimados a partir de información granulométrica; y valores de diseño de tecnosuelos.

Para las consideraciones específicas de la problemática de infiltración en relación con la problemática de abombamiento o sobreelevación del nivel freático (a partir de nivel piezométrico o de capa de menor permeabilidad), véanse las soluciones analíticas (Anexo 4).

7.9.3.1 Cálculo Directo (conductividad hidráulica x gradiente hidráulico)

A partir de los valores estimados para la conductividad hidráulica saturada y del gradiente hidráulico, mediante los métodos anteriormente presentados, puede calcularse directamente el valor de la tasa de infiltración de un determinado suelo.

7.9.3.2 Valores Obtenidos en Pruebas de Campo

Como se ha comentado, las pruebas de infiltración en campo son, en su mayor parte, pruebas que dan realmente la información de tasa de infiltración (y no de conductividad hidráulica saturada, como a veces se hace equivalente, dada explícita o implícitamente la premisa de que el gradiente hidráulico sea la unidad). Ver apartado 7.7.1.3.

7.9.3.3 Valores Estimados a Partir de Información Granulométrica

De aplicación para el caso de suelos granulares homogéneos. Los valores de tasa de infiltración (o velocidad de infiltración) para suelos granulares se presentan, en relación con la textura del suelo, en diversas publicaciones (ej. EPA, 1980; Crites *et al*, 2000; UNE, 2017). Esta información permite establecer una correlación aproximada, como valores medios, entre las características texturales de un suelo, y valores correspondientes de tasa de infiltración.

Tabla 7-22. Tasas de infiltración en función de la textura del suelo (adaptada de EPA, 1980; Crites et al., 2000)

Textura del Suelo	Velocidad de Infiltración (mm/h)	Test Infiltración (min/cm)	Test Infiltración (m/día)
Arena gruesa – grava	> 1500	< 0,4	< 36
Arena media – gruesa	1500 – 300	0,4 – 2	36 – 7,2
Arena fina – franca	300 – 100	2 – 6	7,2 – 2,4
Franca arenosa – franca	100 -50	6 – 12	2,4 – 1,2
Franca - franco arcillosa	50 – 25	12 -24	1,2 – 0,6
Franca arcillosa	25 - 12,5	24 – 48	0,6 – 0,3
Arcillas, terreno impermeable	< 12,5	> 48	> 0,3

7.9.3.4 Valores de Diseño de Tasas de Infiltración de Técnicas con Suelos Técnicos

La infiltración en la técnica puede realizarse directamente sobre los materiales naturales del suelo o subsuelo. Pero cuando las condiciones naturales de esas capas se han modificado (medio diseñado), los valores de diseño deben tener en cuenta las nuevas condiciones surgidas por efecto de ese diseño.

En determinados casos, el diseño de la parte del componente de infiltración puede tener como objeto la mejora de las condiciones de infiltración y/o depuración del perfil del terreno considerado. Sería interesante considerar que el diseño también tiene por objeto la mejora de las condiciones operativas.

Es necesario establecer la tasa de infiltración final de un suelo enmendado o un medio filtrante seleccionado cuando se utiliza como un componente de diseño de la técnica que debe permitir lograr una determinada función de depuración o control hidráulico.

Algunos ejemplos de estos tecnosuelos son las FFVM, dispersión técnica, zonas de biorretención y zanjas filtrantes que utilizan enmiendas o medios filtrantes diseñados. La tasa de infiltración final debe ser la menor de las siguientes las dos tasas siguientes: (1) la tasa final del suelo enmendado o medio filtrante; o (2) la tasa final de infiltración del perfil de suelo subyacente.

7.9.4 Factores de Corrección

Para la selección de los parámetros deben tenerse presente cuestiones que afectan a la incertidumbre sobre los valores, como pueden ser: a) representatividad espacial de los datos de partida, porosidad eficaz, conductividad hidráulica y gradiente hidráulico (considerada en el cálculo de valores); b) adecuación del modelo del terreno al perfil y extensión superficial del suelo o subsuelo, discontinuidades hidráulicas; c) evolución en el tiempo de los valores de conductividad hidráulica y gradiente, tanto por fenómenos de bioincrustación, sedimentación, y otros.

7.9.4.1 Factores de Corrección por Incertidumbre de Valores

Son aquellos derivados de la incertidumbre (y margen de error) en rangos de estimación de los valores (de referencia documental, de ensayo granulométrico, de ensayo de laboratorio o de prueba de campo) empleados para la estimación de parámetros básicos como la porosidad eficaz, la conductividad hidráulica saturada, el gradiente hidráulico, la tasa de infiltración; u otros como la morfología, extensión y profundidad de la formación (suelo o subsuelo acuífero), así como de la profundidad al nivel freático.

Estas correcciones pueden aplicarse a las mediciones con incertidumbre, como son la morfología (continuidad y extensión de las capas de terreno), el espesor de la capa de terreno, y la profundidad del nivel freático.
Los factores de corrección, basados en selección de alternativas más conservadoras para el diseño, de los parámetros de conductividad hidráulica y de gradiente hidráulico, se han descrito en los subapartados correspondientes.

7.9.4.2 Factores de Corrección por Geometría de la Técnica

Los factores de corrección por geometría de cada técnica SuDS se exponen en cada capítulo específico.

7.9.4.3 Factores de Corrección por Sedimentación y Bioincrustación

La aplicación de los factores de corrección debe ser prudente, por cuanto unos factores de corrección excesivamente altos pueden llevar al sobredimensionamiento (y encarecimiento) de la técnica SuDS mientras que unos bajos pueden derivar en una pérdida de función de la técnica en un plazo relativamente corto de tiempo.

Los factores de reducción se utilizan para tener en cuenta las reducciones de la tasa de infiltración resultantes de la sedimentación y la bioincrustación a largo plazo, teniendo en cuenta el mantenimiento y conservación que se realizará a la técnica; el grado de control del afluente (pretratamientos); y el potencial de acumulación de sedimentos y materia orgánica.

Los valores en esta tabla asumen que la técnica de infiltración no recibirá escorrentías o entrará en operación hasta que toda la cuenca drenante este correctamente estabilizada, no se permitirán flujos de escorrentía cargados de sedimentos una vez que la técnica de infiltración se construya a sus rasantes finales (ver apartados de construcción en cada técnica especifica).

Tabla 7-23. Factores de reducción de la tasa de infiltración para tener en cuenta los efectos de la bioincrustación y la sedimentación para balsas (Massmann, 2003 en WSDOT, 2019)

Potencial de Bioincrustación y Sedimentación	Grado de Conservación y Explotación	Factor de Reducción de la Tasa de Infiltración
Bajo	Medio a alta	0,9
Bajo	Bajo	0,6
Alta	Media a alta	0,5
Alta	Bajo	0,2

Un ejemplo de situación con un alto potencial de bioincrustación/sedimentación sería una balsa de infiltración situada en una zona sombreada donde haya muchos aportes de hojarasca en la escorrentía o directa de las zonas contiguas pudiéndose acumular en el fondo y los laterales del estanque. Cuencas drenantes que permanecerán desestabilizadas (con alto potencial de erosionarse) durante un largo periodo de tiempo drenando a técnicas que no dispongan de pretratamientos adecuados.

Las situaciones con un bajo grado de mantenimiento a largo plazo incluyen lugares en los que el acceso a la instalación para su mantenimiento es muy difícil o limitado o por razones en las que no se pueda garantizar o se sospeche que la conservación y explotación de la técnica no vaya a ser la adecuada. Considere un bajo grado de mantenimiento sólo cuando no haya otra opción.

Los valores se considerarán para las zanjas y balsas de infiltración. Este factor de minoración no se requiere para suelos subyacentes de FFVM ya que esos suelos están bajo la capa de FFVM y el medio filtrante ya tendrá su coeficiente de minoración considerado.
Para depósitos de infiltración que no puedan ser mantenidos (con pretratamientos accesibles y mantenibles) se debe aplicar un factor de reducción de 0,5.

7.10 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO DE TÉCNICAS DE INFILTRACIÓN

La elaboración del Estudio hidrológico-geotécnico del emplazamiento de SuDS con componente de infiltración (apartado 7.4.3.2) debe permitir disponer de los datos básicos para el diseño preliminar de la técnica de infiltración.

1. Selección del emplazamiento

El proyectista seleccionará el emplazamiento para la técnica de infiltración en función de la topografía y rasantes del proyecto, la capacidad de transportar el agua hasta la técnica de infiltración y las condiciones del suelo estimadas siguiendo los procedimientos y rangos facilitados para la fase de planificación. El emplazamiento deberá cumplir con las distancias mínimas horizontales de los CII (apartado 7.4.1) y las profundidades mínimas del nivel freático o acuicludo (la menos profunda).

2. Selección de técnicas SuDS para el emplazamiento

Usar la herramienta de selección de técnicas con la información recopilada (permeabilidad, IMD, nivel freático, captaciones de abastecimiento humano, tipo de suelo y área de la cuenca drenante). Seleccionar la variante de técnica SuDS más adecuada para el ámbito. Dar prioridad a las técnicas de baja carga de infiltración siempre que el proyecto lo permita.

3. Diseño preliminar geométrico de la técnica

Con la información recopilada sobre la geología del terreno y los rangos de parámetros hidráulicos para las distintas formaciones de la zona no saturada durante la fase de planificación determinar la tasa de infiltración estimada. Usar uno de los métodos de cálculo hidrológico establecido en el Capítulo 6 para definir la precipitación de diseño y definir la geometría (largo, ancho y alto) para proveer las funciones de control hidráulico y tratamiento de las escorrentías de las MM5 y 6. Realizar el balance de entradas y salidas a la técnica para completar el informe. Utilizar la geometría preliminar para planificar el estudio geotécnico.

4. Investigación hidrología y geotécnica

Realizar el estudio hidrológico y geotécnico para determinar la idoneidad del emplazamiento para la infiltración para el proyecto constructivo (ver apartado 7.4.1). Establecer la tasa de infiltración real, evaluar la estabilidad de los taludes, capacidad portante del suelo y toda la información requerida para el diseño viable de la técnica. Debido a las escalas temporales requeridas (una época de lluvias) para determinar el nivel freático, su gradiente, dirección de flujo y variaciones estacionales es importante iniciar la investigación lo antes posible durante el proyecto constructivo.

5. Diseño constructivo de la técnica

El proyectista usará la información provista en el estudio geotécnico, conductividad hidráulica saturada recomendada, comportamiento del terreno en condiciones de saturación, la profundidad hasta el nivel freático o el acuicludo (el menos profundo), características del suelo, así como cualquier otra recomendación geotécnica, como el

ángulo de estabilidad, para determinar la tasa de infiltración aplicable y completar el diseño. Revisar los criterios de idoneidad para la infiltración (CII) del emplazamiento y garantizar que se cumplen.

Por otra parte, el diseño de una técnica de infiltración debe incluir específicamente las tareas de mantenimiento, control y seguimiento singularizados o incorporados para la variante de la técnica. Estos aspectos se tratan en el capítulo de cada técnica SuDS.

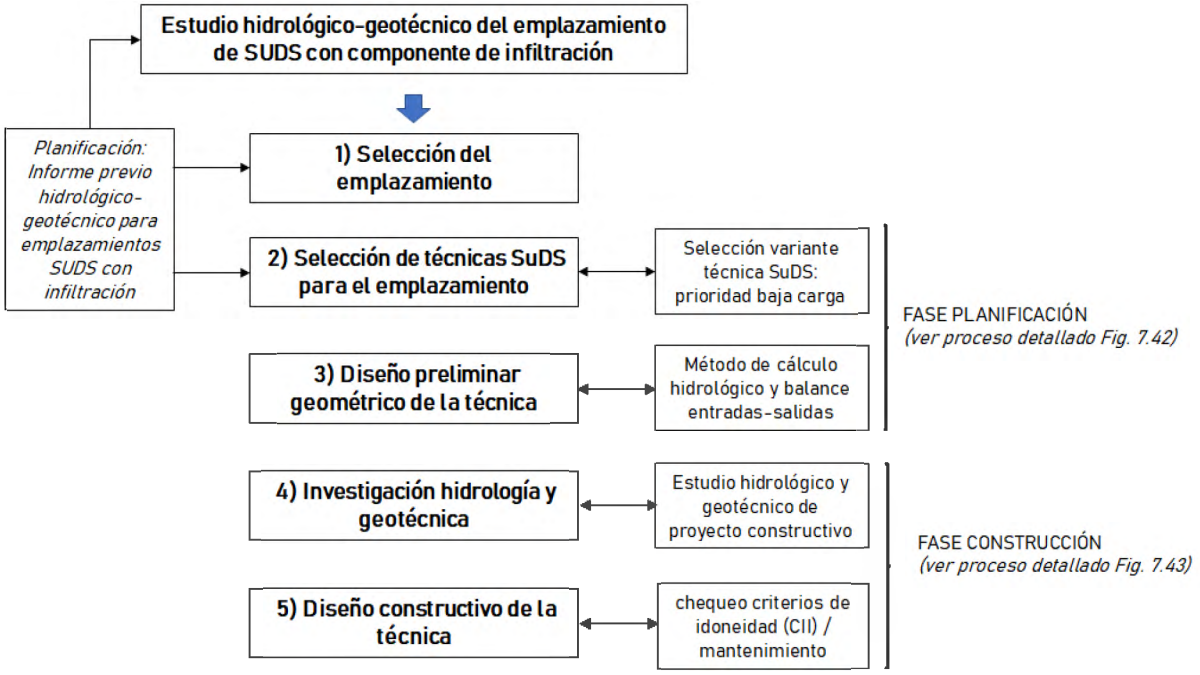


Figura 7-35. Diagrama de flujo del procedimiento de diseño de técnicas con componentes de infiltración

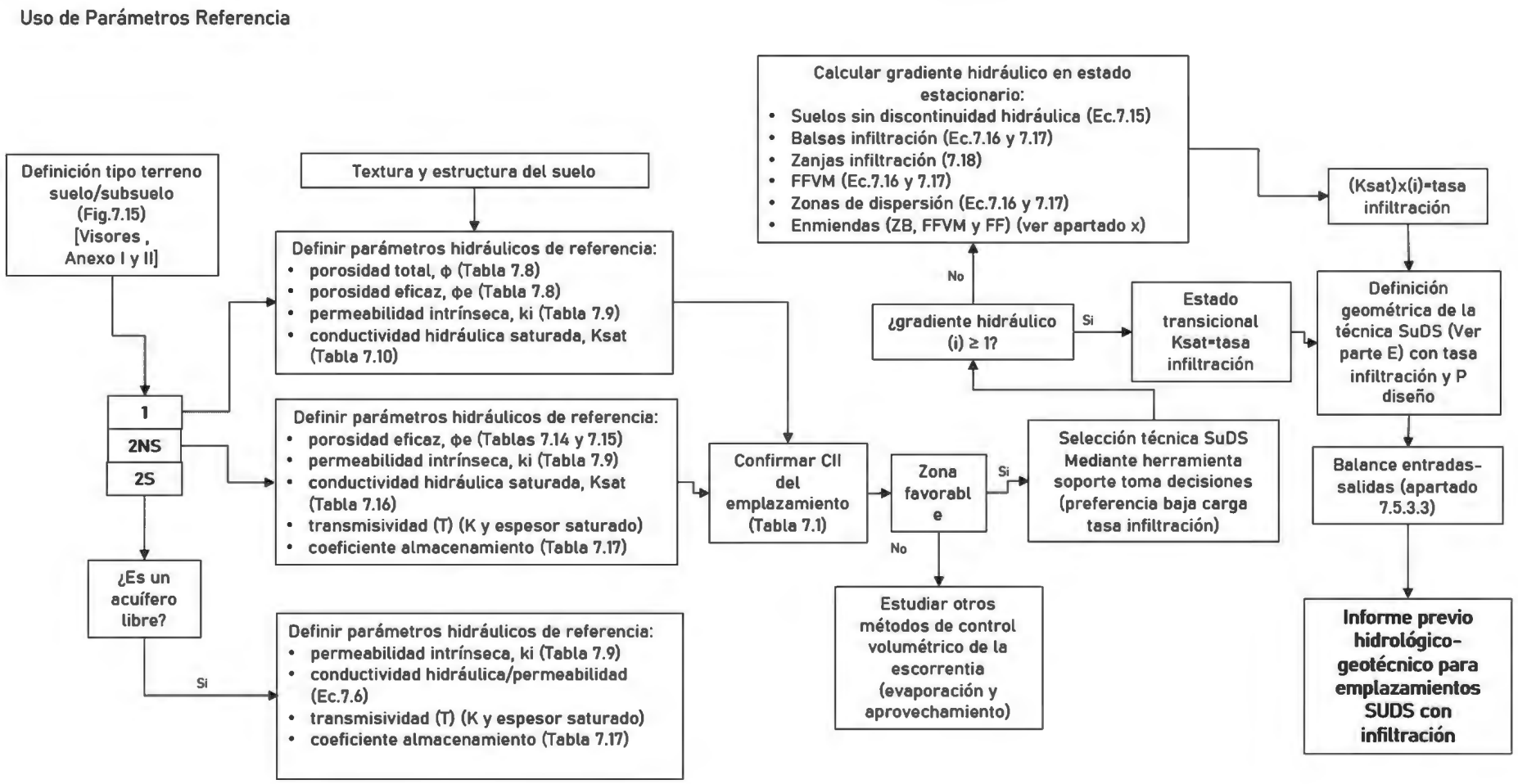


Figura 7-36. Diagrama de flujo del procedimiento de diseño de técnicas con componentes de infiltración durante la FASE DE PLANIFICACIÓN

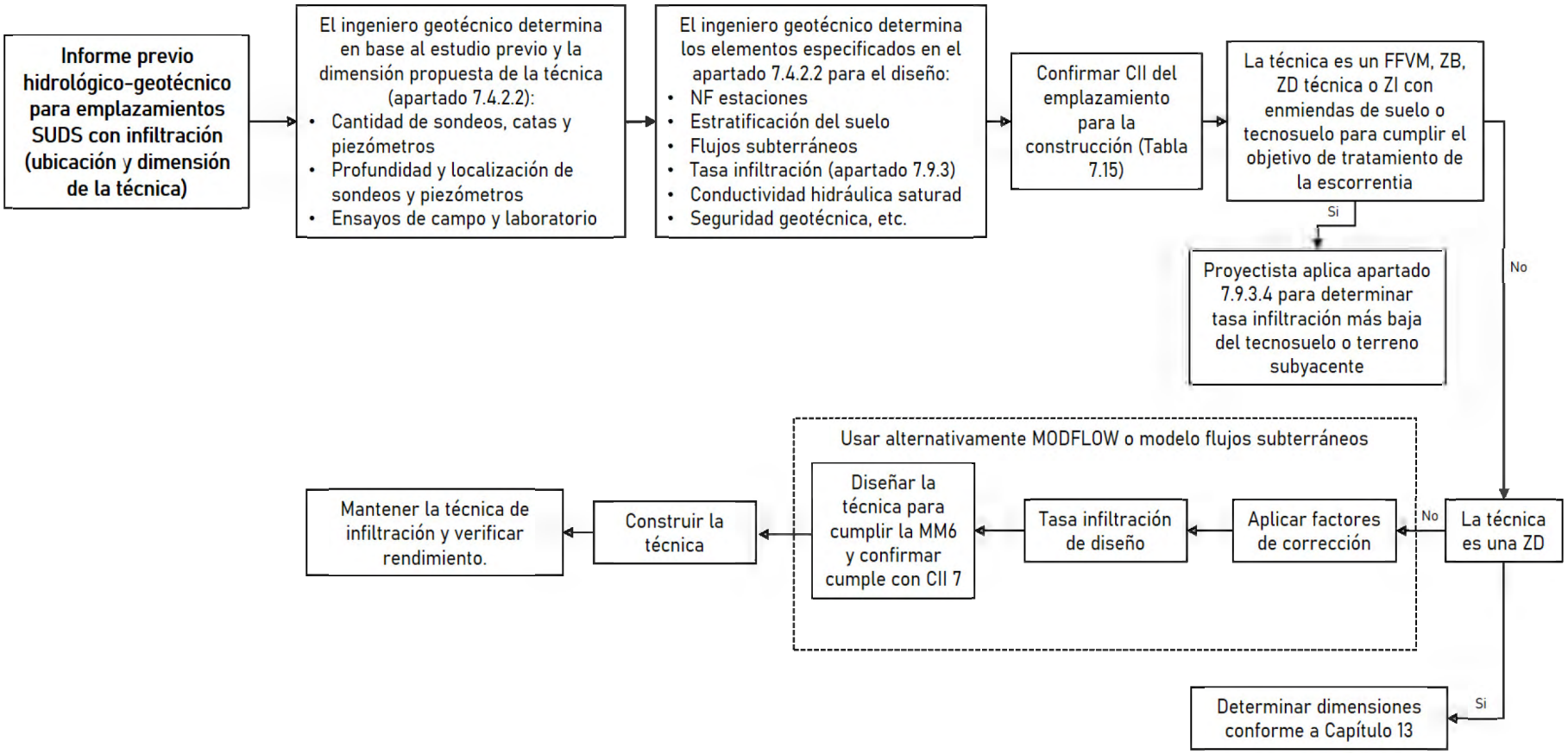


Figura 7-37. Diagrama de flujo del procedimiento de diseño de técnicas con componentes de infiltración durante la FASE DE PROYECTO CONSTRUCTIVO

7.10.1 Modelos de Simulación de Flujos de Aguas Subterráneas

El proyectista puede apoyarse en software como MODFLOW que permiten incorporar una geometría de prueba, datos de hidrogramas de precipitación, estratigrafía del suelo, datos de aguas subterráneas, datos de conductividad hidráulica saturada y reducción de la conductividad hidráulica saturada debida a la sedimentación o bioincrustación en la superficie de la instalación. El uso de este enfoque permite determinar un gradiente hidráulico más preciso que el que puede obtenerse con las Ecuaciones 7.16 y 7.18, ya que estas dos ecuaciones pueden ser excesivamente conservadoras.

7.11 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

AASHTO (2020). "Use of the State Department of Transportation Portal to the International Stormwater TÉCNICA Database". Prt of NCHRP Project 25-25, Task 120, National Cooperative Highway Research Program. AASHTO Committee on Environment and Sustainability.
https://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/nchrp/docs/NCHRP25-25-120Report.pdf

Adán de Yarza, R. (1900). "Mapa Petrográfico de Vizcaya. Escala 1:100.000". Madrid: Litografía Méndez.
https://www.ehu.eus/documents/6452490/6556559/1900.jpg/3aa153c6-5e7f-4224-85b2-c0e7cd1d210f?t=1491920504000

Bradbury *et al.* (2000). "Refinement of two methods for estimation of groundwater recharge rates". [DNR-150] 2000", p. 9

BRE (2003). "Soakaway Design. Digest 365". Building Research Establishment (BRE)

Bowles, Joseph E. (1979). "Foundation Analysis and Design", McGraw-Hill.

CALTRANS (2020). "Detention Basins. Design Guidance". California Department of Transportation HQ Division of Design. Caltrans Division of Design. Office of Hydraulics and Stormwater Design.
https://dot.ca.gov/-/media/dot-media/programs/design/documents/4_dg-detention-basins_ada.pdf

CEDEX (2009). "Guía técnica de diseño y gestión de balsas y otros dispositivos de retención de contaminantes en carreteras. R-18". Editor CEDEX-CEHOPU. Manuales y Recomendaciones Autores: CEDEX, J. J. Rodríguez Sánchez y A. Díaz Martínez.

CEDR (2018). "CEDR PROPER PROJECT. D2.1 A review of current knowledge on the vulnerability of European surface water and groundwater to road related pollution, together with a critique of related assessment tools"

CEDR (2018). "CEDR PROPER PROJECT. D2.2 Construction, operation, and maintenance of roads: parameters to assess surface and ground water vulnerabilities and associated risks."

CEDR (2019). "Poper, Task 2.4. An evaluation of 'real world' vulnerability assessments of surface and ground water bodies to road-related pollution: case study database and critique to identify knowledge gaps."

CHC-AVA (2022) "Plan Hidrológico de la Demarcación Hidrográfica del Cantábrico Oriental, tercer ciclo de planificación (2022-2027)", Confederación Hidrográfica del Cantábrico (CHC) y Agencia Vasca del Agua (AVA).
https://www.uragentzia.euskadi.eus/plan-hidrologico-tercer-ciclo-planificacion-2022-2027/webura00-01020102planrevision/es/

CIRIA (2015). "The SuDS Manual". Construction Industry Research and Information Association. London (UK).
http://www.scotsnet.org.uk/documents/nrdg/ciria-report-c753-the-suds-manual-v6.pdf

Claytor, R.A., Schueler, T.R. (1996). "Design of Stormwater Filtering Systems". Center for Watershed Protection. Prepared for Chesapeake Research Consortium, Inc. with supplemental funding by U.S. Environmental Protection Agency, Region 5.

Crites, R, Tchobanoglous, G. (2000). "Sistemas de Manejo de Aguas Residuales para Núcleos Pequeños y Descentralizados". Tomos 1, 2 y 3. Editorial Mc. Graw Hill, Bogotá.

CSOM (2005). "Guidance for Evaluation of Potential Groundwater Mounding Associated with Cluster and High-Density Wastewater Soil Absorption Systems". Colorado School of Mines (CSOM). National Decentralized Water Resources Capacity Development Project.
https://www.lexissecuritiesmosaic.com/gateway/FedReg/wu-ht-02-45_wuht0245_electronic.pdf

Diputación Foral de Bizkaia (DFB) (2009). "El medio acuático en Bizkaia. Resumen", Anbiotek.

Domenico, P.A. & Schwartz, F.W. (1998). "Physical and Chemical Hydrogeology", Wiley, 502 pp.

Dunne, Thomas y Leopold, Luna B. (1978). "Water in the Environmental Planning", Ed. W. H. Freeman, San Francisco, 1978.

EVE (1996) "Mapa hidrogeológico del País Vasco". Ente Vasco de la Energía (EVE) y Departamento de Transportes y Obras Públicas del Gobierno Vasco.
https://www.euskadi.eus/gobierno-vasco/-/informe_estudio/mapa-hidrogeologico-1996/

Fetter, C.W. (2001). "Applied Hydrogeology", Prentice-Hall, 598 pp.

FHWA (1995). "Evaluation and Management of Highway Runoff Water Quality". U.S. Department of Transportation. Publication Nº FHWA-PD-96-032. June 1996. Office of Environment and Planning.

FHWA (2000). "Stormwater Best Management Practices in an Ultra-Urban Setting: Selection and Monitoring". Publication N0. FHWA-EP-00-002. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.

file:///C:/Users/Augas/Downloads/dot_25727_DS1.pdf

Freeze, R.A. & Cherry, J.A. (1979). "Groundwater", Prentice-Hall, 604 pp.

GEORGIA EPD (2017). "Stormwater management manual". Atlanta Regional Commission (USA).
Infiltration practices p. 245- 256 vol. 2 VOLUME 2: TECHNICAL HANDBOOK.
https://cdn.atlantaregional.org/wp-content/uploads/gsmm-2016-edition-final-v2.pdf

http://documents.atlantaregional.com/gastormwater/GSMM_2016%20EDITION_FINAL_V1.pdf

IGME (1984). "Pozos y acuíferos".

IGME (2009). "Mapa Litoestratigráfico, de Permeabilidad e Hidrogeológico de España continuo digital a escala 1:200.000". Convenio de colaboración entre el Ministerio de Medio Ambiente y el Instituto Geológico y Minero de España para la realización de trabajos técnicos en relación con la aplicación de la Directiva Marco del Agua en materia de agua subterránea. IGME. Madrid.
http://info.igme.es/cartografiadigital/geologica/mapa.aspx?parent=../tematica/tematicossingulares.aspx&Id=15

Lagerwerff, J. V.; Specht, A. W. (1970). "Contamination of roadside soil and vegetation with cadmium, nickel, lead, and zinc". Environmental Science Environmental Science & Technology. Environ. Sci. Technol. 1970, 4, 7, 583–586.

MAGRAMA (2014). "Caracterización de las comarcas agrarias de España. Tomo 49. Provincia de Vizcaya". Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente.

Massmann, Joel W. (2003). "A Design Manual for Sizing Infiltration Ponds", Washington State Transportation Commission Department of Transportation and U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration.
https://www.wsdot.wa.gov/research/reports/fullreports/578.2.pdf

Massmann, Joel W. y Butchart, Carolyn D. (2001). "Infiltration Characteristics, Performance, and Design of Storm Water Facilities", Washington State Transportation Center (TRAC), University of Washington. Washington State Department of Transportation.
https://depts.washington.edu/trac/bulkdisk/pdf/483.1.pdf

Moreno Merino, L. (2021). "Introducción al flujo y transporte en zona no saturada", Máster en Geología Ambiental, Universidad Complutense de Madrid (UCM).

MPCA (2008). "Minnesota Stormwater Manual". Minnesota Pollution Control Agency.
https://stormwater.pca.state.mn.us/images/b/b8/Minnesota_Stormwater_Manual.pdf

MPCA (2022). "Minnesota Stormwater Manual". Minnesota Pollution Control Agency. (web)
https://stormwater.pca.state.mn.us/index.php?title=Main_Page

MTERD (2022). "Proyecto de Real Decreto por el que se modifica el Reglamento del Dominio Público Hidráulico aprobado por real decreto 849/1986, de 11 de abril, y el

Reglamento de la Administración Pública del Agua aprobado por Real Decreto 927/1988, de 29 de julio." 21 de julio de 2022. Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico.

Mujeriego, R. et al. (1983). "El tratamiento de las aguas residuales en los pequeños municipios", Barcelona: Diputació de Barcelona, Servei de Cooperació Municipal, 1983.

NORTH CAROLINA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION – NCDOT (2014). "Stormwater Best Management Practices Toolbox". NCDOT TÉCNICA Toolbox v2 4/2014. Raleigh (NC, USA).
https://connect.ncdot.gov/resources/hydro/HSPDocuments/2014_TÉCNICA_Toolbox.pdf

PENNSYLVANIA (2006). "Pennsylvania Stormwater Best Management Practices Manual. Chapter 6. Structural TÉCNICAs". 363-0300-002.

Rouhart, J. (1986). "L'épuration des eaux usées domestiques". Trib. Cebedau, Nº 39 (513-514), pp. 1-54. Centre belge d'étude et de documentation des eaux. CEBEDOC Editeur, Liège, Belgique. ISBN: 2870800096 – 9782870800096.

Sanders, L. (1998). "A Manual of Field Hydrogeology". Prentice Hall, 381 pp.

Schueler, T.R. (1987). "Controlling Urban Runoff: A Practical Manual for Planning and Designing Urban TÉCNICAs", Department of Environmental Programs, Metropolitan Washington Council of Governments, Washington, D. C.

Smith, L. & Weathcraft, J. (1993). "Groundwater Flow" in: Maidment, D.R. (Ed.) Handbook of Hydrology, McGraw Hill.

Topper, R; Barkman, PE; Bird, DASMA. (2004). Artificial recharge of ground water in Colorado: A statewide assessment. (E.G. 13). Denver, CO: Colorado Geological Survey.
https://coloradogeologicalsurvey.org/publications/artificial-recharge-ground-water-colorado-statewide-assessment/

TPSM&DGM (2014). "Tennessee Permanent Stormwater Management and Design Guidance Manual". Tennessee Department of Environment and Conservation Division of Water Resources.
https://tnpermanentstormwater.org/manual.asp

US-EPA (1980). "On site Wastewater Treatment and Disposal Systems-Design Manual". Municipal Environment Research Laboratory, U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, OH. EPA 625/1-80-012.

USDA-NRCS (2014). "Claves para la Taxonomía de Suelos" Décima segunda Edición, 2014.
https://www.nrcs.usda.gov/sites/default/files/2022-10/Spanish-Keys-to-Soil-Taxonomy.pdf

Villarroya, F. (2009). "Tipos de acuíferos y parámetros hidrogeológicos", Jornadas Técnicas sobre Aprovechamiento de Aguas Subterráneas para Riego.

Waldron, M.C., 1998, Source-water protection and water quality investigations in the Cambridge, Massachusetts, drinking-water supply system: U.S. Geological Survey Fact Ward, N.I. (1990). "Multielement contamination of British motorway environments". Science of the Total Environment, v. 93, p. 393–401.

Warren, R.S., Birch, P. (1987). "Heavy metal levels in atmospheric particulates, roadside dust and soil along a major urban highway". The Science of the Total Environment, 59: 253-256.

WASHINGTON DOT (2011). "Eastern Washington Steep Slope Research for Management of Highway Stormwater". WSDOT Research Report. WA-RD 771.1.
https://www.wsdot.wa.gov/research/reports/fullreports/771.1.pdf

WASHINGTON DOT (2019). "Highway Runoff Manual". Washington State Department of Transportation. Engineering and Regional Operations. Development Division, Design Office. Washington, USA.
https://wsdot.wa.gov/publications/manuals/fulltext/M31-16/highwayrunoff.pdf

WASHINGTON STATE DEPARTMENT OF ECOLOGY (2001). "Stormwater Management Manual for Western Washington, Volume III Hydrologic Analysis and Flow Control Design/TÉCNICAs". Washington State Department of Ecology. Water Quality Program, August 2001, Publication No. 99-13.
https://apps.ecology.wa.gov/publications/documents/9913.pdf

ANEXO 1. FORMACIONES EDAFOLOGICAS EN BIZKAIA

Figura A1-1. Mapa de edafología de Bizkaia (en MAAyMA, 2013)

Eutrochrept (51% superficie)

Son los Ochrepts [suelos pardos] que se asientan sobre las regiones húmedas de latitudes medias. Proceden de rocas sedimentarias: calcáreas o básicas. Son suelos ricos en cuanto al grado de saturación de bases.

- Buen drenaje.
- Ricos en bases de intercambio catiónico.
- Suelos profundos (100-150 cm).
- Contenido en materia orgánica medio-bajo.
- pH ligeramente ácido.
- Textura franco-arenosa.
- Coloración pardo grisáceo oscuro (10YR 3/2) entre 0 y 20 cm, color pardo oscuro (10YR 4/3) entre 20 y 60 cm, y color oliva (2,5Y 4/4) hasta el final del perfil.

Dystrochrept (26% superficie)

Son los Ochrepts [suelos pardos] ácidos y parduzcos de regiones húmedas en latitudes medias. Proceden de rocas ácidas, moderada o débilmente consolidadas, rocas sedimentarias o metamórficas y/o sedimentos ácidos. Tienen características similares a los Eutrochrepts, pero sin carbonatos.

- pH ácido (5-4).
- Pobres en bases de intercambio catiónico.
- Tienen un contenido en materia orgánica medio (2-3%).
- Buen drenaje.
- Son suelos superficiales (25-50 cm).
- Coloración pardo-rojiza (5 YR 3/3).
- Textura franco-limosa.

Hapludalf (8% superficie)

Son los Udalfs rojizos y parduzcos que no tienen fragipán (horizonte duro en estado seco y frágil en estado húmedo). Estos Alfisoles no tienen ninguna propiedad destacable y únicamente se diferencian por encontrarse en zonas húmedas.

- Son suelos ligeramente ácidos.
- Tienen una profundidad media (50-100 cm).
- Buen drenaje.
- Color marrón oscuro (10YR 4/3).
- Textura franco-arcillosa.
- Ricos en materia orgánica.

Ustochrept (8% superficie)

Son los Ochrepts pardos o rojizos de regiones subhúmedas a semiáridas. La mayoría de ellos son calcáreos y se encuentran en zonas de pasto. Presentan un régimen de humedad ústico (húmedo).

- No tienen fragipán (horizonte duro en estado seco y frágil en estado húmedo).
- No tienen duripán [horizonte cementado por sílice aluvial en un subsuelo duro] a menos de 1 m de la superficie del suelo.
- Tienen una profundidad media (50-100 cm).
- Coloración pardo-rojiza en todos sus horizontes (5YR 5/4).
- Son moderadamente básicos.
- Textura franco-arcillosa.
- Poco contenido en materia orgánica.

Udifluvent (7% superficie)

Son los suelos de climas húmedos (régimen de humedad údico) cuya evolución ha sido frenada por la continua acumulación de materiales aluvionares como consecuencia de las sucesivas avenidas de los ríos. Se encuentran en latitudes medias, pero no en regiones de alta montaña.

- Buen drenaje.
- pH ligeramente básico.
- Textura franco-limosa.

- Suelos muy profundos (>150 cm).
- Permeabilidad moderada.
- Color pardo grisáceo (10YR 3/2).
- Bajo contenido en materia orgánica.

Udorthent

Son los Orthents de latitudes medias que tienen un régimen de humedad údico (húmedo). Se encuentran en zonas boscosas, y se suelen destinar a pastos o a tierras agrícolas.

- Son ligeramente básicos.
- Suelos profundos (100-150 cm).
- Drenaje excesivo.
- Contenido en materia orgánica medio.
- Textura franco-limosa.
- Color pardo oscuro (10YR 4/3) entre 0 y 25 cm y color pardo amarillento (10YR 5/4) hasta el final del perfil.

ANEXO 2. TIPOLOGIAS DE FORMACIONES ACUÍFERAS EN BIZKAIA

El subsuelo acuífero no saturado se considera al medio poroso (no saturado) situado directamente por debajo de un suelo (formación edafológica), o bien que aparece aflorando en la superficie del terreno. La base inferior del subsuelo acuífero no saturado se sitúa en el nivel freático, saturado.

Prácticamente sobre la totalidad del territorio de Bizkaia están definidas Masas de Agua Subterránea (MAS), como denominación en la planificación hidrológica de distintas entidades acuíferas. Estas formaciones acuíferas están identificadas en la cartografía hidrogeológica (ej. EVE, 1996) y a través de visores sectoriales (ej. URA).

Figura A2-1. Masas de Agua Subterránea (MAS) y acuíferos en territorio de Bizkaia (en DFB, 20094)

Se hace notar que la red viaria principal se apoya muy mayoritariamente sobre la masa de agua subterránea Anticlinorio sur, que incluye las formaciones acuíferas carbonatadas kársticas Sopuerta y Balmaseda-Elorrio.

En la tabla adjunta se presentan las masas de agua subterránea (MAS) del territorio de Bizkaia, incluyendo su acuífero o acuíferos de referencia, la litología básica de los mismos y la tipología general del acuífero. Además, deben incluirse las formaciones acuíferas cuaternarias, que por su reducida extensión no se contemplan en la distribución de las MAS, pero que tienen interés a los efectos de ámbitos potenciales de infiltración; tanto directamente como en relación con formaciones de suelos (ej. udifluvent) que pueden situarse directamente sobre ellas.

Figura A2-2. Masas de Agua Subterránea (MAS) sobre red de infraestructura viaria en territorio de Bizkaia (visor URA)

Esto lleva a que, de forma práctica, se consideren tres tipologías acuíferas de interés para los procesos de infiltración al subsuelo acuífero no saturado en Bizkaia: cuaternarios granulares, formaciones carbonatadas más o menos karstificadas, y otras formaciones acuíferas por porosidad por fracturación.

Tabla A2-1. Masas de agua subterránea (MAS) y sus acuíferos con características relevantes y más importantes en Bizkaia (a partir de DFB, 2009)

Masa Agua Subterránea	Dominio Hidrogeológico (EVE, 1996)	Acuífero	Litología	Tipo de acuífero	Grado (K)
Anticlinorio norte	Anticlinorio norte	Jata-Sollube	detrítico	detrítico consolidado	2 (baja)
	Anticlinorio norte	Arrola-Murumendi	carbonatado	detrítico consolidado / kárstico *s.s.*	2 (baja)
Ereñozar	Anticlinorio norte	Ereñozar	carbonatado	kárstico *s.s.*	1 (alta)
Sinclinorio de Bizkaia	Sinclinorio Oiz / Cretácico superior / complejo volcánico	Getxo-Bergara	mixto	detrítico no consolidado / detrítico consolidado / volcánico	2 (baja)
	Sinclinorio Oiz	Etxano	detrítico	detrítico mixto	2 (baja)
Oiz	Sinclinorio Oiz	Oiz	detrítico	detrítico mixto	1 (alta)
Anticlinorio sur	Anticlinorio sur	Sopuerta	carbonatado	kárstico *s.s.*	2 (baja)
	Anticlinorio sur	Balmaseda-Elorrio	carbonatado	kárstico *s.s.* / detrítico no consolidado	2 (baja)
Aramotz	Anticlinorio sur	Aramotz	carbonatado	kárstico *s.s.*	1 (alta)
Itxina	Anticlinorio sur	Itxina	carbonatado	kárstico *s.s.*	2 (baja)

Así, se consideran tres tipologías de formaciones acuíferas: a) depósitos cuaternarios, de porosidad primaria granular; b) kársticas, de material calcáreo y porosidad por fisuración y disolución; y c) otras formaciones rocosas, con porosidad por fracturación.

En todo caso, es relevante la información disponible (o en su caso la investigación preliminar) de la situación y condiciones del nivel freático para identificar la disponibilidad de profundidad del subsuelo acuífero no saturado, con el fin de conocer los espesores mínimos disponibles de zona no saturada en la formación acuífera. Esto puede derivarse complementariamente a partir de los niveles de las aguas superficiales conectadas con los acuíferos (descargas a manantiales, o a ríos y embalses), así como el relieve de las formaciones acuíferas.

En la exposición posterior, de condiciones de infiltración, parámetros hidráulicos y aspectos relativos a la depuración, se harán las consideraciones correspondientes a cada una de estas tipologías diferenciables.

Formaciones acuíferas cuaternarias de porosidad granular

Cuando se trata del estudio del subsuelo acuífero, en la zona no saturada, de materiales de porosidad primaria granular, como depósitos sedimentarios (terciarios y cuaternarios, fundamentalmente), las características básicas serían –a excepción del espesor de las capas- equivalentes a las características definidas para un suelo granular homogéneo en el punto anterior correspondiente. Se observará que para el cálculo de la conductividad hidráulica del frente de infiltración se considera la profundidad de la capa no saturada hasta el nivel freático medio, como discontinuidad hidráulica de primer orden.

En el balance se consideran las entradas (infiltración directa de lluvia y/o infiltración desde masas de agua superficiales), y las salidas, que pueden ser –de forma general- hasta su llegada al nivel freático, con recarga efectiva del acuífero.

Tabla A2-2. Acuíferos cuaternarios de Bizkaia (a partir de EVE, 1996)

Tipología de Acuífero	Principales Depósitos / Formaciones
Cuaternarios costeros y de estuario	Mercadillo
	Gobelas
	Gorliz
	Gernika
Cuaternarios fluvio-aluviales interiores	Durango
	Zalla
	Mungia
Cuaternarios en depresiones interiores	Orduña
Cuaternarios coluviales y eluviales	Matxitxako

Las tipologías de materiales de estas formaciones acuíferas, en relación con la asignación de grupos hidrológicos de suelos (Bradbury et al., 2000; USDA-NRCS, 2007), incluyendo en las referencias bibliográficas: USDA-NRCS (2007) Part 630 Hydrology National Engineering Handbook. Chapter 7 Hydrologic Soil Groups, sería, de mayor a menor capacidad de infiltración: A) aluviones y coluviones actuales, coluvial, conos de

deyección; B) terrazas, arenas y margas, margas y areniscas; C) areniscas rojas, yesos. Se excluyen los materiales de la clase D porque generalmente no son acuíferos, sino acuicludos o capas impermeables.

Los grupos hidrológicos A y B, que son los que más potencialidad de infiltración presentan, se van a encontrar en las formaciones acuíferas cuaternarias. A partir del mapa hidrogeológico (EVE, 1996) pueden señalarse una serie de acuíferos cuaternarios en Bizkaia, que pueden presentar interés local, debido a sus condiciones y ubicación. Debe atenderse a la información sobre espesor de la zona no saturada de la formación acuífera. Asimismo, puede considerarse que algunos de estos subsuelos acuíferos pueden encontrarse por debajo de suelos, especialmente del tipo udifluvent (clase B).

Cuaternarios costeros y de estuario.

Los cuaternarios costeros y de estuario conforman llanuras de muy escasa pendiente, con una cota topográfica muy próxima al nivel del mar. Ello provoca la existencia de una zona de influencia mareal que puede penetrar varios km en el interior a favor de las rías. Ocupan una superficie reducida (0,3-4,5 km^2), pero suelen presentar espesores relativamente importantes, con medias del orden de 20- 25 m.

La transmisividad suele ser relativamente alta, con valores por lo general superiores a 120 m^2/día. El funcionamiento es libre en la zona de sedimentos fluviales, pasando a confinado hacia el estuario. Los valores de coeficiente de almacenamiento obtenidos en este tipo de cuaternarios oscilan entre 0,002 y 0,1. Puede presentarse como ejemplo un corte hidrogeológico del acuífero de Gernika.

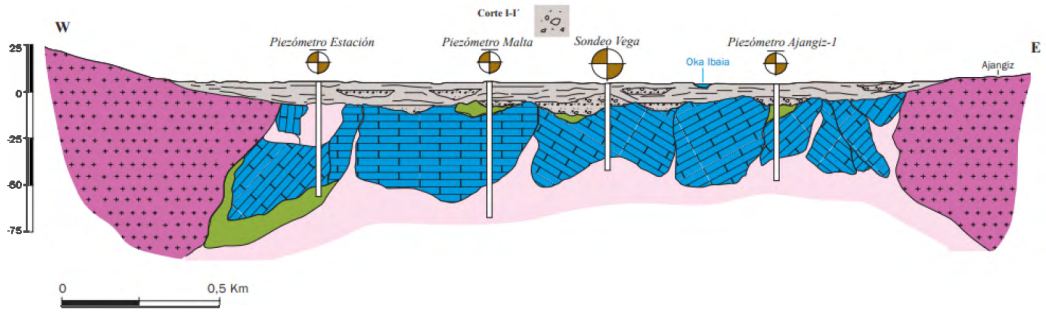


Figura A2-3. Corte representativo (en mapa hidrogeológico) del acuífero cuaternario Gernika (en EVE, 1996)

Cuaternarios fluvio-aluviales interiores.

Los cuaternarios fluvio-aluviales interiores se articulan en un complejo sistema de terrazas entre las que destacan por su importancia hidrogeológica la terraza actual o llanura de inundación (0-5 m sobre el río) y la terraza baja (5-10 m sobre el río). Las terrazas superiores dan acuíferos colgados, siempre de poca importancia.

Los cuaternarios de la cuenca cantábrica se caracterizan, por lo general, por un limitado desarrollo, tanto en lo que se refiere a su extensión (hasta 13 km^2, en el cuaternario de Durango) como a su espesor (la potencia media no suele superar 10 m).

Localmente, sin embargo, y en relación con la presencia de un sustrato rocoso triásico, se pueden dar potencias superiores a 30 m (Mungia). Por otro lado, predominan en ellos las facies finas. En consecuencia, las transmisividades que se obtienen suelen ser reducidas (4-10 m^2/día). El escaso espesor de cuaternario provoca que el curso superficial discurra generalmente sobre el sustrato rocoso. Este hecho, combinado con la relativa baja permeabilidad de los depósitos, impide la subordinación de estos acuíferos a los cursos de agua.

El funcionamiento de estos acuíferos es libre, si bien todos ellos presentan fenómenos locales de confinamiento. La composición de las aguas es bicarbonatada cálcica, de mineralización media. La calidad se ve afectada con frecuencia por contaminación de origen industrial (cuaternarios de Durango y Zalla).

Cuaternarios en depresiones interiores

El drenaje de estos cuaternarios se produce prácticamente en su totalidad hacia las calizas subyacentes, de manera que constituyen un área de recarga de las unidades hidrogeológicas carbonatadas a las que se encuentran asociados. Cabe destacar la potencia constatada en el cuaternario de Orduña mediante sondeos de investigación, superior a 80 m y sin que se haya cortado en ellos el muro de los depósitos cuaternarios. La explotación actual del acuífero se reduce al bombeo del manantial Santa Clara (unos 2 l/s). Si bien la potencia del cuaternario es considerable, sus características litológicas (básicamente arcillosa) impiden explotaciones de interés.

Cuaternarios coluviales y eluviales

El interés hidrogeológico de los cuaternarios coluviales es, desde el punto de vista del volumen de sus recursos y de las posibilidades de aprovechamiento, prácticamente nulo. Cabe destacar Matxitxako, con potencias máximas del orden de la decena de metros. Sin embargo, un tipo de terreno semejante puede presentar un interés relevante para la infiltración.

De forma muy general, para los acuíferos detríticos cuaternarios, puede establecerse una columna tipo para la ZNS: nivel más alto, en donde los materiales tienen un grado menor de compactación, y pueden sufrir procesos de meteorización, de modo que se suelen dar los valores más altos de porosidad eficaz, permeabilidad intrínseca y conductividad hidráulica saturada.

Formaciones acuíferas kársticas

Las formaciones acuíferas de porosidad por fractura corresponden a macizos rocosos alterados por fenómenos de meteorización y/o tectónicos. En el caso de los materiales calcáreos (calizas y dolomías) a estos fenómenos se les puede sumar los procesos de disolución-precipitación propios de la geomorfología kárstica.

Las formaciones acuíferas kársticas más importantes del territorio de Bizkaia serían: Ereñozar, Aramotz, Sopuerta, Itxina, Balmaseda-Elorrio y Arrola-Murumendi. Sus características básicas aparecen en la tabla adjunta.

Tabla A2-3. Formaciones acuíferas carbonatadas kársticas más importantes en Bizkaia (a partir de DFB, 2009)

Masa Agua Subterránea	Dominio Hidrogeológico (EVE, 1996)	Acuífero	Litología	Tipo de Acuífero	Grado (K)
Anticlinorio norte	Anticlinorio norte	**Arrola-Murumendi**	carbonatado	detrítico consolidado / kárstico *s.s.*	2 (baja)
Ereñozar	Anticlinorio norte	**Ereñozar**	carbonatado	kárstico *s.s.*	1 (alta)
Anticlinorio sur	Anticlinorio sur	**Sopuerta**	carbonatado	kárstico *s.s.*	2 (baja)
	Anticlinorio sur	**Balmaseda-Elorrio**	carbonatado	kárstico *s.s.* / detrítico no consolidado	2 (baja)
Aramotz	Anticlinorio sur	**Aramotz**	carbonatado	kárstico *s.s.*	1 (alta)
Itxina	Anticlinorio sur	**Itxina**	carbonatado	kárstico *s.s.*	2 (baja)

En el caso de este tipo de formaciones, la relación entre el relieve general y la estructura geológica tiene una gran importancia para identificar la morfología del nivel freático, que puede encontrarse a decenas de metros de profundidad. Esto requiere estudios adecuados a la escala de la investigación. No obstante, se entiende que algunos de los cortes geológicos característicos de estos acuíferos pueden ser relevantes para familiarizarse con la estructura de las formaciones geológicas acuíferas kársticas que se están tratando.

Unidad hidrogeológica Ereñozar (EVE, 1996)

Se sitúa en la zona septentrional de Bizkaia y se extiende entre Markina, Lekeitio y Gernika. Está asociada a un extenso afloramiento calizo que da lugar a una nítida alineación montañosa entre Markina y la playa de Laida.

La unidad se extiende sobre tres cuencas superficiales de importancia que son, de Oeste a Este, Oka, Lea y Artibai. En la cuenca del río Oka, los afloramientos calizos dan lugar a resaltes en el relieve de relativa importancia, entre los que se incluyen buena parte de los macizos y montes que flanquean la ría de Gernika-Mundaka en sus tramos medio y final.

La mayor parte de los materiales calizos de esta unidad pertenecen al complejo Urgoniano. Se trata, principalmente, de calizas masivas con abundante fauna fósil.

Los materiales de la zona que presentan una mayor permeabilidad son las calizas masivas urgonianas (109). En ellas se desarrollan los principales sistemas de flujo subterráneo, en cuanto a volumen de agua involucrado, que son drenados, consecuentemente, por los manantiales más caudalosos de la unidad; se trata, en todos los casos, de acuíferos kársticos bien desarrollados.

Las calizas margosas urgonianas (111) que afloran en ambos flancos del macizo de Ereñozar y en el entorno del macizo de Iluntzar en Nabarniz presentan una

permeabilidad media, que localmente puede ser relativamente elevada; al igual que en el caso anterior, el desarrollo de la permeabilidad de estos materiales se debe, fundamentalmente, a procesos de karstificación.

La recarga del conjunto de la unidad se realiza a partir de la precipitación sobre los afloramientos de calizas. Además, la escorrentía superficial que se genera en materiales escasamente permeables de su entorno recarga el medio kárstico, en gran medida, a través de sumideros puntuales bien desarrollados.

En lo que se refiere a la descarga, se realiza, fundamentalmente, a favor de manantiales que se sitúan en los límites de los relieves calizos y cuyos caudales experimentan fuertes variaciones. En la margen derecha de la ría de Gernika, en el enclave del cabo Ogoño y en la línea de costa entre la playa de Ogeia y Lekeitio existirían flujos directos hacia el mar de difícil observación. Se registran, por último, aportes directos a los ríos Lea y Artibai a su paso por la unidad.

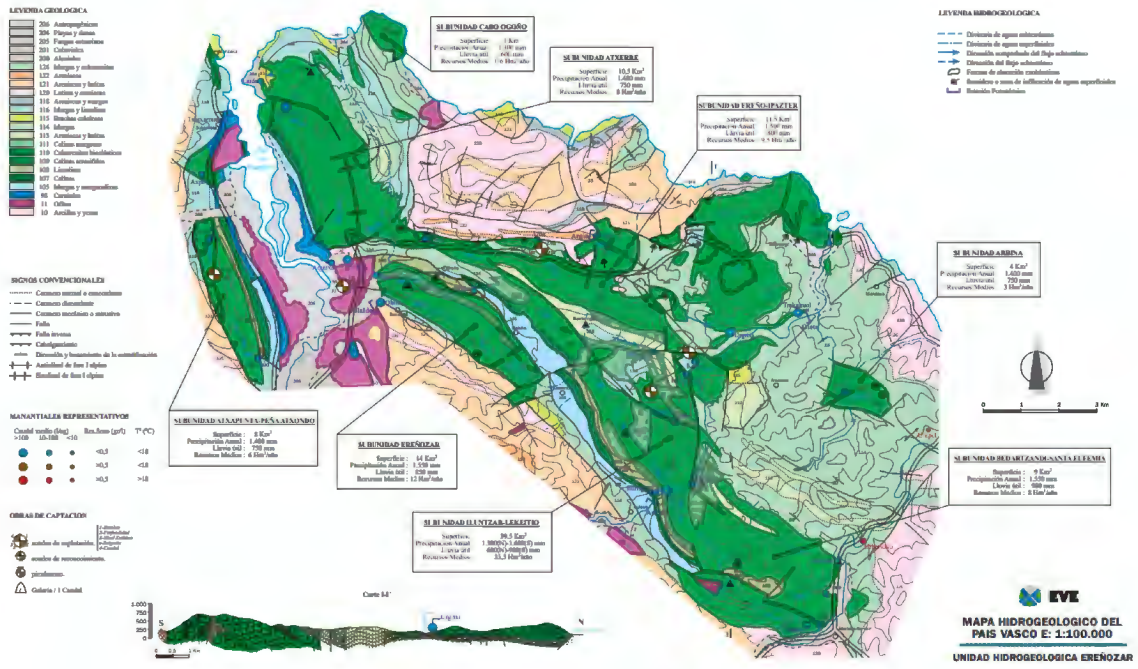


Figura A2-4. Unidad hidrogeológica Ereñozar (EVE, 1996)

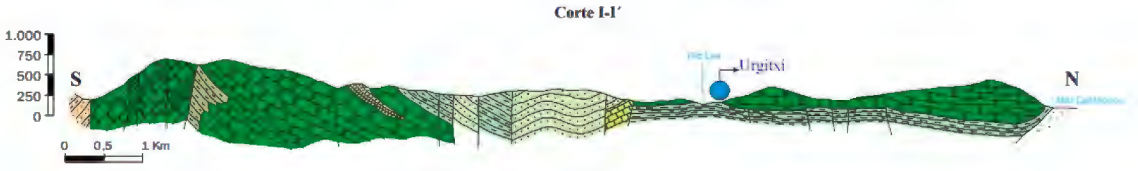


Figura A2-5. Corte representativo (sur-norte) del mapa hidrogeológico del acuífero Ereñozar (en EVE, 1996)

Unidad hidrogeológica Aramotz (EVE, 1996)

La orografía es abrupta en toda la región, con importantes desniveles. Las únicas zonas llanas se corresponden con las poco extensas llanuras aluviales asociadas a los ríos Arratia, Ibaizabal y Deba.

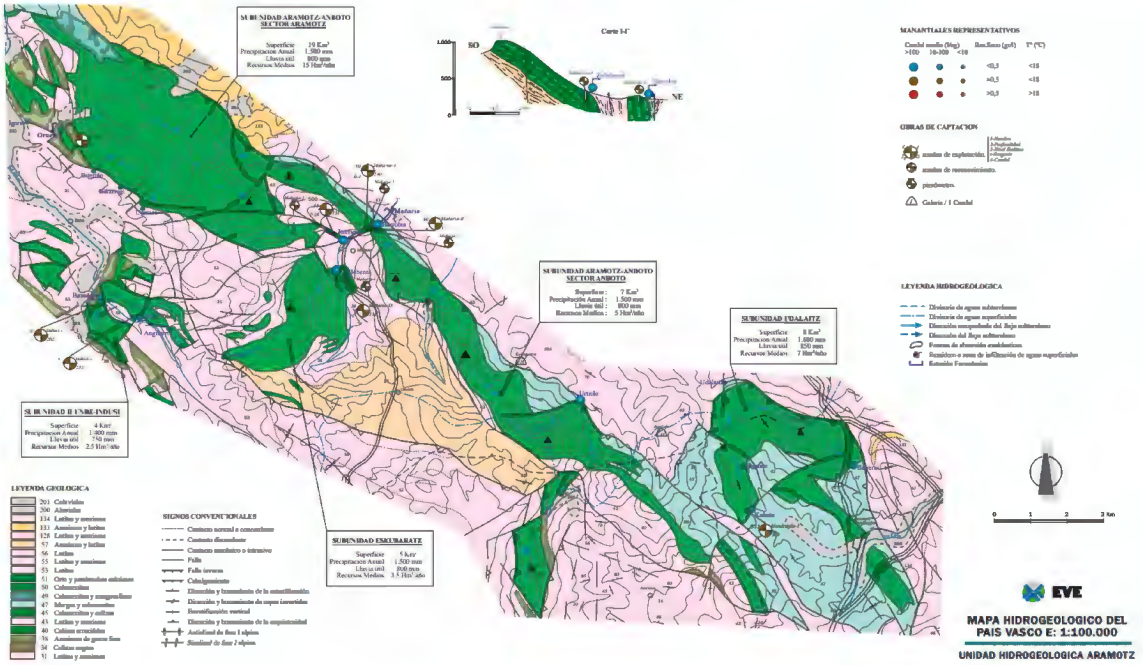


Figura A2-6. Unidad hidrogeológica Aramotz (EVE, 1996)

La mayor parte de los materiales de la unidad se ubican en el sector central de la estructura Anticlinorio de Bilbao. Los materiales más característicos de este complejo son las calizas arrecifales con rudistas y corales (40), bien representadas en todos los macizos de la unidad (Aramotz-Anboto-Udalaitz, Eskubaratz, etc.). Se presentan como grandes bancos, con bruscos tránsitos a facies terrígenas: caso de areniscas y limolitas calcáreas (38).

A la vista de las características litológicas de las distintas formaciones aflorantes en el área se consideran de permeabilidad alta las que presentan un mayor carácter carbonatado (40, 51), calcarenítico (45, 50), y de materiales sueltos (200, 201). De permeabilidad media los materiales carbonatados con presencia de terrígenos, (49). De permeabilidad baja los materiales con secuencias alternantes areniscas-lutitas (38, 57, 133) y las margas-calcarenitas (47). El resto de las formaciones (31, 43, 53, 55, 56, 128) presentan un carácter fundamentalmente lutítico, por lo cual se les considera como de muy baja permeabilidad.

La principal recarga que reciben las formaciones de mayor interés como acuífero, las calizas, es la procedente de las precipitaciones, eventualmente en forma de nieve. Esto es debido a su situación predominante en el relieve.

La descarga se produce mayoritariamente por surgencias, algunas de considerable caudal, y, en menor medida, directamente a los cursos de agua.

Unidad hidrogeológica Itxina (EVE, 1996)

Toda la unidad forma parte en la actualidad del Parque Natural del Gorbea, destacando por la espectacularidad de sus formas exo y endokársticas el Macizo de Itxina. Los materiales de esta unidad se ubican al Sur del dominio estructural Anticlinorio de Bilbao, en su enlace con el dominio estructural Plataforma Alavesa. Son materiales del Cretácico inferior.

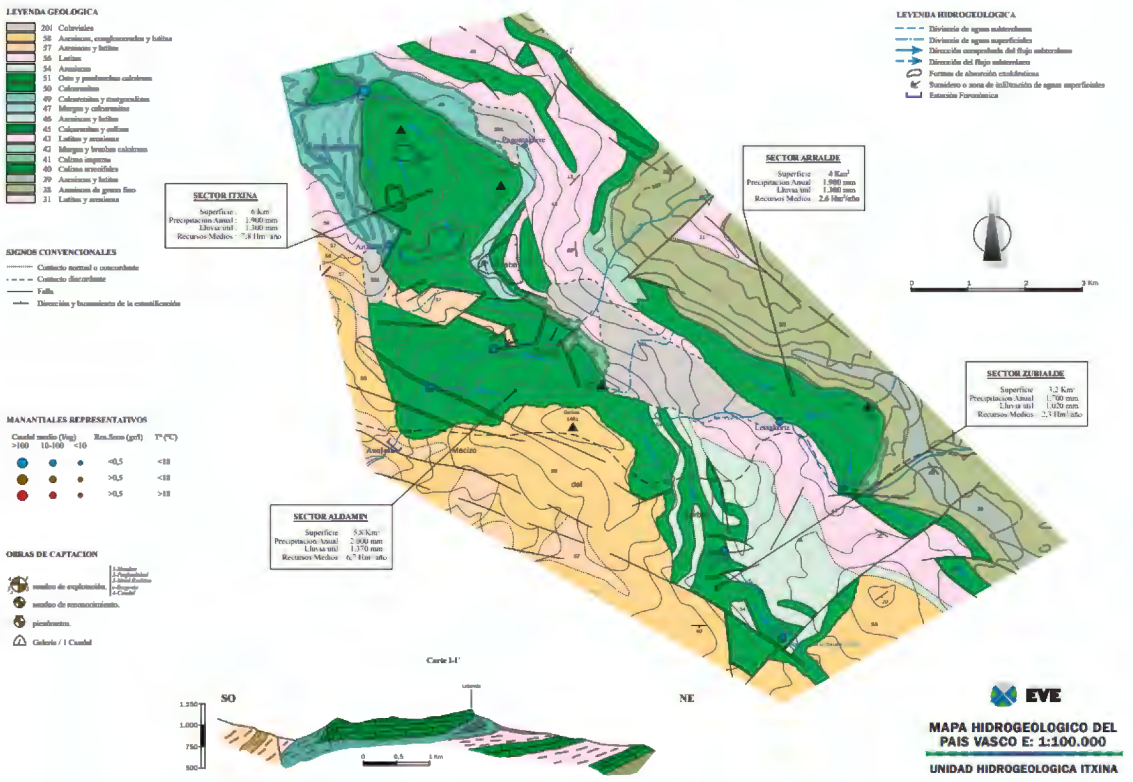


Figura A2-7. Unidad hidrogeológica Itxina (EVE, 1996)

A la vista del carácter litológico de las distintas formaciones aflorantes, se consideran de permeabilidad alta las que presentan mayor componente carbonatado (40, 51), calcarenítico, (45, 50), y los coluviales (201). De permeabilidad media los materiales carbonatados con presencia de terrígenos (41, 49), y los que tienen predominio de granulometrías gruesas (54, 58). De permeabilidad baja los materiales con secuencias alternantes areniscas-lutitas (38, 39, 46, 57), y margas-calcarenitas (42, 47). Al resto de formaciones, de carácter fundamentalmente lutítico (43, 56), se les asigna una permeabilidad muy baja.

La única recarga recibida por las formaciones de interés acuífero es la precipitación sobre los propios afloramientos, eventualmente en forma de nieve. La descarga de los materiales acuíferos se produce fundamentalmente por surgencias, algunas de ellas de considerable caudal, pero también, en menor medida, directamente a los cursos de agua que configuran la red de drenaje del área.

Formaciones acuíferas de porosidad por fractura y/o alteración

Las formaciones acuíferas de porosidad por fractura corresponden a macizos rocosos alterados por fenómenos de meteorización y/o tectónicos. Incluyen también las formaciones detríticas consolidadas (ej. areniscas). En este apartado se tienen en cuenta las formaciones rocosas a excepción de las carbonatadas karstificadas, que se han tratado en el apartado precedente.

Estas otras formaciones acuíferas más importantes a los efectos del estudio de emplazamientos de infiltración en zona no saturada de subsuelo acuífero serían los acuíferos: Jata-Sollube, Getxo-Bergara, Etxano y Oiz.

Tabla A2-4. Otras formaciones acuíferas (detríticas consolidadas y por fracturación/alteración) en Bizkaia (a partir de DFB, 2009)

Masa Agua Subterránea	Dominio Hidrogeológico (EVE, 1996)	Acuífero	Litología	Tipo de acuífero	Grado (K)
Anticlinorio norte	Anticlinorio norte	**Jata-Sollube**	detrítico	detrítico consolidado	2 (baja)
Sinclinorio de Bizkaia	Sinclinorio Oiz / Cretácico superior / complejo volcánico	**Getxo-Bergara**	mixto	detrítico no consolidado / detrítico consolidado / volcánico	2 (baja)
	Sinclinorio Oiz	**Etxano**	detrítico	detrítico mixto	2 (baja)
Oiz	Sinclinorio Oiz	**Oiz**	detrítico	detrítico mixto	1 (alta)

Los diferentes tipos litológicos se han relacionado también con los grupos hidrológicos. De acuerdo con referencias (Bradbury et al., 2000; USDA-NRCS, 2007), diferentes materiales geológicos pueden atribuirse a clases (B y C) de los grupos hidrológicos de suelos. Así, entre esta tipología de formaciones podrían llegar a ser: grupo B) cuarcitas blancas, micaesquistos plateados, gneises albíticos, y gneises; y C) areniscas rojas, filitas, cuarcitas, calcoesquistos, micacitas con granates, micaesquistos y pizarras.

Unidad hidrogeológica Oiz (EVE, 1996)

Esta unidad comprende principalmente el entorno más próximo al monte Oiz, extendiéndose hacia el NO hasta Amorebieta. Incluye en su descripción materiales del Dominio Hidrogeológico Cretácico superior.

De los materiales aflorantes en el área de la unidad, son las areniscas y microconglomerados (158, 159) los que presentan permeabilidad alta y constituyen los acuíferos principales. Los materiales carbonatados (161), situados en el núcleo del sinclinal de Garai, alcanzan también permeabilidad localmente alta, aunque su implicación en el funcionamiento de la unidad es menos relevante. Esto último es también de aplicación a los depósitos cuaternarios (200, 201), de permeabilidad alta.

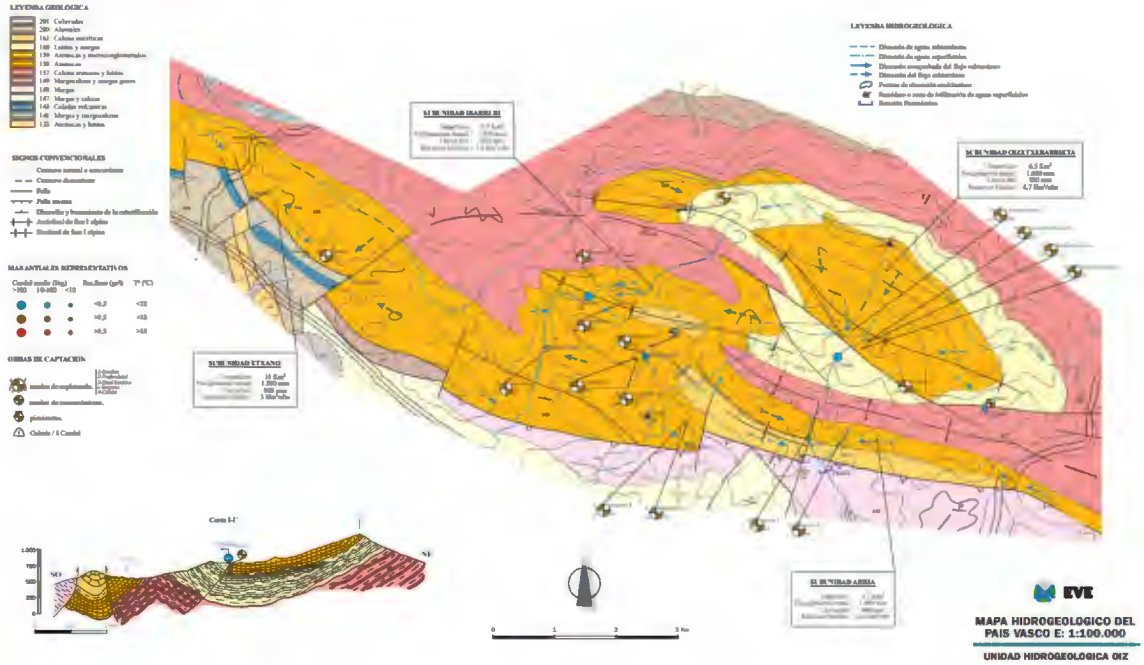


Figura A2-8. Unidad hidrogeológica Oiz (EVE, 1996)

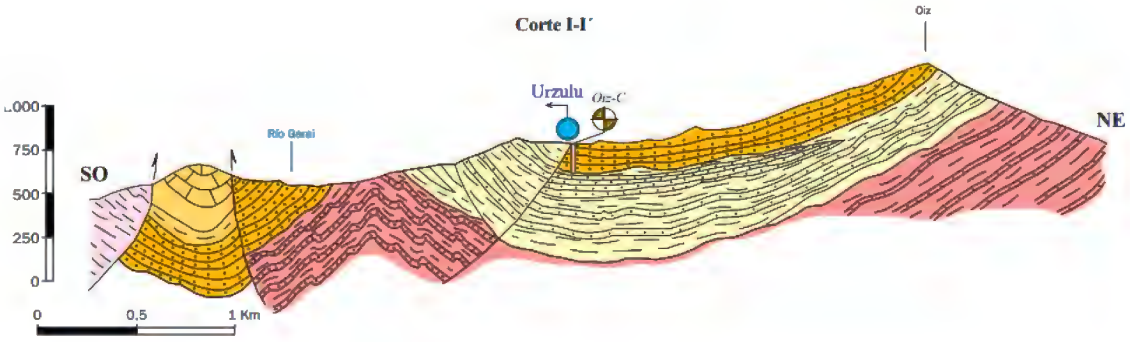


Figura A2-9. Corte representativo del mapa hidrogeológico del acuífero Oiz (EVE, 1996)

La porosidad primaria de las areniscas y microconglomerados es prácticamente nula. Son los procesos de meteorización a través de fracturas y discontinuidades los que provocan un lixiviado del cemento calcáreo y originan una porosidad secundaria importante. En muchas ocasiones la trama detrítica permanece en el medio, mientras en otras ha sido evacuada a través de auténticos conductos kársticos. Así, se configura una tipología de acuífero que ha recibido la denominación de detrítico mixto donde confluyen un comportamiento de medio detrítico poroso típico y otro de tipología kárstica con circulación asociada a conductos. En el caso de los materiales carbonatados que componen el sinclinal de Garai la porosidad es también mayoritariamente secundaria, desarrollada por fracturación y karstificación.

El drenaje de la unidad se dirige, mayoritariamente, hacia la cuenca del Ibaizabal a favor de los arroyos Arria y Orobios.

Permeabilidades de las formaciones acuíferas

Los mapas de permeabilidad se realizan a partir de la cartografía de unidades litoestratigráficas, que son unidades que combinan aspectos litológicos y cronológicos, que por la experiencia se observa que tienen comportamientos relativamente homogéneos en términos de permeabilidad. De hecho, se establece habitualmente la correlación entre unidades litoestratigráficas y permeabilidades.

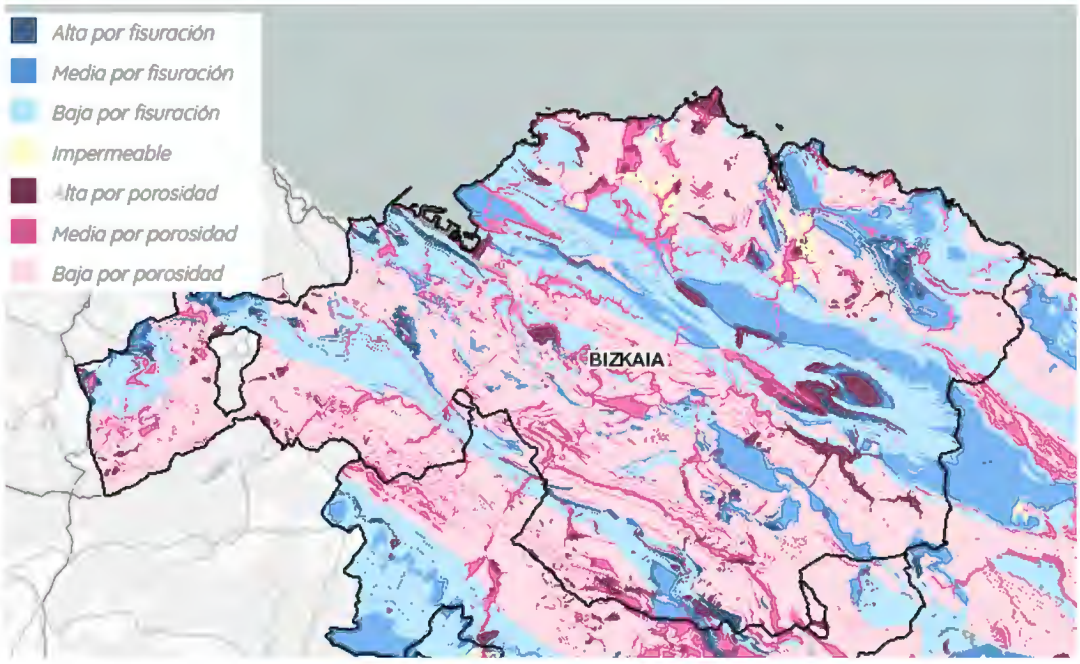


Figura A2-10. Mapa de permeabilidades, zona Bizkaia (GeoEuskadi, 2023)

El mapa de permeabilidades en la zona de Bizkaia facilita una interpretación hidrogeológica del subsuelo acuífero aflorante (zona no saturada). Se observa, en primer lugar, la dominancia de la estructura regional noroeste-sureste (NO-SE). Por entidad, destacan las formaciones kársticas (fisuradas y solubles) en litología carbonatada, alternando afloramientos con gran dispersión en valores de permeabilidad.

Como segundo grupo de formaciones con más presencia estarían las litologías detríticas, con rangos de permeabilidad entre baja y media, en las que se encuentran las formaciones cuaternarias (aluviales), que pueden tener un particular interés. Sin embargo, estas formaciones han sido históricamente objeto de ocupación masiva por la trama urbana y viaria del territorio. De ahí que en la actualidad resulte más complicada su investigación.

Para estos casos se sugiere que en el estudio previo del emplazamiento se revisen también las cartografías geológicas históricas, por ejemplo, el Mapa Petrográfico de Vizcaya (Adán de Yarza, 1900). Este tipo de información cartográfica está disponible en: https://www.ehu.eus/es/web/geologia/mapa-geologikoen-galeria

ANEXO 3. ENSAYOS DE CAMPO PARA DETERMINAR TASAS DE INFILTRACIÓN

Prueba de percolación de pozo (por ejemplo, Prueba 750 de California; EPA de EE. UU., 1980): **Método de prueba de campo desarrollado originalmente para dimensionar sistemas sépticos que implica la instalación de un pozo de pequeño diámetro (por ejemplo, 6 pulgadas) y un revestimiento (por ejemplo, tubería ranurada o pantalla de pozo), llenado con agua limpia, y el registro de mediciones durante un período de carga constante y vaciado.**

Ventajas	Desventajas	Aplicabilidad
• Prueba de corta duración (mínimo de 1hora, máximo de 1,5horas). • Bajo coste y relativamente fácil de aplicar. • Se pueden realizar varias pruebas al mismo tiempo. • Evaluación preliminar cuando se realiza junto con correlaciones de distribución granulométrica. • Puede analizar el material en profundidad sin excavar.	• Satura una pequeña cantidad de suelo en el lugar de la prueba (es decir, a pequeña escala). • Pueden ser necesarios varios sondeos en zonas con suelos variables. • Mide la tasa de infiltración a corto plazo; es necesario aplicar factores de corrección para las tasas de infiltración a largo plazo (diseño). • No funciona bien en zonas con sedimentos de grano fino intercalados y/o cambios en la conductividad hidráulica por debajo de la zona analizada • Puede subestimar la tasa de infiltración cuando el proceso de perforación crea un efecto de piel en la perforación (es decir, manchas en las paredes laterales).	Diseño de técnicas de infiltración

Prueba piloto de infiltración a gran escala (PIT): **Método de prueba de campo que mediante zanja con una superficie de fondo de aproximadamente 10 m2. Consiste en realizar un ensayo de carga constante con medición de nivel y de vaciado.**

Ventajas	Desventajas	Aplicabilidad
• Prueba a mayor escala que reduce el error de escala asociado a la heterogeneidad de los emplazamientos. • Periodo de infiltración suficiente para promover un remojo previo adecuado del suelo y una tasa de infiltración estabilizada.	• Requiere mucho más esfuerzo, tiempo y espacio que las pruebas de infiltración a pequeña escala prueba de percolación en pozo o infiltrómetro de doble anillo). • Limitaciones logísticas (por ejemplo, poca o ninguna agua para las pruebas, profundidad del sistema de infiltración propuesto, difícil acceso, etc.). • Difícil proporcionar una fuente de agua para mantener una altura suficiente en arenas y gravas permeables.	• Diseño de técnicas de infiltración • Zonas dispersión con alta carga hidráulica

PIT a pequeña escala: **Método de ensayo sobre el terreno que implica un pozo de ensayo excavado con una superficie de fondo de aproximadamente 12 a 32 pies cuadrados. Consiste en llenarla con agua limpia y medir el nivel del agua durante un periodo de altura y descenso constantes.**

Ventajas	Desventajas	Aplicabilidad
• Reduce el coste y el tiempo de prueba en comparación con el método PIT a gran escala • Factible en lugares con altos índices de infiltración (lo que dificulta el método PIT a gran escala). • Periodo de infiltración suficiente para promover un remojo previo adecuado del suelo y una tasa de infiltración estabilizada.	• Sólo aplicable a pequeñas áreas contribuyentes (< 1 acre) o para BMP de infiltración que sirvan a pequeñas áreas contribuyentes o estén muy dispersas. • Requiere más esfuerzo, tiempo y espacio que las pruebas de infiltración a pequeña escala (prueba de percolación en pozo o infiltrómetro de doble anillo). • Limitaciones logísticas (por ejemplo, poca o ninguna agua para las pruebas, profundidad del sistema de infiltración propuesto, difícil acceso, etc.). • Difícil proporcionar una fuente de agua para mantener una altura suficiente en arenas y gravas permeables	• Diseño de técnicas de infiltración con cargas hidráulicas relativamente bajas. • Lugares con alta tasa de infiltración y características uniformes del subsuelo

Prueba del infiltrómetro de anillo único: **Método de ensayo sobre el terreno que consiste en introducir un anillo de plástico o metal en el suelo y medir el nivel de agua a carga constante**

Ventajas	Desventajas	Aplicabilidad
• Prueba a pequeña escala. • Compatible con sistemas de evacuación subterránea no estándar. • Puede utilizarse para verificar que los índices de infiltración utilizados para el diseño no se han reducido significativamente debido a la compactación.	• Aumento de los errores de escala en comparación con otros métodos de ensayo. • Mide la velocidad de infiltración cerca de la superficie del suelo. • Influencia de la heterogeneidad del emplazamiento: los resultados pueden variar mucho dentro de un mismo emplazamiento. • Una mala conexión entre la pared del anillo en el suelo puede causar una fuga de agua a lo largo de la pared anular; puede sobrestimar la tasa de infiltración en estos casos. • Sólo satura una pequeña cantidad de suelo en el lugar de la prueba. • No funciona bien en zonas con sedimentos de grano fino intercalados y/o cambios en la conductividad hidráulica por debajo de la zona analizada; en estos casos puede sobreestimar la tasa de infiltración.	• Diseño de cuneta vegetada • Diseño de estanques de retención. • Diseño de técnicas de infiltración.

Prueba del infiltrómetro de doble anillo (ASTM D3385-88): **Método de ensayo de campo que se desarrolló originalmente para medios de infiltración de conductividad hidráulica relativamente baja que implica dos anillos de plástico o metal y la recopilación de mediciones durante un período de carga constante**

Ventajas	Desventajas	Aplicabilidad
• Prueba a escala relativamente pequeña. • Aparato relativamente barato y fácil de montar. • Minimiza el error asociado al método del infiltrómetro de anillo único porque el nivel de agua en el anillo exterior fuerza la infiltración vertical del agua en el anillo interior. • Puede funcionar bien como evaluación preliminar cuando se realiza junto con correlaciones de distribución granulométrica.	• Una conexión deficiente entre la pared anular y el suelo puede provocar una fuga de agua a lo largo de la pared anular; en estos casos puede sobrestimarse la tasa de infiltración. • Sólo satura una pequeña cantidad de suelo en el lugar de la prueba. • Mide la velocidad de infiltración en la superficie del suelo. • No proporciona una medida precisa de la conductividad hidráulica vertical saturada. • Solo mide la tasa de infiltración a corto plazo; es necesario aplicar factores de corrección para las tasas de infiltración a largo plazo (diseño). • No funciona bien en zonas con sedimentos intercalados de grano fino y/o cambios en la conductividad hidráulica por debajo de la zona sometida a prueba; en estos casos puede sobreestimar la tasa de infiltración	• Diseño de cunetas vegetadas • Diseño de estanques de retención. • Diseño de técnicas de infiltración.

Prueba de carga variable descendente de la EPA de EE.UU: **Método de ensayo sobre el terreno realizado a través de tubos de diversas longitudes y diámetros colocados en fosas excavadas por una retroexcavadora o a través del revestimiento de una perforadora de barrena helicoidal hueca**

Ventajas	Desventajas	Aplicabilidad
• Las pruebas son fáciles de realizar.	• Variación significativa de los resultados en función de la longitud del tubo vertical y de la configuración del aparato de ensayo • Flujos tridimensionales	• Diseño de técnicas de infiltración • Utilización en combinación con otros métodos de ensayo descritos anteriormente

Clasificación de suelos basada en pruebas de laboratorio (antes ASTM D2487-90, ahora ASTM D2487-11): **Método de ensayo de laboratorio que clasifica los suelos en categorías basadas en las características granulométricas, el límite líquido y el índice de plasticidad.**

Ventajas	Desventajas	Aplicabilidad
• Análisis de laboratorio sencillos y rentables.	• No tiene en cuenta las características del suelo in situ, como la densidad y la estratificación, que afectan a la conductividad hidráulica. • La correlación entre el tipo de suelo y la infiltración es muy variable según las referencias	• Adecuación inicial del emplazamiento para las técnicas de infiltración.

Método de análisis del tamaño del grano del suelo (Massmann, 2008): **Método de ensayo de laboratorio que estima la conductividad hidráulica saturada inicial utilizando la relación establecida con la granulometría.**

Ventajas	Desventajas	Aplicabilidad
• Se utiliza en lugar de la medición in situ cuando está permitido. • Correlaciones bien documentadas entre el tamaño del grano y la conductividad hidráulica saturada.	• No aborda las características in situ del suelo, como la densidad y la estratificación, que afectan a la conductividad hidráulica. • La ecuación empírica supone una compactación mínima; debe ajustarse si los suelos están sobreconsolidados o compactados por el avance glaciar o debido a la maquinaria pesada. • Menor precisión que las mediciones de campo in situ.	• Diseño de técnicas de infiltración para emplazamientos con suelos no consolidados por el avance glaciar.

Prueba de inundación de cunetas: **Método de ensayo sobre el terreno que consiste en llenar una cuneta con agua limpia hasta que alcance 15 cm de profundidad y, a continuación, cronometrar el tiempo de vaciado**

Ventajas	Desventajas	Aplicabilidad
• Verificación posterior a la construcción para garantizar que el canal se ha diseñado y construido correctamente.	• Hay que esperar a que la vegetación se haya establecido. • Requiere una conexión de hidrante o un camión cisterna. • No se indica la longitud máxima de la prueba. • Requiere una nueva visita para comprobar que la ciénaga se ha drenado completamente en un plazo de 72 horas	• Verificación posterior a la construcción del tiempo de vaciado y el rendimiento de una cuneta vegetada

Prueba de inundación de estanque: **Método de ensayo sobre el terreno que consiste en llenar un estanque con agua limpia hasta que alcance la profundidad operativa (es decir, hasta el correaguas del primer elemento de regulación y, a continuación, cronometrar el tiempo de vaciado**

Ventajas	Desventajas	Aplicabilidad
• Verificación posterior a la construcción para garantizar que el estanque se ha diseñado y construido correctamente.	• Hay que esperar a que la vegetación se haya establecido. • Requiere una conexión de hidrante o un camión cisterna. • Puede ser necesario ponerse en contacto con la empresa local de suministro de agua (en el caso de estanques grandes) para asegurarse de que no se interrumpe el servicio de agua. • No se indica la longitud máxima de la prueba. • Algunos estanques son demasiado grandes para que esta prueba resulte práctica.	• Verificación posterior a la construcción del tiempo de vaciado y la capacidad de infiltración de un estanque o balsa de infiltración

PROCEDIMIENTO DE ENSAYO IN SITU DE PERMEABILIDAD EN ZANJA (BRE DIGEST 365)

El procedimiento está basado en la publicación británica BRE Digest 365 "Soakaway Design" Revised 2016, como uno de los procedimientos más habituales por su simplicidad y coste.

A grandes rasgos, consiste en excavar una zanja de unas dimensiones conocidas que se llenará de agua en tres ocasiones. Se medirán los tiempos del descenso de nivel de agua en la zanja, y a partir de los mismos se podrá estimar el valor de la permeabilidad del terreno en esa localización.

Para realizar el ensayo se seguirán los siguientes pasos: 1) excavación, 2) llenado de zanja, 3) toma de medidas. Finalmente se realizarán los cálculos pertinentes.

Excavación: las dimensiones de la excavación dependerán de las circunstancias particulares de cada caso y en especial de la estructura de infiltración a implementar. La profundidad del ensayo se adaptará en función de la profundidad de la estructura proyectada. Habitualmente, esta suele establecerse 1 m o 1,50 m por debajo del punto de entrada del agua, siendo habitual una profundidad de 1,50 m con un llenado de zanja de hasta 1 m. La excavación se llevará a cabo de forma que las paredes sean lo más verticales posible, formando una zanja de sección rectangular. Antes del llenado de la zanja se han de tomar medidas precisas de sus dimensiones, realizándose siempre desde fuera de la zanja por razones de seguridad.

Figura A3-1. Toma de medidas durante un ensayo de permeabilidad

Llenado de la zanja: se llenará de agua hasta 1 m o hasta la altura de agua requerida según la infraestructura a implantar. El llenado de la excavación debe ser rápido, pero realizado con cuidado de no provocar el colapso de las paredes de la excavación. Es muy recomendable tomar fotos de la zanja antes y después del llenado.

Toma de medidas: se contabilizarán los tiempos de vaciado a partir del momento de llenado. Para ello se anotarán los tiempos y el calado existente en la zanja obteniendo una curva como la representada en el gráfico de la figura A3-2.

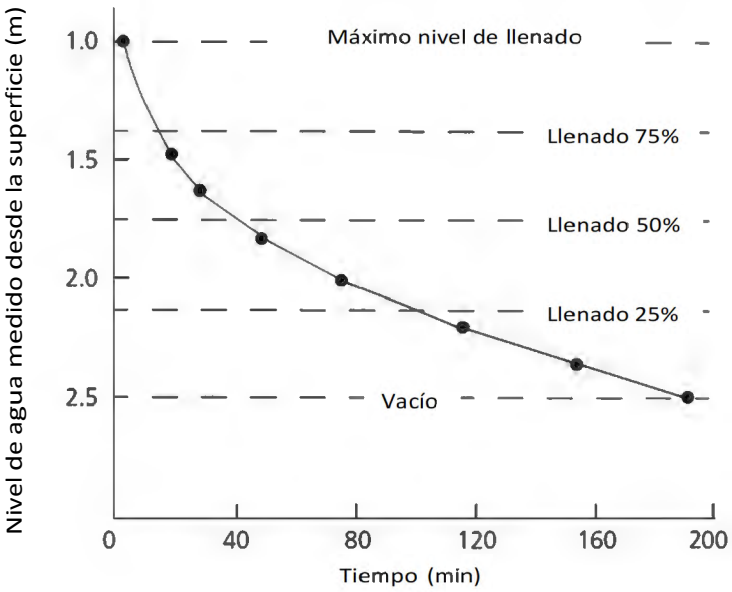


Figura A3-2. Ejemplo de curva de infiltración (adaptado de BRE, 2017)

Los intervalos temporales de toma de medidas deben adaptarse según el tipo de suelo (más espaciamiento para permeabilidades bajas, menos espaciamiento para suelos permeables) y además pueden variarse durante el ensayo de modo que se registren descensos de calado significativos. Por ello, deben ser más cortos al principio, con al menos una toma de tiempo por cada descenso de 5 cm, y más largos si el vaciado tarda más de 30 minutos. Además, se deberán tomar los tiempos relativos a los calados de agua correspondientes al 75 % y 25 % de la altura de agua inicial (h0). La curva obtenida permitirá obtener los valores de permeabilidad del terreno.

Durante el ensayo es importante registrar y dejar constancia de todas las incidencias que puedan ocurrir:

- Lluvia. En caso de que llueva durante la ejecución del ensayo, ha de quedar registro en el informe del ensayo, y se anotará el momento en que la zanja se vacía tras la lluvia. Una vez esto ocurra, se repetirá el ensayo.

- Anomalía en el terreno adyacente. Si durante el trascurso del ensayo se produjese alguna anomalía en el terreno adyacente al ensayo, también se ha de dejar constancia en las anotaciones de campo.

- Otros. Adicionalmente debe dejarse constancia en el registro de campo del colapso de los taludes de la zanja, surgimiento de agua subterránea o cualquier otra circunstancia que pudiese tener impacto en los resultados obtenidos.

Por todo ello es importante realizar una adecuada preparación del ensayo que incluya la elaboración de plantillas que faciliten tanto la toma de datos, como el registro de todas las incidencias que puedan ocurrir durante el ensayo.

Cálculos: a partir de la curva de datos obtenida en campo, el valor de la permeabilidad se obtendrá con la siguiente fórmula:

$$k_{sat} = \frac{V_{P75-25}}{a_{P50} \cdot t_{P75-25}}$$

Donde:

k = permeabilidad del terreno ensayado (m/s)
VP_{75-25} = Volumen de almacenamiento entre el 75 % y el 25 % de la profundidad de excavación
AP_{50} = Superficie mojada del 50 % de la profundidad de la excavación que se llena de agua, incluyendo el agua de base (m^3)
TP_{75-25}: Tiempo de vaciado entre el 75 % al 25 % de la profundidad de la excavación que se llena de agua (s).

El resultado para cada zanja será el de menor permeabilidad. Como norma general, para el conjunto del ámbito se tomará el valor de permeabilidad más bajo de los obtenidos en todos los ensayos realizados, aunque podría justificarse no hacerlo así por motivos particulares del diseño.

Como criterio adicional de seguridad, al valor de permeabilidad obtenido en campo se le aplicará un factor de seguridad que minore la velocidad de infiltración, siendo habitual aplicar factores superiores a 1,5. De este modo, el valor de la permeabilidad para el proyecto se obtendrá como:

$$\text{Kproyecto} = \text{Kensayo}/\text{FS}$$

Ensayos de campo in situ de infiltración (Percolation T-test P-test) - EPA-Ireland

Según estas referencias se pueden desarrollar dos variantes del ensayo de infiltración: la prueba T y la prueba P. Estas pruebas están originalmente diseñadas para conocer la capacidad de infiltración de un terreno de cara a la aplicación en el caso de pequeños sistemas de depuración. Véase, por ejemplo, la referencia: "Code of Practice. Domestic Wastewater Treatment Systems" (EPA-Ireland, 2021).

La prueba T se utiliza para comprobar la idoneidad del subsuelo a profundidades superiores a 400 mm por debajo del nivel de superficie. La prueba P se realiza a nivel de superficie, cuando existen factores limitantes, como un nivel freático alto (debe medirse en su máximo estacionario) o un lecho de roca a poca profundidad, o cuando el resultado de la prueba T está fuera del rango aceptable: >50 para los efluentes de fosas sépticas; >75 para los efluentes de tratamiento secundario, pero es inferior a 90.

Aunque el suelo estudiado obtenga buenos valores de infiltración, para poder considerar el terreno apto para la instalación de la zanja o pozo, se recomienda realizar análisis del perfil del terreno y validar con la administración competente en la materia los resultados de estas pruebas. Para un sistema de infiltración de una vivienda aislada, el suelo se debería examinar en, al menos, 3 ubicaciones diferentes dentro de la zona de infiltración propuesta. En relación con los modelos del terreno que se están contemplando, la prueba T, con una profundidad superior a los 4 metros, sería apta para los casos en que la infiltración se prevea conjuntamente sobre el suelo/subsuelo o sobre el subsuelo acuífero directamente. Por el contrario, la prueba P, de menor profundidad, sería adecuada para el ensayo de infiltración en suelo.

1.- PRUEBAS T

La prueba T se utiliza para comprobar la idoneidad del suelo/subsuelo (a más de 4 metros de profundidad), por debajo de la tubería de infiltración, para transmitir hidráulicamente el efluente tratado.

La profundidad exacta a la que se situará la tubería de infiltración dependerá de la profundidad de la capa de suelo en esa zona, pero siempre se situará a una distancia mínima por debajo del nivel de la superficie del terreno para proporcionar una protección adecuada y garantizar la descarga en la capa del subsuelo. El proyectista de la técnica de infiltración decidirá la profundidad a la que se situará la tubería de infiltración, basándose en una inspección visual y una cata del terreno. Esta decisión determinará la profundidad de la excavación a realizar para desarrollar la prueba T, que debe de ser 40 cm por debajo de la generatriz inferior de la tubería de infiltración.

Debe realizarse una prueba T en todos los lugares en los que la profundidad hasta el lecho de roca o el nivel freático lo permita, ya que, si la prueba T es superior a 90 minutos/25mm, independientemente del resultado de la prueba P, el lugar NO es apto para el vertido del efluente por infiltración al suelo, ya que se producirá un estancamiento debido a su impermeabilidad (o a la existencia de un lecho de roca).

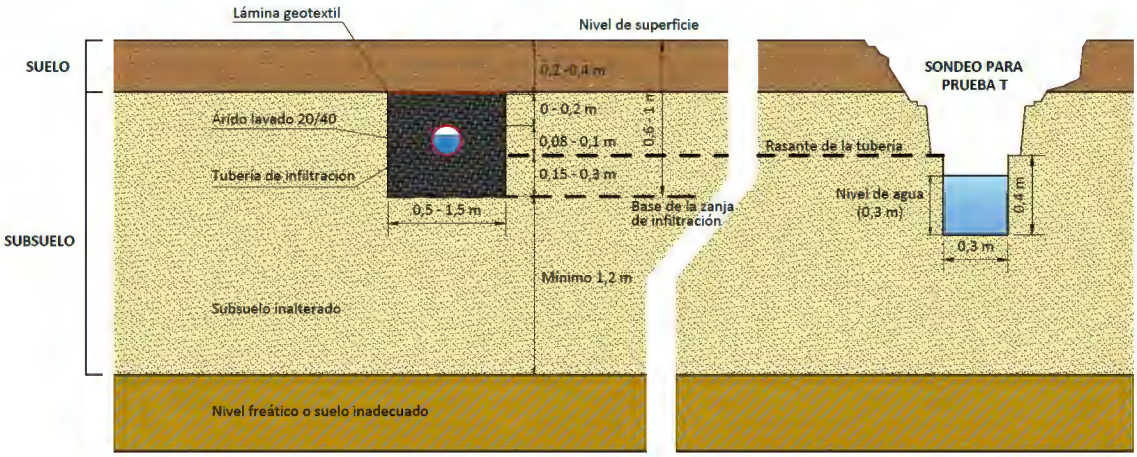


Figura A3-3. Sección transversal de una prueba T (adaptado de EPA-IRELAND, 2009)

Procedimiento

La parte superior de los sondeos de la prueba en T debe estar a la misma profundidad que la parte inferior del sistema de infiltración propuesto (zanjas o lechos).

- **Paso 1:** Se excavan tres sondeos de prueba adyacentes a la zona de infiltración propuesta, pero no en ella. Cada hueco excavado debe tener 300 mm × 300 mm, en planta y 400 mm de profundidad por debajo de la rasante, o generatriz inferior, de la tubería de infiltración (figura A3-3). Las dimensiones de los sondeos deben anotarse en un formulario de caracterización del emplazamiento.

El fondo y los lados del hueco excavado deben rascarse con un cuchillo o un cepillo de alambre para eliminar cualquier superficie de suelo compactada y dejar al descubierto la superficie natural del suelo. Cambios en las dimensiones del sondeo afectarán a la validez de los resultados del ensayo.

- **Paso 2:** Cada sondeo de prueba debe ser completamente empapado de 4 a 24 horas antes del inicio de la prueba de infiltración, vertiendo cuidadosamente agua limpia en el mismo para para llenarlo hasta la altura total de 400 mm.

  Se dejará que el agua se filtre por completo (o en la medida de lo posible, en el caso de los subsuelos de drenaje más lento) y, a continuación, se volverá a llenar hasta los 400 mm esa misma noche y se dejará que se filtre durante la noche antes de proceder al paso 3 (el inicio del ensayo) a la mañana siguiente.

  Si el agua del sondeo se filtra completamente en menos de menos de 10 minutos, se debe repetir el llenado previo inmediatamente antes de pasar a la etapa 3.

Figura A3-4. Ejemplo de sondeo/excavación para la realización de una prueba T

- **Paso 3:** Una vez que el sondeo ha sido empapado (paso 2), se rellena de nuevo hasta la altura total de 400 mm. Se anota la hora de llenado del volumen de control. Hay que dejar que el agua descienda hasta el nivel de 300 mm y anotar el tiempo (tabla A3-1).

Tabla A3-1. Propuesta de toma de datos de la prueba T en su paso 3

Sondeo de prueba número:	1	2	3
Fecha			
Hora de llenado hasta 400 mm			
Hora de descenso a 300 mm			
Tiempo de descenso de 100 mm (T_{100})			
Media de T_{100}			

Llegados a este punto, se pueden producir tres escenarios posibles:

- **Escenario 1:** Si el descenso desde el nivel de 400 mm hasta el de 300 mm es superior a 5 horas, significa que el valor T será superior a 90. El ensayo se da por finalizado y se puede concluir que el sitio NO ES ADECUADO para la descarga de ningún tipo de efluente.

- **Escenario 2:** Si el descenso es menor o igual a 210 minutos (3,5 horas) entonces la prueba debe continuar utilizando el Método Estándar (paso 4).

- **Escenario 3:** Si el descenso es superior a 210 minutos, la prueba debe continuar utilizando el método modificado (paso 5). Este método de ensayo sólo debe utilizarse en lugares que tengan subsuelos con características de infiltración lenta.

- **Paso 4: Método Estándar –** Se deja bajar el calado de agua hasta el nivel de 200 mm, registrando los tiempos a 300 mm y a 200 mm. Se calcula el tiempo de descenso de los 100 mm (Δt). A continuación, se vuelve a llenar el agujero hasta el nivel de 300 mm y se registra el tiempo para que el nivel de agua descienda hasta los 200 mm y se calcula Δt (Tabla A3-2). A continuación, el agujero debe volver a llenarse una vez más y se registra el tiempo para que el nivel de agua nivel de agua baje a 200 mm y se calcule Δt.

  En total se realizan tres pruebas en el sondeo y el volumen de control se rellena dos veces. Se calcula el promedio de Δt para el sondeo. La media de Δt se divide por 4 (ya que la "unidad de medida" es minutos/25 mm), lo que da un valor prueba T para ese sondeo.

  Este procedimiento se repite en cada uno de los sondeos de prueba. Los valores T de cada sondeo se suman y se dividen por 3 para obtener un **valor T global del emplazamiento**.

Tabla A3-2. Propuesta de toma de datos pata el método estándar (T_{100} < 210 min)

Sondeo prueba número	**1**			**2**			**3**		
Llenado número	Hora a 300 mm (inicio)	Hora a 200 mm (final)	Δt (min.)	Hora a 300 mm (inicio)	Hora a 200 mm (final)	Δt (min.)	Hora a 300 mm (inicio)	Hora a 200 mm (final)	Δt (min)
1									
2									
3									
Δt medio				**Δt medio**			**Δt medio**		
Media de Δt/4 (min/25 mm)				**Media de Δt/4 (min/25 mm)**			**Media de Δt/4 (min/25 mm)**		
Resultado de la prueba T Valor medio de los 3 sondeos				**(min/25 mm)**					

- **Paso 5: Método Modificado -** Se deja descender el nivel de agua hasta 100 mm, registrando las horas en los niveles 250 mm, 200 mm, 150 mm y 100 mm (Tm) (Tabla A3-3). El factor de tiempo (Tf) se divide entonces por el tiempo registrado para cada una de las medidas, para obtener una conductividad hidráulica modificada (Kfs). El valor de infiltración equivalente (valor T) se calcula entonces dividiendo 4,45 entre Kfs. Se toma la media de los cuatro valores de 300 mm a 100 mm. Esta operación se repite para cada sondeo de pruebas y los valores T de cada sondeo se suman y se dividen por 3 para obtener el valor T global del emplazamiento.

Tabla A3-3. Propuesta de toma de datos para el método modificado (T_{100} > 210 min).

Sondeo de prueba número	**1**				**2**				**3**			
Vaciado del sondeo	Factor tiempo (T_f)	Tiempo de descenso (minutos) Td	K_{fs} - Tf/Td	T = 4,45/ Kfs	Factor tiempo (Tf)	Tiempo de descenso (minutos) Td	K_{fs} - Tf/Td	T = 4,45/ Kfs	Factor tiempo (Tf)	Tiempo de descenso (minutos) Td	K_{fs} - Tf/Td	T = 4,45/Kfs
300-250	8,1				8,1				8,1			
250-200	9,7				9,7				9,7			
200-150	11,9				11,9				11,9			
150-100	14,1				14,1				14,1			
	Valor de T medio (t_1) (sondeo nº1)				**Valor de T (t_2) (sondeo nº2)**				**Valor de T (t_3) (sondeo nº3)**			
Resultado de la prueba T					**(min/25 mm)**							

Resultados

- Una posible zona de infiltración **CUYO VALOR T SEA INFERIOR A 3 O SUPERIOR A 50 NO ES UNA ZONA APTA** como zona de infiltración para un sistema de decantación-digestión (fosa séptica o tanque Imhoff). Sí pueden ser válidos para un efluente tratado hasta un secundario o un tratamiento más riguroso.

- **LOS EFLUENTES TRATADOS EN UNIDADES DE DECANTACIÓN-DIGESTIÓN SOLO PUEDEN INFILTRARSE EN TERRENOS CON VALORES DE PRUEBA T MAYORES DE 3 E INFERIORES A 50 MIN/25 MM.**

- Sin embargo, si el valor **T ES SUPERIOR A 50 E INFERIOR O IGUAL A 75, EL TERRENO ES APTO PUEDE UTILIZARSE COMO MEDIO PARA INFILTRAR AGUAS RESIDUALES TRATADAS HASTA UN NIVEL SECUNDARIO;** el terreno actuaría como un afino.

- Los valores **T SUPERIORES A 90 INDICAN QUE EL LUGAR NO ES APTO PARA EL VERTIDO AL TERRENO**, independientemente del resultado de la prueba P, por lo que la única opción disponible es verter a las aguas superficiales de acuerdo con la autorización de vertido correspondiente.

2.- PRUEBAS P

La prueba P se lleva a cabo a nivel superficial para establecer un valor de infiltración para los suelos que se están considerando una zona de infiltración con montículos o un filtro que vierta en la superficie del suelo.

Por lo tanto, será necesaria una prueba P cuando la prueba T muestra que el lugar no es adecuado para infiltrar el efluente (p. ej. un nivel freático alto, un lecho de roca poco profundo, o valores 50 ≤ T ≤ 90) y se está considerando un sistema de tratamiento alternativo que descargaría el efluente en superficie.

Procedimiento

Para establecer el valor de infiltración de los sistemas de infiltración y determinar la ruta de descarga del efluente tratado cuando existe un subsuelo poco profundo, se requiere una modificación de la prueba de infiltración descrita anteriormente.

La modificación afecta a la profundidad del sondeo de prueba, ya que el sondeo de prueba se excava 400 mm por debajo de la superficie del suelo y no de la rasante de la tubería de infiltración. Con esta modificación, el procedimiento y resultados son los mismos que para la prueba T descrita anteriormente, salvo que los resultados de la prueba P se expresan como valores P. La figura A3-5 ilustra la sección transversal de los sondeos de prueba y el trazado de infiltración propuesto.

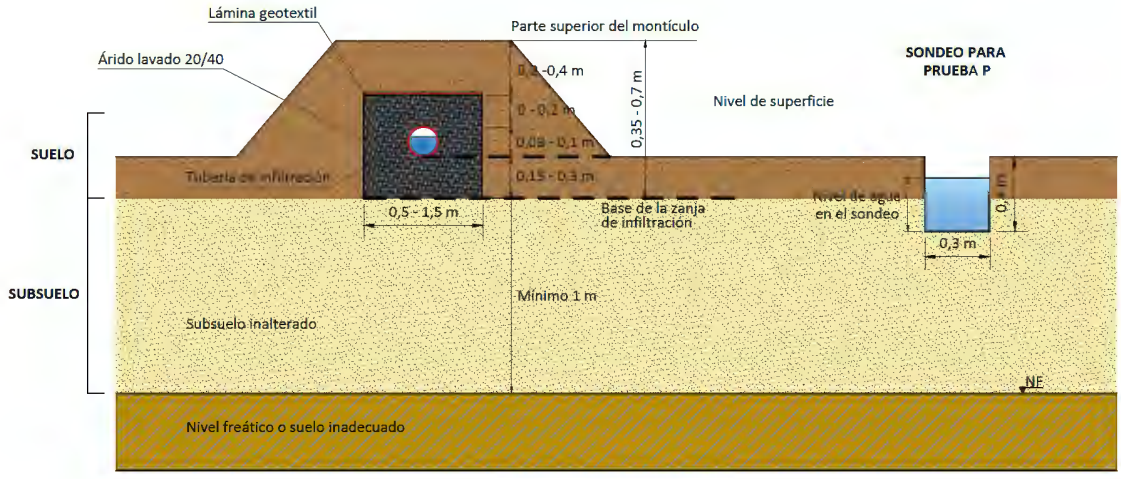


Figura A3-5. Sección transversal de una prueba P (adaptado de EPA-IRELAND, 2009)

ANEXO 4. METODOS DE CALCULO TASAS INFILTRACION EN ZNS - ABOMBAMIENTO

Capacidad de infiltración en ZNS: Solución Analítica de Khan

El caso de infiltración de aguas residuales al terreno ha sido motivo de investigación, especialmente para prevenir los problemas derivados de encharcamientos, de sobre-elevamiento del nivel freático, y de escorrentía horizontal de estas aguas. Esto ha llevado a intentar determinar los límites de capacidad de infiltración del terreno, de modo que no se produzcan fenómenos adversos. Uno de los enfoques de referencia es el de la solución analítica de Khan *et al.* (1976), planteado para estimar el abombamiento del agua infiltrada, en la zona vadosa, por debajo de un área de infiltración de aguas residuales en una capa que se encuentra por encima de otra de menor conductividad hidráulica (Colorado School of Mines, 2005).

Aunque la infiltración de aguas pluviales de escorrentía de viales no tiene las características de las aguas residuales que se tratan de abordar con la solución analítica de Khan, se entiende que puede aportar una visión conservadora del comportamiento de la infiltración bajo una técnica, considerando dos capas superpuestas, con conductividad hidráulica (K) mayor (en zona no saturada) y menor (capa subyacente). La solución presentada asume que el nivel freático está profundo, por lo que el fenómeno que afecta a la capa de menor conductividad hidráulica es el de sobreelevación del nivel de agua, debido a su menor capacidad de infiltración. La solución asume que las capas son isótropas, con la misma conductividad hidráulica en la vertical y en la horizontal.

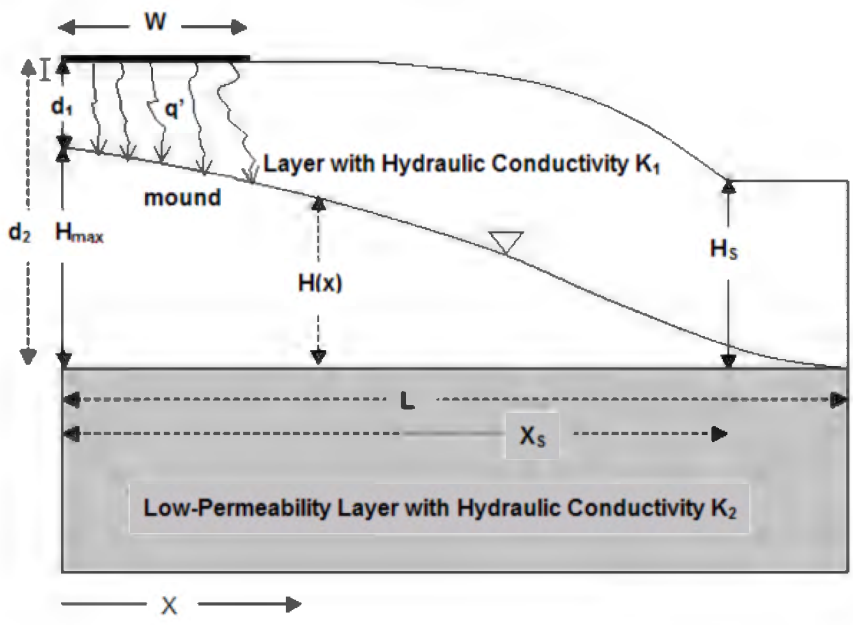


Figura A4-1. Modelo conceptual para la Solución Analítica de Khan (Khan et al., 1976) (Colorado School of Mines, 2005)

La solución se basa en dos capas (el suelo debajo del área de infiltración y la capa de menor K) que son homogéneas e isotrópicas, pero pueden tener diferentes valores de K saturado. El K para la capa por debajo del área de infiltración se anota como K_1, mientras que la K para la capa de K baja está dada por K_2, y es la K vertical de la capa, porque solo la K vertical es relevante para la capa de K baja.

Antes de describir la solución, es importante señalar algunos conceptos fundamentales relacionados con la infiltración en la zona no saturada. Primero, si la tasa de infiltración, q', es mayor que la K saturada del suelo o de la superficie infiltrante (q'> K_1), eventualmente se desarrollará un encharcamiento. El encharcamiento es normal en los sistemas de infiltración, pero la solución analítica no considera este caso. La solución simplemente asume una tasa de infiltración constante. Además, debe tenerse en cuenta que no se formarán montículos de agua en una capa si la tasa de infiltración es menor que la K vertical de la capa de menor conductividad hidráulica (q'< K_2).

A los efectos prácticos de estimar la capacidad de infiltración en estas condiciones, referidos a los elementos de la figura A4-1, se establece una relación entre las dimensiones (anchura) del componente de infiltración (w), la capacidad de infiltración (q'), la altura del montículo de agua (H_x) sobre la capa inferior, la de menor conductividad hidráulica, y la distancia en horizontal (L) desde el centro del componente de infiltración.

La altura máxima (H_{max}) del montículo de agua se produce en la vertical del centro del componente de infiltración, de modo que:

$$H_{\max} = W\left[\frac{q'}{K_1}\left(\frac{q'}{K_2}-1\right)\right]^{1/2}$$

Donde:

W = anchura (1/2) máxima del componente de infiltración
H_{max} = altura máxima del nivel de agua desde la base de la capa superior
q'= tasa de infiltración en la base del componente de infiltración
K_1= conductividad hidráulica saturada de la capa superior
K_2= conductividad hidráulica saturada de la capa inferior

De modo, que las condiciones de diseño que deberían cumplirse serían:

$$W_{\max} \le H_{\max}\left[\frac{q'}{K_1}\left(\frac{q'}{K_2}-1\right)\right]^{-1/2}$$

En la figura A4-2 se incluyen las curvas correspondientes a distintos casos de capa de mayor conductividad hidráulica (arenas gruesas y limos), sobre una capa de menor transmisividad hidráulica (arcilla limosa), que relacionan, para diversas capacidades de infiltración, la relación entre la anchura máxima del componente de infiltración y la altura del abultamiento o domo de agua sobre la capa inferior.

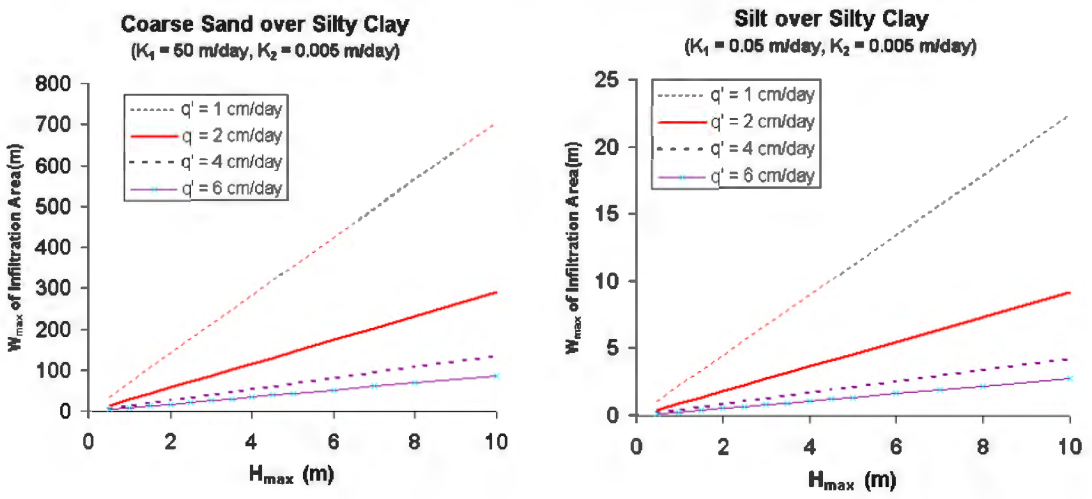


Figura A4-2. Anchura máxima del área de infiltración (Wmax) versus altura máxima del domo (Hmax) para capas con K_1 de arena gruesa o limo, sobre K_2 de arcillas limosas, con diferentes tasas de infiltración (a partir de Colorado School of Mines, 2005)

En su caso, conocida la tasa de infiltración, este tipo de figuras pueden servir para, suponiendo un máximo de altura máxima aceptable del domo de sobreelevación (según el espesor de la capa de infiltración disponible), aproximar los valores límite de anchura del componente de infiltración.

Capacidad infiltración ZNS a ZS: Solución Analítica de Hantush

Se presenta la Solución Analítica de Hantush (Colorado School of Mines, 2005). Para una base horizontal impermeable y un nivel freático inicialmente horizontal (con muy baja pendiente), puede aproximarse la elevación máxima del nivel freático, que coincidiría con el centro del componente de infiltración, cuando esta se realiza a través de una zona no saturada directamente sobre la zona saturada. La figura A4-3 muestra el modelo conceptual de la solución analítica de Hantush (1967), que presenta en la ecuación el valor de altura máxima (z_{max}) del nivel piezométrico.

$$z_{\max} = \sqrt{h_i^2 + \frac{q' h_{avg} t}{2 S_y}\left[4 S^*\left(\frac{l}{\sqrt{\frac{4 K_h h_{avg} t}{S_y}}}, \frac{w}{\sqrt{\frac{4 K_h h_{avg} t}{S_y}}}\right)\right]} - h_i$$

Donde:

$z_{max} = h_{avg} - h_i$
q' = tasa de infiltración efectiva de aguas residuales por unidad de área de la zona de infiltración
h_i = espesor saturado inicial
h_{avg} = potencial iterado en la ubicación y hora de interés: $0.5(h_i(0)+h(t))$
K_h = conductividad hidráulica horizontal

l = mitad de la longitud del área de infiltración, ½ L
w = mitad de la anchura del área de infiltración, ½ W
S_y = rendimiento específico (usar 0.001 para una solución conservadora de largo plazo)
t = tiempo desde que empieza la infiltración (usar 10 años para una solución conservadora de largo plazo)

$$S^* \quad \int_0^1 erf\left(\frac{\alpha}{\sqrt{\tau}}\right) erf\left(\frac{\beta}{\sqrt{\tau}}\right) d\tau$$

$$D \quad \sqrt{\frac{4K_h h_{avg} t}{S_y}}$$

$$\alpha \quad \frac{l+x}{D} \quad (x = 0 \text{ for } z_{max})$$

$$\beta \quad \frac{w+y}{D} \quad (y = 0 \text{ for } z_{max})$$

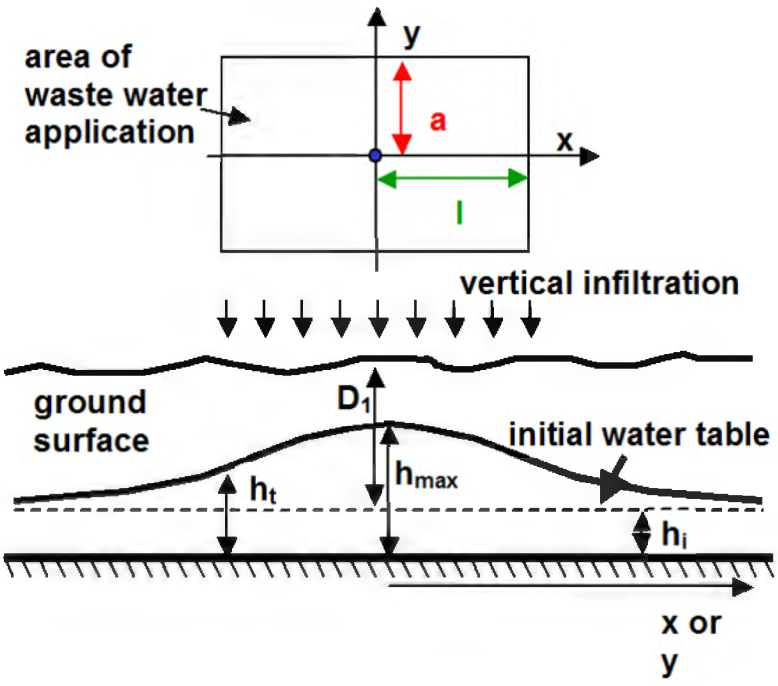


Figura A4-3.-Modelo conceptual para la Solución Analítica de Hantush (1967) (Colorado School of Mines, 2005)

Se entiende que, dada la complejidad de la ecuación de la solución analítica de Hantush debe tenerse presente, en relación con la magnitud previsible del componente de infiltración.

Puede, no obstante, utilizarse orientativamente (Figuras A4-4 a A4-7) las predicciones obtenidas de sobreelevación del nivel freático establecidas con la solución de Hantush para un rango de conductividades hidráulicas (2 – 20 – 200 – 2.000 mm/h) [0,05 – 0,5 – 5 – 50 m/día], para rangos de tasas de infiltración efectiva (0,4 – 0,8 – 1,25 – 2,5 mm/h) [1 – 2 -3 – 6 cm/día].

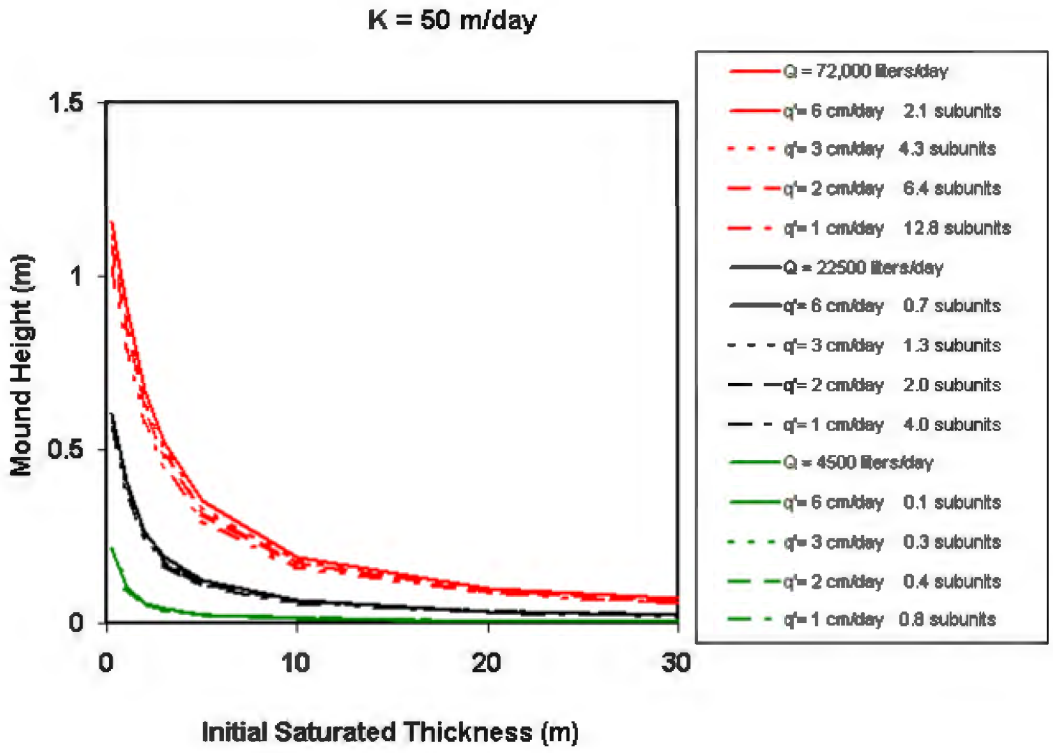


Figura A4-4. Altura del domo (m) como función del espesor saturado inicial (m) para tasas de infiltración específica y conductividad hidráulica de 50 m/día [2083 mm/h] (Colorado School of Mines, 2005)

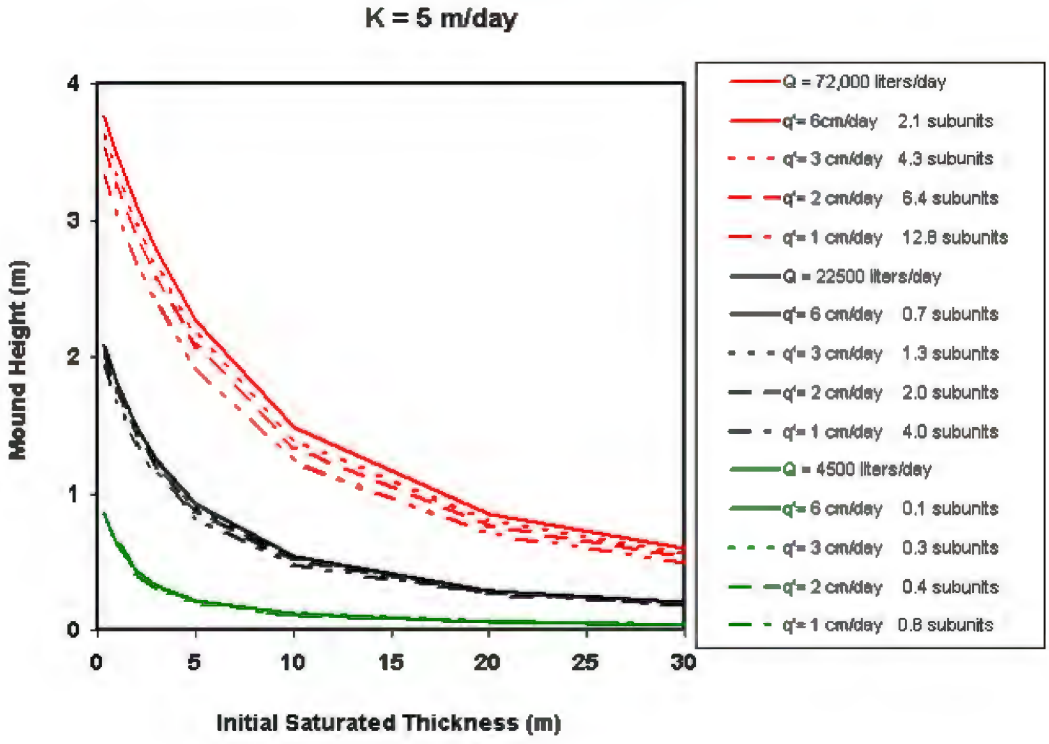


Figura A4-5. Altura del domo (m) como función del espesor saturado inicial (m) para tasas de infiltración específica y conductividad hidráulica de 5 m/día [208 mm/h] (Colorado School of Mines, 2005)

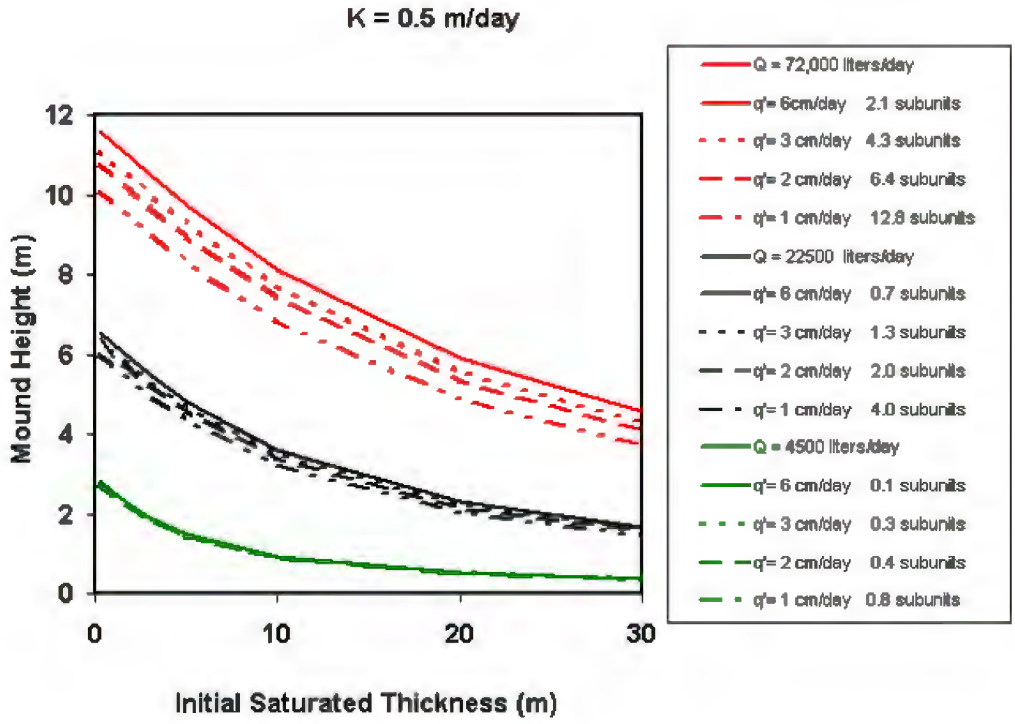


Figura A4-6. Altura del domo (m) como función del espesor saturado inicial (m) para tasas de infiltración específica y conductividad hidráulica de 0,5 m/día [21 mm/h] (Colorado School of Mines, 2005)

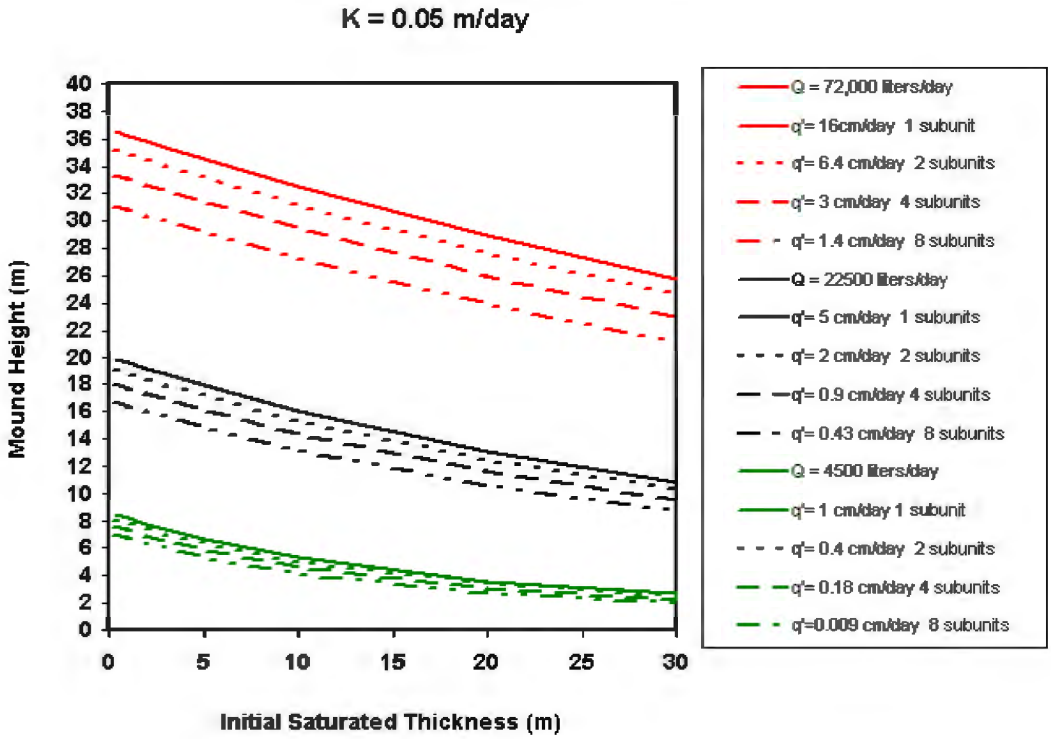


Figura A4-7. Altura del domo (m) como función del espesor saturado inicial (m) para tasas de infiltración específica y conductividad hidráulica de 0,05 m/día [2 mm/h] (Colorado School of Mines, 2005)

El parámetro más influyente es K, como lo ilustra el hecho de que una variación de orden de magnitud de K (la diferencia entre figuras) causa mayores diferencias en la altura del montículo que un orden de magnitud de espesor saturado (la diferencia entre cada figura).

Las condiciones de formación de montículos para el caso en que el agua infiltrada alcance el nivel freático deben evaluarse junto con la posibilidad de formación de montículos de aguas residuales en capas de bajo contenido de K en la zona vadosa porque el agua finalmente alcanzará el nivel freático. La zona vadosa puede aumentar el área de la fuente de infiltración debido a la dispersión lateral en una capa de bajo K. La tasa de infiltración resultante disminuirá en general. El uso del tamaño y la tasa de la zona de origen original producirá resultados conservadores.

Capítulo 8. CONTAMINANTES EN LAS ESCORRENTIAS VIARIAS

ÍNDICE

8.1 INTRODUCCIÓN 8-3
8.1.1 Vías de Transporte 8-4

8.2 CONTAMINANTES CLAVE SELECCIONADOS 8-5
8.2.1 Sólidos en Suspensión Totales 8-7
8.2.2 Metales Pesados 8-8
8.2.3 Cobre y Zinc 8-8
8.2.4 Benzo(a)pireno 8-8
8.2.5 Microplásticos 8-9
8.2.6 Otros Contaminantes 8-9

8.3 CARACTERISTICAS DE LOS CONTAMINANTES 8-10
8.3.1 Materiales Disueltos Frente a Particulados 8-11
8.3.2 Precipitación 8-12
8.3.3 Sorción 8-13
8.3.4 Degradabilidad 8-13

8.4 FUENTES DE CONTAMINACIÓN 8-13
8.4.1 Deposición Atmosférica 8-14
8.4.2 Tráfico 8-15
8.4.3 Factores de Emisión de Vehículos 8-16
8.4.4 Fundentes de Vialidad Invernal 8-19
8.4.5 Lavado de Túneles 8-19
8.4.6 Fase de Construcción 8-20

8.5 NIVELES DE CONTAMINACIÓN 8-21
8.5.1 Resumen de Composición de las Escorrentías Viarias 8-24
8.5.2 Factores Afectando la Calidad de la Escorrentía Viaria 8-24

8.6 PROCESOS UNITARIOS DE TRATAMIENTO 8-27
8.6.1 Eliminación de Partículas 8-29
8.6.2 Filtración 8-30
8.6.3 Eliminación de Sustancias Disueltas 8-31

8.7 MONITORIZACIÓN 8-34
8.7.1 Definición de los Objetivos de un Programa de Monitorización 8-35
8.7.2 Información Previa Necesaria 8-36
8.7.3 Selección de Parámetros de Contaminación para Monitorización 8-36
8.7.4 Estimación del Número de Sucesos de Lluvia 8-37
8.7.5 Número de Sucesos para Técnicas con Elevado TRH 8-39
8.7.6 Selección de los Puntos de Muestreo 8-41
8.7.7 Estimación del Número de Días Aleatorios de Muestreo 8-42
8.7.8 Muestreo del Primer Lavado 8-44

8.8 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 8-44

ANEXO 1. SUSTANCIAS EN LA ESCORRENTÍA VIARIA 8-49

ANEXO 2. CONCENTRACIONES EN LA ESCORRENTÍA VIARIA 8-51

8.1 INTRODUCCIÓN

La escorrentía viaria contiene muchas sustancias con una amplia gama de propiedades y concentraciones. Al mismo tiempo, los volúmenes de escorrentía pueden variar drásticamente en el tiempo, afectando a las concentraciones de los contaminantes en las descargas de la carretera. La intensidad de la fuente contaminante, la naturaleza de la escorrentía, el clima y la vulnerabilidad del medio receptor representan condiciones de contorno específicas de cada carretera y cada medio receptor, y rara vez pueden ser extrapoladas con precisión.

El tráfico es una de las fuentes principales, o primarias, de contaminantes en las carreteras. Los neumáticos, los frenos, los materiales de la superficie de rodadura, los aceites de motor, la carrocería, los líquidos de frenos, los inhibidores de la corrosión y los refrigerantes de los automóviles contienen, además de una gran variedad de metales pesados, un gran conjunto de compuestos orgánicos persistentes y microplásticos (MP) que son emitidos durante el uso de los vehículos (CEDR, 2018a).

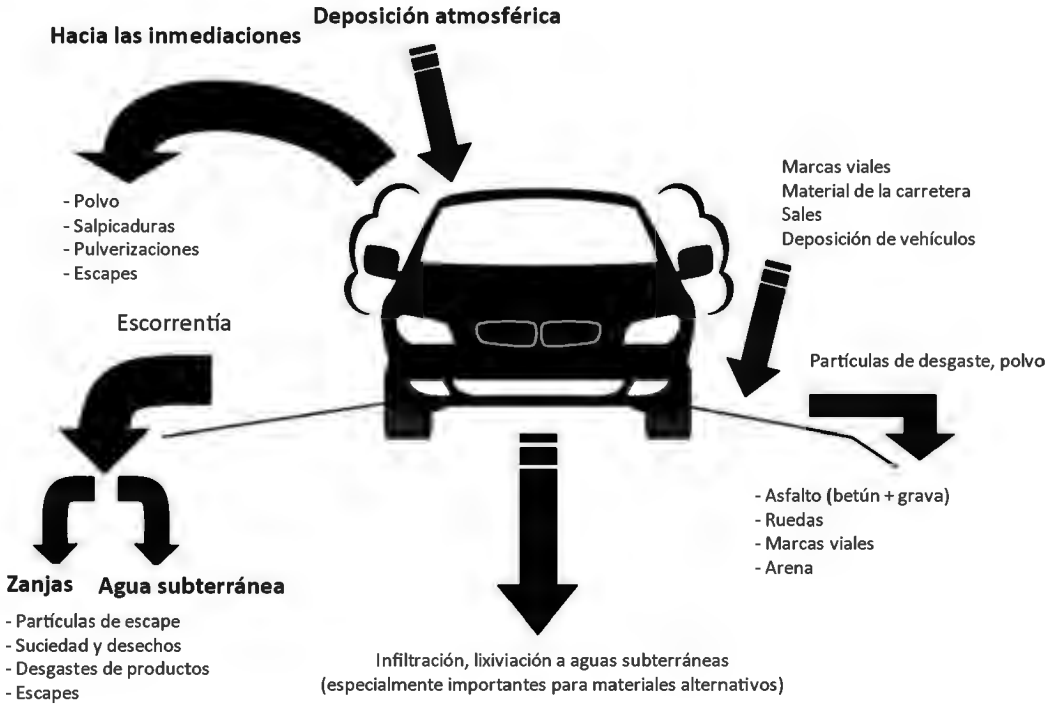


Figura 8-1. Fuentes contaminantes y sus vías de transporte en la carretera (adaptada de Roadex network, Swedish Road Administration, en CEDR, 2018a)

Los parámetros relacionados con el tráfico son críticos para caracterizar y evaluar los flujos contaminantes de las escorrentías viarias, con mucho más peso que las características de la cuenca y las precipitaciones (Müller *et al.* 2020, Barbosa y Fernandes, 2021). Las subfuentes contaminantes vehiculares (neumáticos, carrocería, gases de escape, etc.) se pueden cuantificar mediante un análisis de flujos de sustancias para determinar las fuentes específicas de las complejas mezclas de contaminantes que presenta la escorrentía viaria. El uso de factores de emisión de vehículos, por cada subfuente y contaminante individual, puede proporcionar una

comprensión de la magnitud relativa de los contaminantes ejercida por cada subfuente en la carga total aportada por la autopista.

Los contaminantes presentes en las escorrentías viarias pueden ser transportados lejos del punto de vertido, ya sean disueltos, adheridos a sedimentos en suspensión o mediante bioacumulación. Los ríos pueden transportar los contaminantes disueltos o en suspensión aguas abajo hacia los estuarios y el océano, degradando los hábitats en su recorrido. Los contaminantes unidos a las partículas suelen depositarse a lo largo del tiempo en los substratos del lecho del cauce, donde algunos quedan enterrados por la sedimentación y son confinados en capas más profundas, lejos de la mayor parte de la biota. Claro ejemplo es la ría de Bilbao, donde existen concentraciones extremas de metales, enterrados en sus sedimentos como herencia de una época industrial, aislados por una capa superior de depósitos "postindustrial", en clara mejora ambiental (Cearreta *et al.* 2014).

8.1.1 Vías de Transporte

Las características de los contaminantes junto con sus concentraciones determinan su potencial toxicidad para el agua y la biota. Son muchos los factores que influyen en las vías de transporte de los contaminantes, por lo que resulta difícil definir con exactitud el estado del proceso de transporte. La figura 8-2 ofrece una visión esquemática de las vías de transporte dominantes desde la carretera hasta las aguas superficiales.

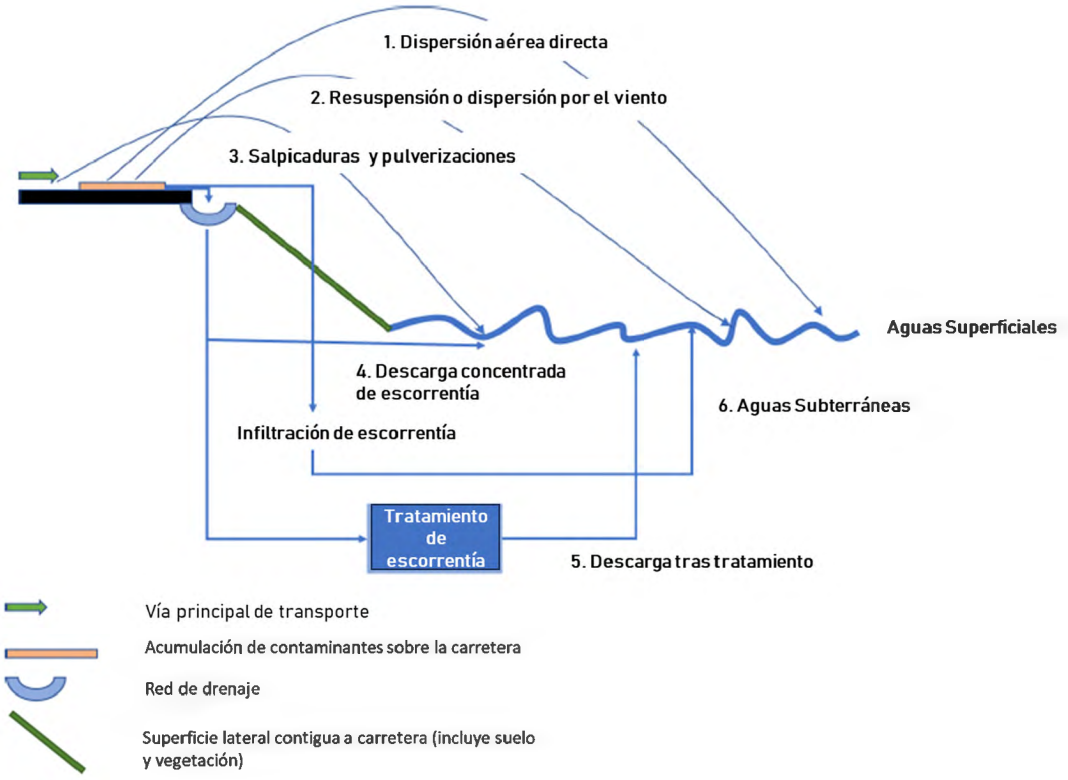


Figura 8-2. Transporte de contaminante en el lateral de la carretera (fuente: Microproof, 2019)

La escorrentía y las corrientes de aire son las vías más importantes de transporte de contaminantes al medio ambiente. La escorrentía puede infiltrarse en el borde de la carretera y la mayoría de los contaminantes permanecer en el suelo, excepto aquellos con alta solubilidad, que podrían transportarse hacia las aguas subterráneas. La escorrentía también puede gestionarse en sistemas de tratamiento cuyo efluente vierte a las aguas superficiales. Si los contaminantes se transportan principalmente por corrientes aéreas, pueden depositarse a unos 100 metros (o menos) de la carretera y podrían llegar a las aguas superficiales sin pasar por el sistema de tratamiento.

Entre el 46% y el 92% de los contaminantes procedentes del tráfico se eliminan mediante dispersión aérea, mientras que entre el 8% y el 54% de los contaminantes se eliminan a través de la escorrentía (De Best 2002). Aproximadamente el 40% del agua en la superficie de la carretera puede ser evacuada como escorrentía y el 60% eliminarse por salpicaduras y dispersión aérea. El modelo POLMIT (POLMIT, 2002) estima que el 35% de los contaminantes procedentes del tráfico y las carreteras se transportan por escorrentía. La otra fracción del 65% probablemente se emite por el aire. Estos datos ponen de manifiesto que la dispersión aérea y la pulverización pueden ser una vía importante de transporte de contaminantes desde la carretera a las masas de agua superficiales cercanas.

Las variables climáticas como la cantidad de precipitaciones, su intensidad y el régimen de vientos, desempeñan un papel importante pero poco estudiado en la propagación y redistribución contaminantes. Los sistemas de tratamiento reducen la cantidad de contaminantes que potencialmente podrían llegar a las masas de agua superficiales, pero rara vez aseguran la eliminación completa de metales disueltos o microcontaminantes. Tras su vertido en el agua los contaminantes se someten a diversos procesos, como la dilución y la atenuación (biodegradación, sorción, volatilización y fotólisis).

Generalmente la fracción más pequeña se transportará fácilmente, mientras que las partículas más grandes se retienen de forma más eficiente por sedimentación o filtración en las técnicas SuDS. La sedimentación de material contaminado en el medio receptor se produce en hábitats con corrientes más lentas (secciones más anchas o profundas del cauce, remansos y orillas). En el suelo, los cambios en la concentración de oxígeno, pH y temperatura pueden alterar la toxicidad, la adsorción, la volatilidad y los patrones de degradación y persistencia de los contaminantes (Johnson *et al.* 2005).

Por tanto, las aguas de escorrentía viaria y los procesos de acumulación y lavado de contaminantes de las superficies viarias tienen una naturaleza altamente estocástica, variable e influenciada por efectos combinados e intermitentes. La variabilidad asociada a las escorrentías viarias y sus impactos requiere, por tanto, que las soluciones para tratar los contaminantes sean versátiles e incluyan procesos de tratamiento físicos, químicos y biológicos adecuados.

8.2 CONTAMINANTES CLAVE SELECCIONADOS

Los contaminantes objetivo de la MM5 son compuestos orgánicos e inorgánicos, de los que se informa de forma sistemática y repetida en la escorrentía viaria. Los contaminantes objetivo, son sustancias cuyas concentraciones en la escorrentía viaria se espera que sean relativamente elevadas o que pueden ser tóxicos a concentraciones bajas repetidas en el tiempo, tanto en el compartimento agua, biota, y sedimento. La

tabla 8-1 incluye los contaminantes seleccionados en base a criterios legales y publicaciones científicas relevantes sobre escorrentías viarias que han estudiado las propiedades fisicoquímicas de estas sustancias y sus efectos biológicos. Estas sustancias y su selección se resumen a continuación:

- Sólidos suspendidos totales (SST), se han identificado como un contaminante por sí mismo y como un subrogado de otros constituyentes en la escorrentía viaria. La fracción principal de contaminantes en la escorrentía se encuentra en forma particulada. Los SST presentan una correlación positiva con varias sustancias prioritarias, peligrosas y preferentes del Real Decreto 817/2015, de 11 de septiembre, por el que se establecen los criterios de seguimiento y evaluación del estado de las aguas superficiales y las normas de calidad ambiental (RDSE).

- Zinc (Zn) y cobre (Cu) disueltos, son las dos especies metálicas con una mayor contribución a la toxicidad en la escorrentía viaria. Su toxicidad más aguda se muestra predominantemente en los primeros lavados (Kayhanian & Stenstrom, 2008). Son sustancias preferentes en el RDSE.

- Benzo(a)pireno (BaP), que forma parte de los Hidrocarburos aromáticos policíclicos (HAP), pueden presentar riesgos ambientales tanto para el agua como para el sedimento en los medios receptores de las descargas de escorrentía viaria. El RDSE fija el benzo(a)pireno como un marcador de los otros HAP, ya que solo tal sustancia debe ser objeto de seguimiento a efectos de comparación con las NCA de la biota o las correspondientes a NCA en el agua.

- Microplásticos (MP): Las partículas de neumático se generan durante la conducción y el frenado debido a la fricción entre el neumático y la superficie de la carretera. Se consideran MP todas las partículas de desgaste de neumáticos (PDN), y no sólo el contenido de caucho. Su control se integra en los estándares de tratamiento de la MM5 tanto por las elevadas concentraciones reportadas en la escorrentía viaria, por su capacidad de actuar como vector de otros microcontaminantes orgánicos persistentes y por ser un parámetro a monitorizar y tratar dentro de la nueva Directiva Europea de tratamiento de aguas residuales (COM2022,0345/COD).

Los siguientes constituyentes, o sustancias contaminantes, han sido incluidos en la gestión de las aguas pluviales en este Manual ya sea a través de la Herramienta de Soporte para la Selección de Técnicas SuDS (HSST) o la evaluación de riesgos del capítulo 9:

- El cloruro sódico (NaCl), fundente de vialidad invernal de uso generalizado, se ha identificado como el constituyente usado en las carreteras que mayor riesgo puede representar al estado químico de las masas de agua subterráneas, tanto por su capacidad de migrar a estratos más profundos del suelo como por su capacidad de removilizar metales depositados en este compartimento ambiental. La capacidad de las técnicas SuDS de liberar cloruro sódico se considera en la HSST.

- Hidrocarburos (HTP), hasta el 70 % de los hidrocarburos totales de petróleo depositados en la superficie de la carretera acabaran adheridos a los sedimentos y depositados en los sedimentos basales de las técnicas SuDS o del

medio recetor. La escorrentía viaria suele presentar concentraciones relativamente bajas de HTP. Los vertidos accidentales son la excepción y están considerados en el Nivel 4 de la MM5. Durante un derrame accidental se podrán producir concentraciones de hidrocarburos elevadas mayoritariamente en estado libre facilitando su eliminación por procesos de flotación.

Tabla 8-1. Sustancias contaminantes y justificación de su selección dentro de la MM5

Tipo	Sustancia	N.º CAS	Justificación
Parámetro común de la calidad de agua	Sólidos Suspendidos Totales (SST)	-	Sustancia preferente contaminante Anexo VI RDSE. Ampliamente usado como indicador de la contaminación de la escorrentía viaria. Vector de gran rango de sustancias. Su eliminación de la escorrentía permite eliminar otras sustancias peligrosas por la fuerte correlación que presenta con las mismas. Indicador de otros contaminantes.
Metales disueltos	Cobre (Cu)	7440-50-8	Alta toxicidad aguda. Persistente.
	Zinc (Zn)	7440-66-6	Alta toxicidad (peces). Muy presente en la escorrentía viaria. Uso extendido en la fabricación de neumáticos.
HAP	Benzo(a)pireno (BaP)	50-32-8	Indicador representativo de HAP (compuestos de 5 anillos). Persistente y bioacumulable. Sustancia CMR: carcinógena, mutágena y tóxicas para la reproducción. Riesgo generalmente elevado para el agua y la biota en vías de alta capacidad.
Contaminante Emergente	Microplásticos (MP) PDN<5mm	-	Neumáticos son una fuente muy importante de MP. Vector de microcontaminantes orgánicos persistentes muy presentes en la escorrentía viaria (6ppd-q) con elevada toxicidad. Contaminantes objetivo en la nueva Directiva de ARU.

8.2.1 Sólidos en Suspensión Totales

Los sedimentos representan la fracción mayoritaria de la contaminación de las escorrentías viarias y urbanas. La toxicidad presente en la escorrentía viaria y urbana (tratada o no) suele estar adherida a los sedimentos, formando complejos, y/o es movilizada con la fracción particulada.

Los constituyentes adheridos a los sedimentos pueden solubilizarse bajo ciertas condiciones fisicoquímicas, lo que aumenta la toxicidad del agua suprayacente.

La fracción más fina de la carga de sedimentos (<63 µm), que ha sido reportada como solo el 6% de la masa total, puede constituir hasta el 50% de la carga contaminante de metales, HAP, compuestos oxidantes, nutrientes y herbicidas. Las partículas <63 µm son las que más fácilmente se transportan y debido a su elevada superficie especifica se asocian a sustancias contaminantes.

8.2.2 Metales Pesados

Los metales son el grupo de contaminantes más ampliamente monitorizado e investigado en la escorrentía viaria. A diferencia de los contaminantes orgánicos (muchos de los cuales pueden descomponerse en compuestos más simples), los metales persisten en el medio ambiente y solo cambian sus formas de aparición.

Una parte importante de los metales procedentes de las infraestructuras viarias entran a las masas de agua superficiales, permaneciendo en las mismas o siendo transportados a otros compartimentos. En el medio acuático pueden ser asimilados por la biota. Tienden a acumularse en los sedimentos, los cuales se depositan en las técnicas de tratamiento o son transportados directamente a los cursos de agua.

8.2.3 Cobre y Zinc

Los neumáticos contienen una serie de microcontaminantes inorgánicos y orgánicos, de los cuales el zinc es el más abundante en masa. El cobre y el zinc son metales ubicuos en la industria automotriz y por ello están muy presentes en las escorrentías viarias. Las concentraciones disueltas de estas especies metálicas presentan riesgos de toxicidad para la biota. Cuando van ligados a partículas, éstas son de muy pequeño tamaño, con lo cual se movilizan con relativa facilidad.

La mayor influencia sobre la solubilidad de los metales pesados la tiene el pH. En el caso del cobre y el zinc, los límites de pH que producen su movilización por disolución son 4.5 y 6 a 6.5, respectivamente.

Los niveles para los cuales no se esperan efectos sobre los organismos en estos compuestos se centran en las fracciones disueltas biodisponibles de estos metales pesados.

8.2.4 Benzo(a)pireno

El benzo(a)pireno (BaP) pertenece al grupo de los hidrocarburos aromáticos policíclicos (HAP) de los que constituye un buen trazador. Los HAP son lipofílicos, persistentes, interactúan sinérgicamente con los metales pesados, electrolitos redox activos y otros contaminantes, y pueden dispersarse a grandes distancias en el agua. Los HAP de mayor tamaño molecular se biodegradan muy lentamente. La vida media del BaP en el suelo y los sedimentos oscila entre 229 y más de 1400 días.

Este contaminante orgánico presenta un coeficiente de reparto octanol-agua (log Kow) de 6,13 indicador de su elevado potencial a la bioacumulación y adsorción al sedimento. Un log Kow>3 puede emplearse como un valor umbral para evaluar los efectos ambientales o impactos crónicos en el sedimento (CEE, 2003a).

8.2.5 Microplásticos

En este Manual los microplásticos (MP) se definen como pequeñas partículas de plástico (<5 mm), insolubles y lentamente degradables. Incluyen las partículas de caucho (natural y sintético). Las partículas de desgaste de los neumáticos (PDN), los frenos, el asfalto, las marcas viales y las piezas de los vehículos son una fuente de emisiones de MP. Durante la conducción y el frenado, debido a la fricción entre el neumático y la superficie de la carretera, se generan PDN. La partícula total del neumático se considera un microplástico (y no sólo el contenido en caucho). La abrasión de los neumáticos puede causar una pérdida de masa de hasta el 10% durante la vida útil del neumático. Las PDN son la fuente dominante de MP a nivel mundial, y pueden representar hasta 6 millones de toneladas al año (Hann *et al.* 2018; Hartmann *et al.* 2019; Kole *et al.* 2017).

En la UE, las nuevas normas "Euro 7", que entrarán en vigor en 2025, serán las primeras del mundo en fijar límites a las emisiones de partículas de los frenos y a las emisiones de microplásticos de los neumáticos. Estas normas se aplicarán también a los vehículos eléctricos, que tienden a producir más emisiones de los neumáticos debido a su mayor peso.

8.2.6 Otros Contaminantes

Los contaminantes claves seleccionados representan las sustancias que son dominantes en la escorrentía viaria y que son responsables de una gran parte de la toxicidad asociada a las descargas de escorrentía viaria concentrada. La eliminación de SST llevará asociada la eliminación de un gran rango de otros constituyentes en la escorrentía pluvial. En el Anexo 1 se describen otras sustancias encontradas en la escorrentía viaria.

8.2.6.1 Cloruro Sódico

La salinidad de la escorrentía viaria aumenta cuando se aplica sal a las carreteras para descongelarlas. El cloruro de sodio (NaCl) es el agente fundente de uso más común en las carreteras. La aplicación de sal en las carreteras da lugar a tres situaciones especialmente adversas que pueden surgir en relación con el uso de productos químicos en el mantenimiento invernal de las carreteras:

1) Circulación de lagos afectada por las altas concentraciones de productos químicos en la descarga de escorrentías.

2) Aumento de las concentraciones de productos químicos en las aguas subterráneas, especialmente en las fuentes o posibles fuentes de captación de agua potable.

3) Efectos ecológicos sobre la vida acuática en ríos y lagos, la vegetación y el suelo en las proximidades de las carreteras.

Tanto el Cu como el Zn tienden a liberarse de los sustratos de las técnicas SuDS ante la presencia de sal, siendo generalmente el Zn el que muestra mayor movilidad. Debido a procesos de intercambio iónico, el pH de la escorrentía a menudo se reduce debido al uso de sales fundentes estimulando la movilización de metales al liberarlos de la fase sólida para disolverlos en el agua (Bäckström *et al.* 2004). Además, esta fuente de cloruros puede absorberse y acumularse en el medio edafológico bajo determinadas condiciones para, a continuación, liberarse gradualmente hacia las aguas subterráneas.

8.2.6.2 Hidrocarburos

En este Manual el término hidrocarburos se refiere a los compuestos orgánicos formados por carbono e hidrogeno, particularmente del grupo de derivados petroquímicos, que incluye gasolina, aceites combustibles, aceites lubricantes y fluidos hidráulicos. En forma no modificada son líquidos, prácticamente insolubles y más ligeros que el agua. Generalmente, el 70-75% de estos hidrocarburos presentan una fuerte afinidad por los sedimentos en suspensión. Si se eliminan la mayoría de los sedimentos, tal y como exige el Nivel 1 de la MM5, las concentraciones de hidrocarburos y aceites remanentes serán relativamente bajas.

Durante la vida de la infraestructura pueden producirse derrames accidentales de combustibles transportados por carretera. Los hidrocarburos en grandes concentraciones instantáneas pueden afectar a la biota de muy diversas formas.

8.3 CARACTERISTICAS DE LOS CONTAMINANTES

Los contaminantes pueden agruparse en función de sus propiedades físicas, químicas y biológicas y de su comportamiento en un compartimento ambiental. Esta forma de agrupación es más adecuada a la hora de abordar soluciones para su tratamiento, ya que son esas propiedades las que determinan el comportamiento de una sustancia y su susceptibilidad a la eliminación mediante uno o más procesos dentro de una determinada técnica de tratamiento. Las agrupaciones biofísico-químicas pertinentes pueden basarse en diversos aspectos como:

- Materiales disueltos frente a partículas (y distribución granulométrica asociada).
- Velocidad de sedimentación.
- Sorción.
- Degradabilidad (microbiana y/o fotodegradación).
- Potencial de bioacumulación.
- Volatilidad.

- Impactos agudos frente a crónicos.

Además de estos grupos, otras características de la escorrentía viaria son importantes para los procesos de tratamiento:

- Condiciones redox en términos de concentraciones de oxígeno disuelto y potenciales redox cuando no hay oxígeno disuelto.
- Conductividad como medida global del contenido de sustancias iónicas. Por ejemplo, el cloruro como indicador de fundentes.
- pH para especificar la acidez o basicidad del agua.
- Alcalinidad, ya que determina la capacidad tampón del agua. La alcalinidad en las aguas pluviales se asocia normalmente con el sistema carbonatado y los niveles de dureza del agua.
- La temperatura, ya que afecta a los ritmos de los procesos físicos, químicos y biológicos.

8.3.1 Materiales Disueltos Frente a Particulados

Una forma importante de distinguir entre contaminantes es identificar si se presentan en fase particulada o disuelta. Las partículas van desde las coloidales (coloides) hasta las macroscópicas.

Las partículas se denominan coloides siempre que permanezcan suspendidas en un líquido y no sedimenten, aunque su densidad difiera de la densidad del líquido. A medida que aumenta el tamaño de las partículas, su movimiento pasa a estar regido por las fuerzas gravitatorias y las partículas sedimentan o flotan en un líquido. La velocidad de sedimentación de las partículas en la escorrentía viaria es de gran interés, ya que la mayor parte de los contaminantes en estas aguas son partículas o están asociados a partículas.

8.3.1.1 Tamaño de Partículas y Densidad

En general, los sedimentos se caracterizan por su densidad y por su tamaño. El sedimento se divide principalmente en grueso (>2 mm), arena (≥ 63 µm) o limo (≤ 63 µm) y arcilla (≤ 2 µm). El tamaño de las partículas determina el tratamiento adecuado para su eliminación y da una indicación de las sustancias dominantes en distintos usos granulométricos.

La fracción de finos (<63 µm) en la escorrentía representan una importante fuente de contaminación debido a la mayor superficie específica disponible para la adsorción iónica. Una gran parte de metales pesados y compuestos persistentes se adhiere a estos finos. Una técnica que no sea efectiva en la eliminación de partículas finas no proveerá los mismos beneficios ambientales que otra que pueda eliminarlos.

El diámetro de las partículas de los sedimentos en las técnicas SuDS es un buen indicador de su eficiencia y de la naturaleza de las partículas en la escorrentía viaria. Varios estudios en carreteras urbanas y periurbanas de Bizkaia han mostrado que el 50% de la masa total de partículas acumuladas en las unidades se asocia a la fracción inferior a las 10 µm. El sedimento en estas unidades de tratamiento puede incrementar las concentraciones de contaminantes en varios órdenes de magnitud con respecto a los valores de referencia en los sedimentos acuáticos: Cu 100-10.000 veces, Zn 30-200 veces, Pb 5-80 veces y HAP entre 10-90 veces.

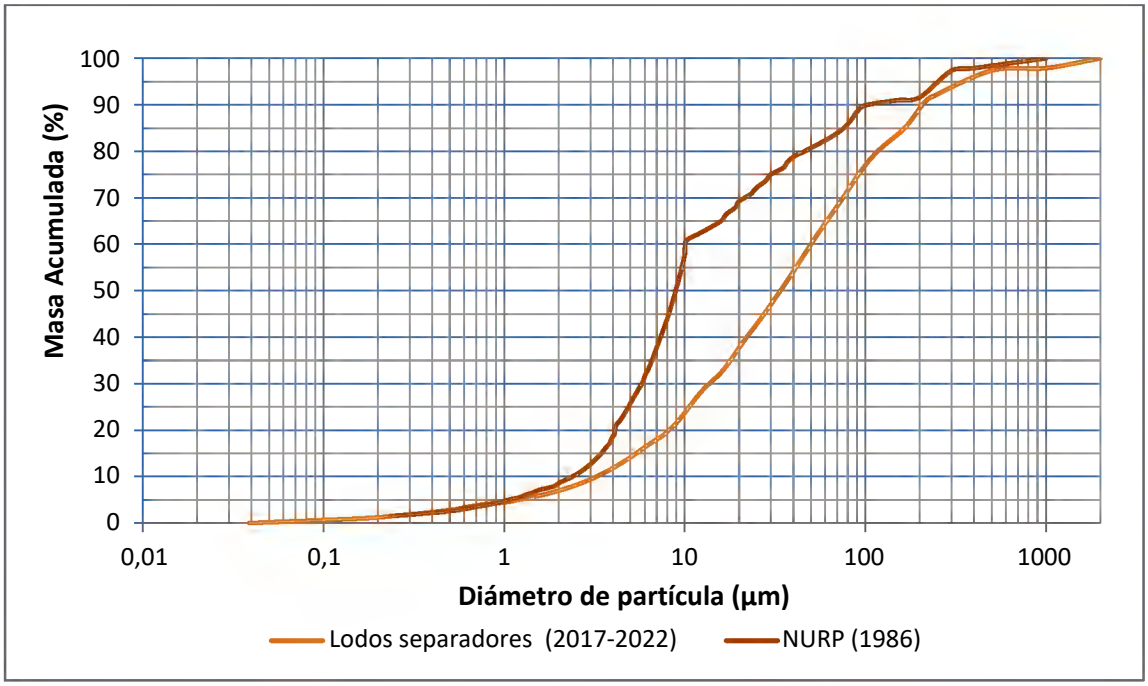


Figura 8-3. Distribución granulométrica de partículas en los lodos de varios separadores hidrodinámicos en carreteras de Bizkaia y comparativa con granulometría de referencia del NURP (1986)

Las partículas más pequeñas (<2 µm) no tienden a agregarse de forma natural y su sedimentación es muy lenta. Esto subraya claramente la importancia de los tiempos de residencia hidráulica dentro de las técnicas SuDS y la necesidad de filtrar la escorrentía para eliminar partículas muy finas.

Las densidades de las distintas fracciones de partículas de la escorrentía generalmente oscilan entre 1,5 y 2,2 g/cm^3 y, por lo tanto, es cuestionable suponer una simple arena con una densidad de ~2,6 g/cm^3 para todos los intervalos de tamaño de partículas.

8.3.2 Precipitación

Las sustancias disueltas pueden precipitar directamente como compuestos de baja solubilidad en agua, o pueden precipitar por formación de complejos con otros compuestos insolubles. La formación de complejos metálicos es, por ejemplo, un

mecanismo para eliminar metales pesados de una solución. La especiación de los metales depende en gran medida del pH y del potencial redox.

8.3.3 Sorción

Algunas sustancias presentan partición entre las fases sólida y líquida. La separación entre fases es un fenómeno complejo que depende de la propia sustancia (el sorbato) y de la fase sólida en la que se absorbe (el sorbente). Las condiciones ambientales como el pH, la fuerza iónica y los sorbatos competidores también influyen en el proceso.

Los materiales técnicos para filtración de escorrentías como el yeso, la zeolita, el carbón activado, etc., son eficaces para sorber una amplia gama de sustancias y se incluyen en algunas de las técnicas del MDSC.

La correlación entre la hidrofobicidad de una sustancia medida por su valor Kow (coeficiente de reparto octanol-agua) y su capacidad de sorción en una técnica SuDS da una indicación del grado relativo de magnitud de la sorción. El BaP posee un alto valor de Kow de 6,3 lo cual refleja su alto potencial de bioacumulación y de adherencia a las partículas.

8.3.4 Degradabilidad

Algunas sustancias son fácilmente degradables por microorganismos, mientras que otras no. La degradación de muchos microcontaminantes orgánicos dependerá de las condiciones redox, especialmente de la disponibilidad de oxígeno. Muchas sustancias se degradan en diversos grados tanto en condiciones aerobias como anaerobias, aunque normalmente por especies diferentes de microorganismos.

Algunas sustancias se degradan fácilmente sin la intervención de microorganismos. Los procesos oxidativos y la hidrólisis pueden producirse, por ejemplo, a través de la luz (fotodegradación).

8.4 FUENTES DE CONTAMINACIÓN

Las fuentes y los contaminantes comunes de las escorrentías de carreteras se describen en la siguiente tabla.

Tabla 8-2. Contaminantes en la escorrentía viaria y sus fuentes y subfuentes principales

Fuente	Subfuente	Contaminante
Deposición atmosférica	Zonas urbanas y rurales:	PM, fósforo, amoníaco, nitrato, pesticidas, derivados del petróleo, sustancias orgánicas tóxicas y metales
Vehículos	Frenos	Bario, cobre, hierro, molibdeno, sodio, níquel, plomo, antimonio, microplásticos, HAP, tributilfosfato y trietanolamina.
	Neumáticos	Aluminio, zinc, calcio, cadmio, cobalto, cobre, manganeso, plomo, wolframio, hidrocarburos, HAP (pireno, fluoranteno), microplásticos, microcontaminantes orgánicos persistentes (Bisfenol A, aminas, mercaptobenzotiazol y otros)
	Convertidores catalíticos	Platino, paladio, rodio, benzotriazol, tolytriazol
	Carrocería del vehículo	Cromo, hierro, zinc (acero), Bisfenol A
	Combustión	Plata, bario, cadmio, cromo, cobalto, molibdeno, níquel, vanadio, antimonio, estroncio, zinc, HAP (naftaleno), MTBE, BTEX
	Fugas, goteo de aceite	HAP
Superficie de carretera	Desgaste de la rodadura	Aluminio, calcio, hierro, potasio, magnesio, sodio, plomo, silicio, estroncio, titanio, HAP.
Vialidad invernal y eliminación de polvo	Uso de fundentes	Calcio, magnesio, sodio, cloruro, ferrocianuro (agente anti-aglomerante)
Equipamiento de carreteras	Guarda railes, señales de tráfico	Zinc (acero galvanizado)
Conservación de la infraestructura	Lavado de túneles	Tensoactivos
	Control de vegetación	Herbicidas

8.4.1 Deposición Atmosférica

Cualquier contaminante presente en el aire puede depositarse sobre la superficie de una carretera, un proceso denominado deposición seca. Durante las precipitaciones se produce una deposición adicional (deposición húmeda) procedente de la atmósfera, ya que la lluvia arrastra las sustancias presentes en la atmósfera.

Las partículas relacionadas con otras fuentes distintas del tráfico, como el polvo mineral de suelos cercanos, obras de construcción, canteras, polen, esporas y materia orgánica emitidas durante la actividad biogénica se depositan a menudo en la superficie de la carretera y pueden interactuar con las emisiones del tráfico (Fuzzi *et al.* 2015; Piscitello *et al.* 2021).

La contribución de la deposición atmosférica representa potencialmente entre el 57% y el 100% de las cargas de metales traza en la escorrentía pluvial urbana y la deposición seca puede ser el mecanismo dominante.

8.4.2 Tráfico

El tráfico representa una fuente primaria de contaminantes dentro de las zonas urbanas y las infraestructuras viarias. El tráfico genera partículas sólidas totales (PST) tanto por los procesos de combustión como por la abrasión mecánica del pavimento, los neumáticos, el forro de los frenos y la corrosión de las carrocerías de los automóviles y las infraestructuras viarias (guardarraíles, señales de tráfico, etc.).

El tamaño de las partículas de desgaste de las distintas fuentes vehiculares determina en última instancia si permanecerán suspendidas en la atmosfera o serán depositadas en la superficie de la carretera. Los modelos para calcular las emisiones y concentraciones atmosféricas son más avanzados que los modelos para estudiar la calidad de la escorrentía. Los primeros se basan en procesos físicos, mientras que la mayoría de los segundos son modelos analíticos o de regresión basados en datos monitorizados.

Las emisiones relacionadas con el tráfico se calculan a partir de un modelo de tráfico. El programa COPERT (Computer Programme to Calculate Emissions from Road) es el más utilizado a nivel europeo, pero en Euskadi pueden compararse contra el modelo EMIGIA (Emisiones calculadas por el Grupo de Investigación Atmosférica de la Escuela de Ingeniería de Bilbao-UPV/EHU).

Tabla 8-3. Factores de emisión por desgaste de neumáticos y freno y superficie de la carretera. (datos de EMEP/EEA, 2016)

Fuente	Desgaste de Neumáticos y Frenos (g/veh.km)			Desgaste de la Superficie de la Carretera (g/veh.km)			Proporción del Total (Veh-km)
Categoría tráfico	PST	PM10	PM2,5	PST	PM10	PM2,5	
Veh. Turismos	0,0182	0,0138	0,0074	0,015	0,0075	0,0041	75 %
Veh. Industriales	0,0286	0,0216	0,0117	0,015	0,0075	0,0041	14 %
Veh. Pesados	0,0777	0,059	0,0316	0,076	0,038	0,0205	10 %
Motos	0,0083	0,0064	0,0034	0,006	0,003	0,0016	1 %

PST = Partículas sólidas totales.
PM10 y PM2,5=Material particulado inferior a 10 y 2,5 micras, respectivamente.

El Sistema Español de Inventario y Proyecciones de Emisiones a la Atmósfera (SEI) elabora anualmente el Inventario Nacional de Emisiones a la Atmósfera, tanto para los

gases de efecto invernadero como para otros contaminantes atmosféricos. En el capítulo de "transporte por carretera" describe la metodología COPERT como la utilizada para la realización de estos cálculos y hace una estimación de las emisiones totales agregadas por vehículo y carburante (MAPAMA 2014).

Para definir las emisiones del transporte por carretera se utilizan los siguientes términos:

- Emisiones atmosféricas: Parte de las emisiones totales que acaba en la atmósfera.
- Emisiones al agua y al suelo: Parte de las emisiones totales que acaba en las aguas superficiales y el suelo.
- Emisiones de escape: Emisiones atmosféricas de partículas (PM10), óxidos de nitrógeno (NOx), óxidos de azufre (SOx), monóxido de carbono (CO), compuestos orgánicos volátiles no metánicos (COVNM) y dióxido de carbono (CO_2), causadas por la combustión de carburantes.
- Emisiones evaporativas: Emisiones atmosféricas de COVNM procedentes de la evaporación de la gasolina.
- Emisiones por desgaste: Emisiones de partículas procedentes del desgaste total de neumáticos/frenos/carretera, incluyendo tanto la parte que se libera a la atmósfera como la que acaba en la carretera, en el suelo y en las aguas superficiales.

8.4.3 Factores de Emisión de Vehículos

Los factores de emisión de vehículos (FEV) permiten caracterizar flujos contaminantes para cada subfuente del tráfico y contaminante de la MM5. Proporcionan una comprensión de la magnitud relativa de los contaminantes ejercida por cada tipo de emisión en la carga total de salida contaminante de la autopista.

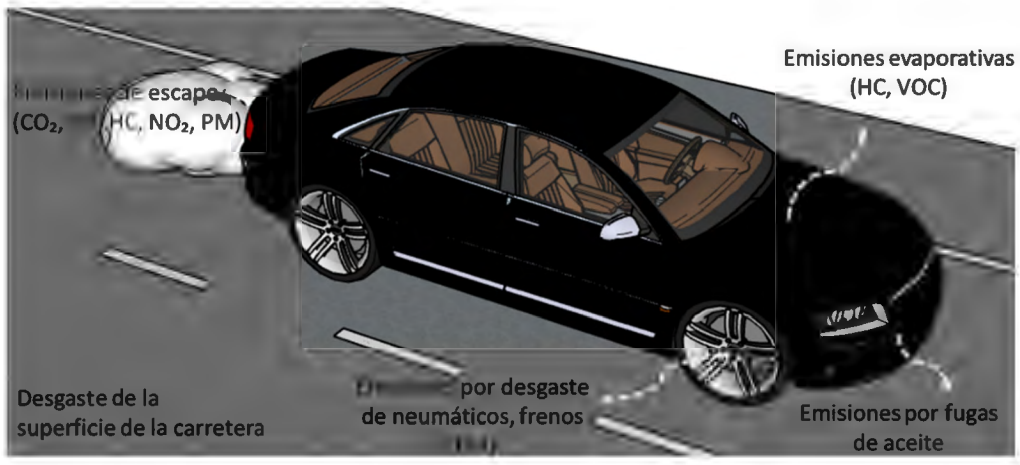


Figura 8-4. Factores de emisión de vehículos o subfuentes contaminantes

Utilizando datos de la bibliografía, se identifica la masa de cada contaminante de la MM5 depositada en la superficie de una carretera por tipo de vehículo y para cada una de las siguientes categorías de emisiones.

8.4.3.1 Emisiones de Escape

La mayor parte de la flota vehicular en Bizkaia usa motores de combustión de gasolina, gasóleo, gas natural comprimido y gas licuado de petróleo, lo que produce emisiones de gases de escape que contribuyen a los niveles de contaminación ambiental.

Tabla 8-4. Emisiones de escape desde diferentes tipos de vehículos (Revitt et al. 2022)

Categoría tráfico	PM_{10} (mg/vkm)	Zn (µg/vkm)	Cu (µg/vkm)	B(a)P (µg/vkm)
Turismos gasolina	1,000	1,971	0,219	0,40
Turismos diésel	10,00	0,899	0,345	1,74
VLC diésel	1,000	3,410	0,379	0,40
VLC gasolina	13,00	1,609	0,618	1,74
Pesados rígidos	25,00	4,873	1,872	0,90
Pesados articulados	20,00	4,999	1,921	0,90
Motos	8,000	0,946	0,105	0,40
Autobuses	43,00	7,491	2,878	0,90

Las partículas liberadas por los gases de escape se transportan principalmente por el aire, y una pequeña proporción (estimada en un 10%) se deposita directamente en la superficie de la carretera como resultado de la distribución del tamaño de las partículas.

8.4.3.2 Emisiones por Desgaste de Frenos

El desgaste de frenos se produce debido a las desaceleraciones. Los compuestos metálicos como cobre, zinc y cadmio se encuentran regularmente en las partículas de polvo de los frenos. Los hidrocarburos aromáticos policíclicos (HAP), como pireno y benzo-a-pireno, también se encuentran en el polvo de rotura debido a su acumulación cuando se produce el movimiento de rotura.

Tabla 8-5. Emisiones por desgaste de frenos según tipo de vehículo (Revitt et al. 2022)

Categoría Tráfico	PST (mg/vkm)	Zn (µg/vkm)	Cu (µg/vkm)	B(a)P (ng/vkm)
Turismos gasolina, diésel, eléctricos	14	140	140	10,4
VLC gasolina, diésel, eléctricos	26	260	260	19,2
Pesados rígidos y articulados	55	550	550	40,7
Motos	8	80	80	5,9
Autobuses	75	750	750	55,5

8.4.3.3 Emisiones por Desgaste de Neumáticos

El desgaste de los neumáticos es causado por la fricción de la cubierta de la rueda y la superficie de la carretera. Este desgaste se da principalmente durante las aceleraciones, las frenadas y los virajes en curva.

Tabla 8-6. Emisiones por desgaste de neumáticos para diferentes tipos de vehículos (Revitt et al. 2022; CEDR, 2018c)

Categoría Tráfico	PST (mg/vkm)	Zn (µg/vkm)	Cu (µg/vkm)	B(a)P (ng/vkm)	MP[1] (mg/vkm)
Turismos gasolina, diésel, eléctricos	100	550	280	235	50-132
VLC gasolina, diésel, eléctricos	159	382	318	374	102-320
Pesados rígidos y articulados	850	9350	1530	1233	546-1500
Motos	60	330	500	363	39-47
Autobuses	415	4565	168	141	267-700

(1) Incluye la cantidad total de MP emitida por el tráfico, que se deposita en la carretera, suelo y aguas superficiales. Se dan rangos para esta sustancia emergente debido a que los datos de monitorización desde carreteras son escasos.

El óxido de zinc se utiliza en una serie de procesos para endurecer el caucho de los neumáticos, lo que genera cantidades significativas de zinc en la banda de rodadura y en los restos de desgaste de los neumáticos. Los HAP también se utilizan en la fase de fabricación del neumático para que el producto sea más fácil de trabajar y para mejorar el agarre del neumático en carreteras mojadas.

8.4.3.4 Emisiones de Desgaste de la Superficie de la Carretera

Las emisiones de desgaste de la superficie de la carretera se deben a la fricción de los neumáticos. Existe poca información sobre los efectos del desgaste del pavimento de las carreteras en las emisiones de partículas al aire. La rotura de las superficies de las carreteras provoca emisiones de diversos niveles, contribuyendo a los niveles de sólidos en suspensión y partículas.

Tabla 8-7. Emisiones por desgaste de la superficie de la carretera según tipo de vehículo (Revitt et al. 2022)

Categoría Tráfico	PST (mg/vkm)	Zn (µg/vkm)	Cu (µg/vkm)	B(a)P (ng/vkm)
Turismos gasolina, diésel, eléctricos	165	14,65	7,36	14,93
VLC gasolina, diésel, eléctricos	165	14,65	7,36	14,93
Pesados rígidos y articulados	840	74,59	37,46	76,02
Motos	74	6,57	3,30	6,7
Autobuses	840	74,59	34,46	76,02

8.4.3.5 *Emisiones por Fugas de Aceite*

Las fugas de aceite del motor se vierten directamente a las carreteras, aunque una parte del aceite que se pierde debido a las altas temperaturas de funcionamiento acaba vaporizado o retenido dentro del vehículo (10%).

Tabla 8-8. Emisiones por fugas de aceite según tipos de vehículos (Revitt et al. 2022)

Categoría Tráfico	PST (mg/vkm)	Zn (µg/vkm)	Cu (µg/vkm)
Turismos y VLC (gasolina, diésel)	2,49	4,03	3,61
Pesados rígidos y articulados, Autobuses y autocares	1,87	3,03	2,71
Motos	1,25	2,02	1,81

Categoría tráfico	B(a)P (ng/vkm)
Turismos gasolina, y VLC	13,7
Turismos diésel, y VLC	10,0
Pesados y autobuses y autocares (diésel)	7,5
Motos (gasolina)	6,3

8.4.4 Fundentes de Vialidad Invernal

Hay dos categorías principales de agentes fundentes: con base de cloruro y con base orgánica. El cloruro de sodio es, con diferencia, la sal para carreteras más utilizada. La tabla reseña el aporte de contaminantes por el uso de esta sal de carreteras.

Tabla 8-9. Contaminantes aportados por la sal de carretera usada como fundente (kg/ha)

Actividad	Sodio (Na^+)	Cloruro (Cl^-)	Hierro (Fe)
Dosis preventiva de sal	35	55	0,15
Dosis curativa de sal	140	220	0,60

8.4.5 Lavado de Túneles

Los túneles constituyen una parte especial de una red de carreteras. Su entorno, está confinado y la suciedad y el polvo se depositan y acumulan en el pavimento, las paredes, el techo y el equipamiento.

Los túneles se lavan regularmente para controlar esta suciedad. Las aguas de lavado suelen presentar altas cargas contaminantes. La gestión de estas aguas debe incluirse en el diseño del túnel y de las carreteras adyacentes. Se debe abordar la necesidad de aplicar soluciones de tratamiento para el agua de lavado de túneles cuando estas no forman parte del diseño del túnel. Los procesos de tratamiento de estas aguas

necesitan combinar la sedimentación con floculantes, la filtración y la sorción para reducir los contaminantes a un nivel aceptable.

Figura 8-5. Imagen de un túnel durante su lavado (CEDR, 2016)

8.4.6 Fase de Construcción

La construcción de carreteras es una actividad que provoca cambios en el uso del suelo. La magnitud del cambio depende de la dimensión del proyecto de construcción de la carretera. Una carretera de varios carriles construida en un paisaje natural y de topografía pronunciada dará lugar a mayores alteraciones del terreno.

Tras el impacto directo en el paisaje, el suelo, la geología, la vegetación y la fauna del emplazamiento, puede haber impactos indirectos en todas las masas de agua cercanas. La estructura de los acuíferos puede verse afectada por la alteración del suelo y de la estructura geológica local. En la fase de construcción se reduce la infiltración del agua y aumenta la escorrentía superficial, con lo que aumentan los procesos erosivos y el transporte de sedimentos (y materia orgánica) a las aguas receptoras.

Los principales de contaminantes durante la construcción son las partículas, los hidrocarburos (aceites) por derrames, los compuestos nitrogenados (por ejemplo, amonio y amoníaco) y la alcalinidad. También, pueden ser importantes los metales lixiviados de formaciones rocosas durante las perforaciones.

Las partículas provenientes de la erosión del suelo desestabilizado pueden ser arrastradas por las escorrentías y verterse al medio receptor. Los impactos ambientales de la fase de construcción pueden considerarse alteraciones agudas que pueden permanecer desde unos pocos días a varios años y están presentes a una escala espacial local y/o regional.

Durante la fase de construcción, la MM2 requiere establecer una variedad de medidas para reducir el riesgo de causar daños al medio acuático.

8.4.6.1 Excavación de Túneles

La excavación de túneles requiere grandes volúmenes de agua para la perforación. Además, hay fugas naturales de la formación acuífera afectada. Los contaminantes principales de este proceso incluyen partículas (5.000–10.000 mg-SST/L), fugas/derrames de petróleo, alcalinidad (un pH > 11, es común), y nitrógeno amoniacal elevado debido a fragmentos con explosivos sin detonar (10-15%). La combinación de pH elevado y nitrógeno amoniacal puede formar amoniaco tóxico. La roca natural, también, pueden ser una fuente de escorrentía ácida, metales pesados y radionucleidos. El esquisto de alumbre y los granitos que contienen azufre son ejemplos de lechos rocosos problemáticos. Los productos químicos de lechada pueden contener trazas de productos químicos nocivos. Finalmente, la fibra plástica (polipropileno), que se usa como refuerzo para el hormigón proyectado durante la excavación de túneles para asegurar la superficie de la roca, puede transportarse involuntariamente a las aguas superficiales y dar lugar a la formación de MP.

8.5 NIVELES DE CONTAMINACIÓN

En las tablas siguientes se recoge una revisión de valores de referencia de las concentraciones y cargas típicas de los contaminantes clave en la escorrentía viaria.

Los datos publicados tienen diferencias significativas que obedecen a factores propios de los casos estudiados, entre otros, tipo de carretera, IMD, materiales constructivos, climatología, etc. En el caso de los microplásticos, a los factores generales anteriores, hay que añadir la escasez relativa de datos, así como la falta de un método estandarizado y armonizado de muestreo y análisis.

La identificación de MP representa una tarea difícil en su análisis debido a la existencia de una amplia variedad de tamaños, formas y polímeros. Por lo tanto, el proceso de identificación de MP comúnmente combina diferentes técnicas analíticas, basadas en la caracterización física (por ejemplo, identificación visual o microscopía), y caracterización química, como la espectroscopía. En las escorrentías viarias se espera que las partículas de neumáticos sean la mayor fuente de microplásticos. En el caso de estas partículas de neumáticos, con frecuencia se utilizan los datos de medición del zinc como posible marcador o indicador de partículas de neumáticos. Sobre la base de las mediciones de zinc en las escorrentías viarias se ha deducido un intervalo de concentración de partículas de neumáticos de 36 a 85 mg/L (CEDR, 2018a).

Tabla 8-10. CMS de contaminantes objetivo en las escorrentías viarias

Parámetro (unidad)	EE. UU. Media (a)	Norte de Europa Mediana (b)	Noroeste España Media (c)	AASTHO Mediana (d)	WRc Media/ Mediana (e)	Varios (f)
SST (mg/L)	45 - 798	100	328	15 - 80	244/139	--
Cu-total (µg/L)	22–7.033	20	25,4	7,95-24,1	91,2/43	--
Cu-disuelto (µg/L)	--	--	--	3,95-11	31,3/23,3	--
Zn-total (µg/L)	56 – 929	200	173	45,8-204	352,6/140,0	--
Zn-disuelto (µg/L)	--	--	--	15,1-189	111,1/58,3	--
BaP (µg/L)	--	--	--	--	0,69/0,33	--
MP (mg/L) o (p/L)	--	--	--	--	--	2,39 (f1) 14,74 (f2)

Fuentes:
(a) Barrett *et al.* (1993, cita en FHWA (1996).
(b) Hvitved-Jacobsen *et al.* (2010).
(c) Suárez *et al.* (2013). IMD: 19.000 vehículos/día.
(d) AASTHO (2020). Use of the State Department of Transportation Portal to the International Stormwater BMP Database.
(e) WRc (2008). 340 sucesos de escorrentía viaria en 30 sitios diferentes de Inglaterra. IMD: 5.000 a 200.000 vehículos/día
(f1) Rosso *et al.* (2022). Italia, enero a marzo de 2021. Tramo de autopista A4 de 32,3 km de longitud, IMD de 71.000 vehículos/día (más de 20.000 vehículos pesados). En 4 sucesos de escorrentía se midió MP pequeños (tamaño 5-100 µm). Concentración media en mg/L.
(f2) Lange *et al.* (2021). Autopista en Suecia, 4,7 ha, 13.250 vehículos/día. MP > 100 µm (límite: 5 mm). 9 muestras compuestas proporcionales a caudal, de oct/2019 a junio/2020. Concentración mediana en partículas/L (p/L). Intervalo: 0,38 a 1.647 p/L.

Tabla 8-11. CMS y fracción disuelta de contaminantes de escorrentía viaria en vías urbanas mixtas y carreteras en función de la IMD (vehículos/día)

Parámetro	Unidad	IMD: 15.000–30.000	IMD: > 30.000	Fracción disuelta (%)
SST	mg/L	100 - 300	1.000	No aplicable
Cu-total	µg/L	25 - 45	60	20-71
Zn-total	µg/L	150 - 180	250	14-95
BaP	µg/L	0,7 (IMD = 5.000 a 200.000)		1,4
MP	mg/L	1 (IMD = 21.300)	55 (IMD = 73.310) 2,4 (IMD = 71.000)	No aplicable

Fuentes: Con datos de Andersson *et al.* (2018); CEDR (2019b); Rosso *et al.* (2022); Suárez *et al.* (2013); WRc (2008).

Tabla 8-12. CMS informadas de contaminantes en escorrentía de carreteras

Contaminante	CMS Mínima	CMS Media	CMS Mediana	CMS Máxima
SST (en mg/L) (a)	1,0	244	139	2.030
Cu total (µg/L) (a)	4,00	91,22	42,99	876,80
Cu soluble (µg/L) (a)	2,15	31,31	23,30	304
Zn total (µg/L) (a)	9,73	352,63	140,00	3.510
Zn soluble (µg/L) (a)	4,99	111,09	58,27	1.360
BaP (µg/L)	<0,01 (a) 0,06 (b)	0,69 (a) 0,25 (b)	0,33 (a) --	6,56 (a) 0,84 (b)
MP (en mg/L)	2,7 (c) -- -- 12 (f) 36 (g) 0,002 (h) 0,0085 (i)	-- 1,0 (d) 55,0 (e) 87-97 (f) -- -- --	-- -- -- -- 0,07 (h) 0,023 (i)	16,8 (c) -- -- 179 (f) 85 (g) 8,2 (h) --

Fuentes:
(a) WRc (2008): estudio británico consistente en 340 sucesos de 30 sitios diferentes con IMD de 5.000 a 200.000 vehículos/día.
(b) Tromp *et al.* (2012): Países Bajos, autopista A1, 1,8 ha de cuenca. Del 27/1/2003 al 5/9/2004 se analizaron 20 muestras mensuales compuestas de periodos de 4 semanas (total de sucesos: 20 x 4 = 80).
(c) Rosso *et al.* (2022): Italia, autopista A4, IMD de 71.000 vehículos/día. Enero-marzo 2021. 4 muestreos, en 4 fechas diferentes, con periodo seco previo de 8 a 23 días. Suma de MP y APF (aditivos, plastificantes y fibras).
(d) CEDR (2019b). Microproof-Deliverable 6.6. Países Bajos, autopista E18, IMD de 21.300 vehículos/día. Una sola muestra, tomada en pozo de registro.
(e) CEDR (2019b). Microproof-Deliverable 6.6. Alemania, autopista A61, IMD de 73.310 vehículos/día. Media de dos muestras, un sitio, un mismo día de muestreo.
(f) Wik & Dave (2009). Cita en Microproof-Deliverable 1.1.
(g) Milani *et al.* (2004); Lassen *et al.* (2015). Citas en Microproof-Deliverable 1.1.
(h) Lange *et al.* (2021). Autopista en Suecia, 4,7 ha, 13.250 vehículos/día. MP > 100 µm (límite: 5 mm). 9 muestras compuestas proporcionales a caudal, de oct/2019 a junio/2020.
(i) Liu *et al.* (2019). Autopista en Aarhus (Dinamarca). 4,8 hectáreas. 3 muestras. Sept-Oct 2017. Midieron en zona de salida de un estanque de retención. Se ha adoptado 99% eficiencia de remoción del sistema de estanques de retención.

Tabla 8-13. Aporte estimado de carga contaminante en las escorrentías de carreteras

Parámetro	Carga (kg/ha/año)	Carga (kg/ha/suceso)
SST (a)	314 – 11.862	1,84 – 107,6
Zinc-total (a)	0,22 – 10,4	0,004 – 0,025
Cobre-total (a)	0,030 – 4,67	0,0063
HAP-total (a)	0,005 – 0,18	---
BaP (b)	0,0013	---
MP (c)	---	4×10^{-6} – 0,035

Fuentes:
(a) Barret *et al*, (1993).
(b) Estimada con datos de Tromp *et al.* (2012).
(c) Estimada con datos de Lange *et al.* (2021); Rosso *et al.* (2022).

8.5.1 Resumen de Composición de las Escorrentías Viarias

La tabla siguiente es un resumen estadístico de las concentraciones de contaminantes de la MM5 en las escorrentías viarias elaborada de varias fuentes de referencia. En determinados proyectos puede ser necesario controlar además otros parámetros. En el Anexo 2 se presenta un resumen de concentraciones para las sustancias encontradas en la escorrentía viaria.

Tabla 8-14. Resumen estadístico de la composición de las escorrentías viarias

Parámetro	Unidad	P25	P50	P75	Mín.	Media	Máx.
SST	mg/L	49	73	197	2,4	173	1.557
Cu-disuelto	µg/L	4,37	10,47	9,95	1,82	15,36	153,75
Cu-total	µg/L	20,19	24,16	60,20	3,26	47,07	414,99
Zn-disuelto	µg/L	19,81	39,46	62,17	4,83	61,91	816,92
Zn-total	µg/L	92,24	106,81	293,96	9,24	219,95	1981,75
Benzo(a)pireno	µg/L	0,10	0,23	0,16	0,04	0,36	3,70
Microplásticos	mg/L	--	--	--	1,0	25	179

Fuente: Con datos de AASTHO (2020); Barbosa *et al.* (2008); Caltrans (2003); CEDR (2018a, 2019b); Lange *et al.* (2021); Lassen *et al.* (2015); Liu *et al.* (2019); Milani *et al.* (2004); Mitchell (2005); NZTA (2010); Rosso *et al.* (2022); Suárez *et al.* (2013); Tromp *et al.* (2012); Wik & Dave (2009); WRc (2008); WSDOT (2007).

8.5.2 Factores Afectando la Calidad de la Escorrentía Viaria

Los principales factores que afectan a la composición química de la escorrentía viaria incluyen el volumen de tráfico, el régimen pluviométrico, el tipo de superficie de la carretera, la red de drenaje, las características del tráfico y los factores climáticos.

8.5.2.1 Volumen de Tráfico

Los vehículos son una de las principales fuentes de contaminación en la escorrentía viaria. La cantidad de tráfico en un determinado tramo de autopista influirá en la acumulación de contaminantes en la superficie de la carretera. Sin embargo, la corriente de aire causada por los vehículos también moviliza sólidos y otros contaminantes de los carriles y arcenes de las autopistas, afectando la relación entre el volumen de tráfico, las cargas contaminantes y sus concentraciones en la escorrentía pluvial.

La relación de la IMD y la contaminación de la escorrentía viaria debe aplicarse con cautela. Algunas fuentes han constatado correlaciones muy elevadas entre ambos parámetros, pero otras fuentes descartan completamente dicha correlación (Swadener *et al.* 2014). El volumen de tráfico comúnmente es responsable de hasta el 40 % de la variabilidad de las concentraciones de contaminantes en la escorrentía (Opher y Friedler, 2010, Drapper *et al.* 2000). Las concentraciones medias de contaminantes en la escorrentía procedente de autopistas urbanas (IMD>30.000 veh/día) son generalmente entre dos y diez veces superiores a las encontradas en autopistas interurbanas (IMD<30.000 veh/día) (Kayhanian *et al.* 2003). Sin embargo, las

concentraciones medias de algunos contaminantes (DQO, SST, SDT, turbidez y NH_3) suelen ser más elevadas en la escorrentía de las carreteras interurbanas, lo que sugiere la existencia de fuentes contaminantes primarias distintas al tráfico.

Los automóviles que circulan por redes de carreteras que contienen semáforos (urbanas), nudos y conexiones generalmente desaceleran (mayor uso de las pastillas de freno) y aceleran con más frecuencia que en zonas de tramos rectos sin restricciones. El frenado frecuente puede aumentar los niveles de contaminantes hasta tal punto que las carreteras con una baja IMD (pero con muchos semáforos) pueden tener niveles más altos de contaminación en su escorrentía que carreteras con mayor IMD, pero sin semáforos (Huber *et al.* 2016).

Tabla 8-15. Cargas de acumulación de contaminantes (kg/ha/año) en función de la IMD

IMD (veh. /día)	SST(b)	MP	BaP	Metales (a)			
				Cu-total	Cu-soluble	Zn-total	Zn-soluble
<5.000	2.500	---	---	0,4	0,2	0,4	0,2
5.000-15.000	5.000	---	---	0,7	0,3	1,0	0,5
15.000-30.000	7.000	---	---	1,0	0,4	2,0	1,0
>30.000	10.000	---	---	3,0	1,2	5,0	2,5
Otras IMD	314-11.000	1,0-1,4(c)	0,0013 (d)	---	---	---	---

Fuentes:
(a) CIRIA (1997). Datos de metales objetivo (Cu y Zn, total y soluble).Highways Agency (2002).
(b) Barret *et al.* (1993). IMD: desde miles a cientos de miles de vehículos por día.
(c) CEDR (2018b). Carga acumulada en **kg/cápita/año**, en las carreteras suecas (1 kg/cáp/año) y alemanas (1,4 kg/cáp/año), solo por desgaste de neumáticos.
(d) Tromp *et al.* (2012). IMD > 100.000 vehículos/día.

Tabla 8-16. Valores estimados de carga contaminante (en mg/vehículo/km) de las escorrentías de carreteras en función de la IMD (NZTA, 2010)

IMD (veh. /día)	Zn-total	Cu-total	HAP-total (*)
90.000	0,17	0,06	0,02
17.990	0,19	0,06	---
19.750	0,07	0,08	---

(*) El BaP puede representar un 9% de la concentración de HAP-total medida en escorrentías de carretera (según datos de WRc, 2008).

8.5.2.2 Características de la Precipitación

Las principales características de un suceso de precipitación que pueden ser relevantes en la calidad del agua de escorrentía son: el tiempo seco antecedente (TSA) y la intensidad y duración de la precipitación.

Durante el período seco que precede a un aguacero los contaminantes se acumulan en la superficie de la carretera. La acumulación se produce relativamente rápido al inicio del tiempo seco (tras la última precipitación) pero se ralentiza después de varios días

(15 días generalmente) a medida que se produce la redistribución. La superficie de la carretera tiene una capacidad máxima de carga de materia seca, influenciada por el asfalto y por las condiciones ambientales que contribuyen a movilizar sedimentos, como el viento, la temperatura, la radiación solar y la humedad.

El volumen o altura de la precipitación, su intensidad y su duración pueden tener diversas implicaciones en la calidad de las escorrentías de la calzada. Las tres variables están interconectadas. Una tormenta con una elevada precipitación puede ser de alta intensidad y corta duración, o de baja intensidad y larga duración. La cantidad de precipitación suele ser un mal indicador de las concentraciones de contaminantes en la escorrentía, pero es un factor importante para determinar la carga total de contaminantes.

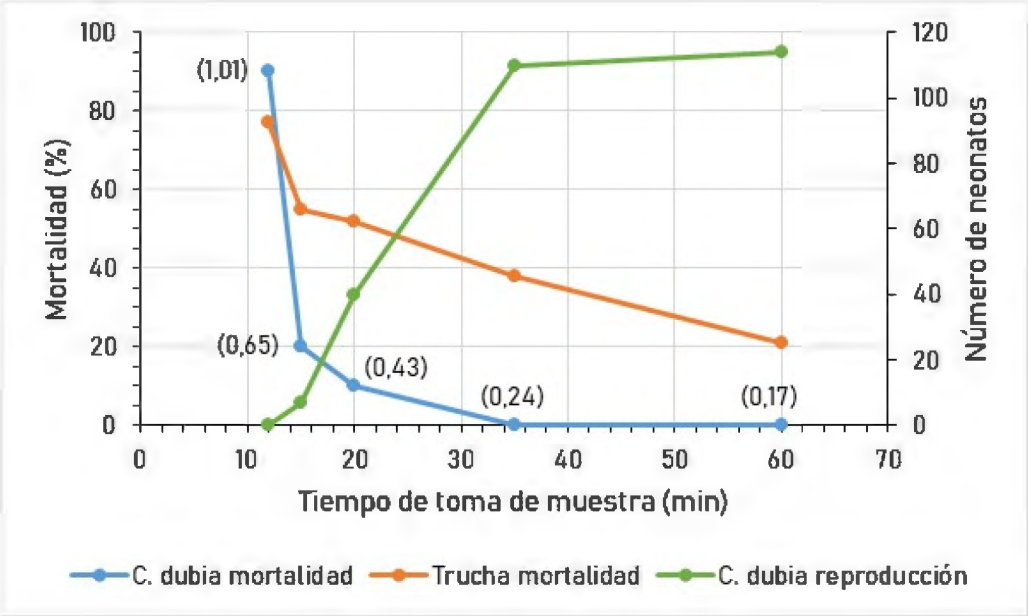


Figura 8-6. Cambios en la toxicidad de la escorrentía durante un suceso de lluvia y efectos en la supervivencia y reproducción de Ceriodaphnia dubia y la toxicidad aguda para la trucha arcoíris (Mayer et al, 2011)

La intensidad de la tormenta suele tener un mayor impacto sobre el tipo de contaminantes y su concentración en la escorrentía. Existe una correlación positiva entre ciertas cargas o concentraciones de contaminantes y la intensidad de la precipitación. Esto sucede mayoritariamente con constituyentes asociados a partículas. Las cargas contaminantes suelen ser mayores en las precipitaciones más largas, ya que el transporte de algunos componentes continúa durante todo el suceso, independientemente de otros factores como la intensidad y el caudal.

Los contaminantes que se acumulan durante el TSA en la carretera pueden tender a ser arrastrados con la primera fracción de la escorrentía, provocando un primer lavado de contaminantes. En este fenómeno se descarga una mayor masa de contaminantes durante la primera fracción de escorrentía en comparación con el resto del aguacero. El primer lavado suele tener una mayor influencia en la movilización de metales disueltos en la escorrentía viaria, mientras que el comportamiento del material

asociado a partículas sigue de cerca al de los sólidos en suspensión y no siempre está asociado a un primer lavado (Hewitt y Rashed, 1992).

8.5.2.3 Tipo de Firme y Red de Drenaje

El tipo de material del pavimento también puede afectar la cantidad de contaminantes en la escorrentía viaria, aunque la tipología del sistema de drenaje tiene una mayor influencia. Las mezclas bituminosas porosas han mostrado de forma sistemática una mejora de la calidad del agua de escorrentía con reducciones importantes en la cantidad de metales pesados e hidrocarburos en la escorrentía. El uso de asfalto poroso en puentes provoca una concentración de metales pesados significativamente menor en la escorrentía (Huber *et al.* 2016).

El pavimento de hormigón, en comparación con una superficie de asfalto, contiene sustancias alcalinas que aumentan el pH de la escorrentía y debería tener una influencia más fuerte en la asociación de los metales a la fase particulada que las calzadas de asfalto.

8.5.2.4 Factores Climáticos

Varios factores relacionados con las condiciones locales afectan los procesos de acumulación y eliminación de contaminantes en la superficie de la carretera. Estos incluyen tanto influencias ambientales directas, como la temperatura y el régimen de precipitación estacional, como impactos indirectos causados por actividades estacionales, como la aplicación de fundentes o el control de la vegetación con sustancias químicas. Durante el invierno, en las regiones donde se utilizan agentes fundentes se producen concentraciones más altas de la mayoría de los componentes, especialmente metales (Crabtree *et al.* 2006, Backström *et al.* 2003, Klimaszewska *et al.* 2007). El aumento de las concentraciones también se debe a un desgaste más intenso del pavimento debido al uso de neumáticos de invierno en combinación con los efectos químicos causados por el uso de sales (Backström *et al.* 2003). En general, suele producirse un aumento estacional considerable en las concentraciones de contaminantes como Cu, COT, SST, HAP, Zn y pH durante el invierno.

8.6 PROCESOS UNITARIOS DE TRATAMIENTO

La eliminación de contaminantes objetivo por las técnicas SuDS del Manual se realiza mediante una combinación compleja de procesos biológicos, químicos y físicos. Los principales procesos de eliminación directa e indirecta en las técnicas, junto con las formas de cuantificación se recogen en la siguiente tabla. El método de cuantificación ha sido desarrollado dentro del marco del programa DayWater (Scholes *et al.* 2005). La metodología se resume a continuación y se adapta a las técnicas del presente Manual. La escala de puntuaciones está integrada dentro de la herramienta de soporte para la selección de técnicas.

Tabla 8-17. Principales procesos o mecanismos de eliminación de contaminantes que se dan en las técnicas SuDS (Scholes, et al. 2005)

Tipo Contribución al Proceso de Eliminación	Proceso de Eliminación	Medición Relevante y Unidades
Indirecto	Adsorción a SST	Kd (L/g); la fracción química con la que el contaminante está mayoritariamente asociado
		Solubilidad en agua(mg/L)
	Precipitación	Solubilidad del agua (mg/L)
Directo	Sedimentación	Velocidad de sedimentación (m/s)
	Adsorción al sustrato	Kd (L/g); asociada a la fracción química
	Degradación microbiana	Velocidad de biodegradación ($t_{1/2}$ en días)
	Filtración	Función de Kd (L/g) y precipitación (mg/L)
Directo	Volatilización	Kh (atm-m^3/mol)
	Fotolisis	Velocidad de fotodegradación ($t_{1/2}$ en días)
	Asimilación vegetal	Bioacumulación (Kow)

La descripción de la nomenclatura utilizada en la tabla anterior para la medición del proceso de eliminación es la siguiente:

- Kd: coeficiente de adsorción. Distribución o reparto de una sustancia entre las fases sólida y disuelta en el equilibrio. Relación entre la concentración de un contaminante en la fase sólida y su concentración en la fase disuelta en el equilibrio.

- Kh: constante de la Ley de Henry (basada en la relación de que a temperatura constante la masa de gas disuelta en un líquido en equilibrio es proporcional a la presión parcial del gas).

- Kow: coeficiente de partición octanol-agua. Una medida del potencial de acumulación de compuestos orgánicos en lípidos. Es igual a la relación de la concentración de un contaminante en octanol a la del agua en equilibrio.

- $t_{1/2}$: tiempo necesario para que la concentración de un contaminante se reduzca a la mitad.

Los principales mecanismos de eliminación que participan en la eliminación de contaminantes dentro de cada una de las técnicas SuDS se han identificado y dividido en dos categorías dependiendo de si dan lugar a la eliminación directa de un contaminante de la columna de agua (por ejemplo, sedimentación) o si contribuyen indirectamente a un proceso de eliminación de contaminantes (por ejemplo, precipitación y adsorción de sólidos en suspensión). Se considera que ambos procesos contribuyen a la eliminación global, en lugar de participar directamente en ella, porque irán seguidos de otros procesos como la sedimentación o la filtración.

Las puntuaciones de la tabla 8-18 se evalúan mediante la clasificación de cada técnica SuDS del Manual en términos de su rendimiento, determinado a partir de una consideración detallada del potencial de eficiencia de los procesos primarios de eliminación de cada contaminante. Para ello se han evaluado cuantitativamente los procesos unitarios de tratamiento anteriormente descritos, adsorción (valor Kd),

sedimentación (derivada de la velocidad de sedimentación), filtración (Kd; solubilidad), la degradación microbiana (vida media), la volatilización (Kh), la fotólisis (vida media) y la absorción por las plantas (Kow) en relación con cada tipo de técnica.

Tabla 8-18. Ejemplo de cálculo de la eliminación potencial de SST en una cuneta vegetada

Proceso de Eliminación	Relevancia del Proceso de Eliminación en la Técnica SuDS	Relevancia del Proceso de Eliminación para la Sustancia Contaminante	Valor
Adsorción	2,0	2,0	4,0
Sedimentación	3,0	1,5	4,5
Filtración	3,0	1,5	4,5
Degradación microbiana	3,0	1,5	4,5
Volatilización	1,0	2	2,0
Fotólisis	0,5	2	1,0
Asimilación por vegetación	0,5	1,5	0,8
		Total	**21,3**
*Ponderaciones: alto (3), medio (2), bajo (1)			

Tabla 8-19. Rendimiento potencial de eliminación de los contaminantes objetivo de la MM5 por las diferentes técnicas SuDS

Técnica	Contaminantes Objetivo				
	SST	Cu	Zn	BaP	MP
Franja filtrante	13,00	10,25	10,25	24,75	14,50
Cuneta vegetada	16,00	11,75	11,75	28,25	17,75
Dispersión	25,50	17,75	17,75	39,50	27,50
Zanja de infiltración	19,00	12,75	12,75	25,50	19,50
Zanja filtrante	17,50	12,00	12,00	24,00	18,00
Filtro de arena	19,00	10,00	10,00	19,00	19,00
Área de biorretención	21,50	16,00	16,00	35,75	23,25
Balsa de detención	16,00	10,75	10,75	25,25	17,75
Balsa de infiltración	25,50	17,25	17,25	37,25	27,25
Estanque de retención	17,00	11,25	11,25	25,75	18,75
Humedales	22,00	15,50	15,50	33,50	23,50

Los valores de eliminación de contaminantes y de rendimiento de cada técnica se clasifican inicialmente como alto, medio o bajo (o como No Aplicable) usando ponderaciones en base a valores cuantitativos determinados. A continuación, esta clasificación se convierte en puntuaciones individuales de los procesos de eliminación de contaminantes y los rendimientos potenciales de eliminación de cada SuDS para obtener una puntuación total de cada técnica tal como se muestra en la tabla 8-19.

8.6.1 Eliminación de Partículas

Las técnicas para la gestión de las escorrentías en este Manual ponen en juego muchos de los procesos de tratamiento en combinaciones variables, y los distintos sistemas ofrecen distintos potenciales para que se produzcan los procesos identificados. Todos

ellos aprovechan el hecho de que la mayoría de los contaminantes de la escorrentía viaria están asociados a partículas -tanto macroscópicas como coloidales- y que una retención eficaz de las partículas (y de los contaminantes asociados) dará lugar a un tratamiento eficaz.

Parte de las sustancias orgánicas asociadas a las partículas retenidas sufrirán otros procesos de degradación dentro de los depósitos acumulados (los sedimentos). Algunas sustancias orgánicas persistentes y la mayoría de las sustancias inorgánicas simplemente se acumularán a lo largo del tiempo en la capa superficial del suelo. En última instancia, habrá que desenterrarlas y gestionarlas adecuadamente.

8.6.1.1 Sedimentación

Aunque la ley de Stokes para la sedimentación de partículas es físicamente adecuada, tiene importantes limitaciones en cuanto a la descripción completa de los procesos dentro de una técnica SuDS. Hay otras teorías sobre la sedimentación de partículas en un régimen turbulento, no laminar, pero, debido a: la gran diversidad de tamaños y formas de partículas, la coagulación, floculación y estabilidad de las partículas agregadas, así como a la compleja hidráulica macroscópica, estos modelos también suelen desviarse del proceso real de sedimentación en la técnica.

En el MDSC la sedimentación se define a partir de expresiones empíricas y observaciones en las técnicas SuDS dentro de las infraestructuras viarias. Por lo general, esto se reduce a cargas superficiales o volumétricas y tiempos de residencia hidráulica combinadas con directrices sobre cómo diseñar las características específicas de un determinado sistema de sedimentación, por ejemplo, un estanque de retención o un separador hidrodinámico.

8.6.1.2 Erosión y Resuspensión

Una vez depositadas, las partículas deben permanecer depositadas. Sin embargo, no siempre es así, ya que los cambios en las condiciones hidráulicas pueden provocar la erosión y resuspensión del material previamente depositado. La resuspensión y liberación de material depositado suele estar causada por caudales elevados o el viento. La resuspensión también puede producirse a la salida de una técnica por el aumento de la velocidad de flujo.

Al igual que ocurre con la sedimentación, en la práctica es difícil describir estos procesos de forma determinista, ya que existen demasiadas incógnitas y factores desconocidos. Por ejemplo, el grado de cohesión de los sedimentos, las zonas de acumulación de sedimentos, el efecto de islas vegetadas o bermas y zonas de disipación que protegen los sedimentos de la resuspensión, etc. En la práctica una vez más el diseño se basa en observaciones y recomendaciones empíricas.

8.6.2 Filtración

La filtración es un método eficaz para retener partículas. Su eficacia depende del medio a través del cual se produce y de las características de las partículas contenidas en el

agua que se está filtrando. Cuando los líquidos que contienen partículas finas pasan a través de un medio poroso, las partículas contenidas en los líquidos obstruirán la capa superior del medio formando una capa de colmatación. Este fenómeno se ilustra en la figura 8-7, donde el agua que contiene partículas finas se filtra a través de un medio más grueso.

La obstrucción provoca la formación de una capa de colmatación, que posteriormente limitará la capacidad hidráulica de la superficie filtrante, y que también definirá el tamaño de poro activo del material filtrante. En última instancia, esto conduce a que las superficies filtrantes puedan retener partículas significativamente más finas que el tamaño medio de los poros del material filtrante seleccionado. No obstante, la evidente contrapartida es la perdida de conductividad hidráulica del medio. Por ello se usan factores de seguridad de diseño en las técnicas de infiltración.

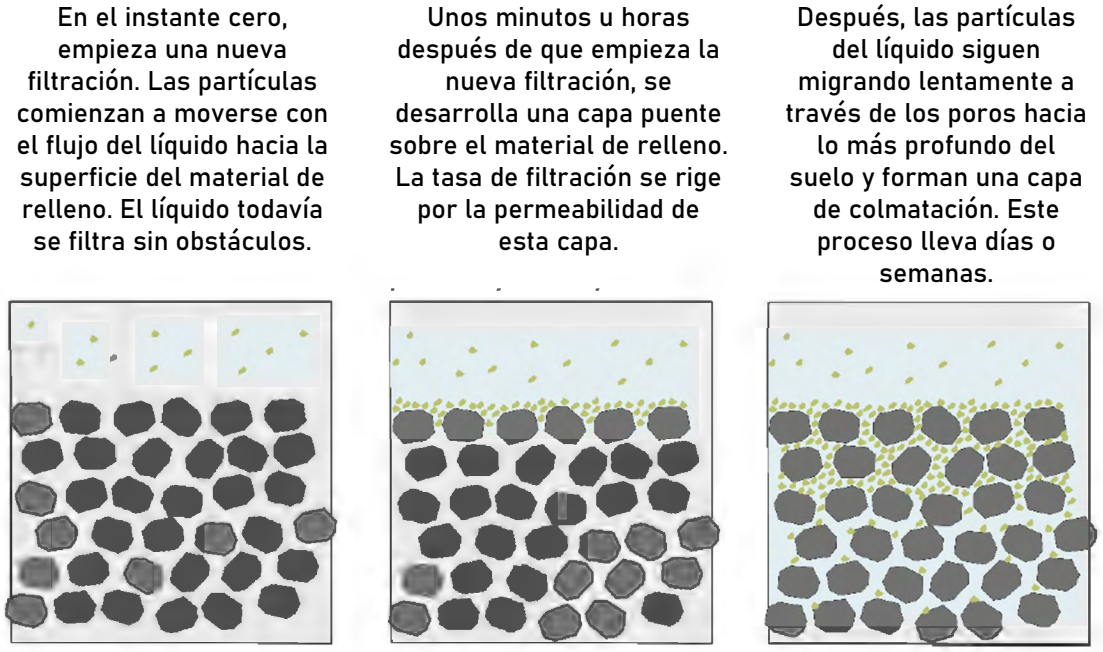


Figura 8-7. Colmatación de un medio poroso (fuente: Proper)

Las partículas muy finas y los coloides es probable que puedan permanecer móviles dentro de los espacios entre los poros del suelo. Aunque el tamaño exacto de las partículas que pueden hacer esto no está bien definido, suelen estar dentro del rango de los coloides.

8.6.3 Eliminación de Sustancias Disueltas

Una fracción más reducida de los contaminantes presentes en la escorrentía viaria está disuelta en forma de moléculas individuales o iones. Éstos permanecerán en equilibrio con las fases sólidas del sistema, donde pueden ser retenidos permanentemente o retenidos durante periodos más cortos. Mientras están retenidas, algunas sustancias orgánicas pueden degradarse y algunas sustancias pueden pasar de una unión débil

con la matriz a una unión fuerte e irreversible, convirtiéndose potencialmente en parte de la estructura mineral o de la materia orgánica inerte.

8.6.3.1 Sorción

La sorción puede dividirse en dos fenómenos: adsorción y absorción. La adsorción es la adhesión de sustancias a la superficie de una partícula. Las interacciones entre una sustancia en solución y una superficie sólida se rigen por fuerzas que atraviesan la interfase líquido-sólido. La sustancia se separa según las fuerzas intermoleculares, creando enlaces de pares de electrones o dipolos permanentes e inducidos mutuamente, que unen la sustancia al sólido.

La absorción abarca el fenómeno en el que una sustancia penetra en una fase diferente, como un líquido o un sólido, a diferencia de la adsorción, en la que se une a su superficie. Desde un punto de vista pragmático, la absorción puede considerarse como la introducción de una sustancia en una fase diferente, por ejemplo, de la fase acuosa a una fase sólida (las sustancias disueltas pueden desplazarse en una fase sólida, por ejemplo, una polimérica como los microplásticos).

La adsorción es un fenómeno de superficie, mientras que la absorción involucra todo el volumen del material, aunque la adsorción a menudo precede a la absorción.

La adsorción es un proceso de equilibrio con una ratio constante entre la concentración adsorbida (C_{solido}) y la concentración en el líquido (C_{agua}).

$$Ks, a = \frac{C_{\text{solido}}}{C_{liquido}} \qquad \textit{(Ec. 8- 1)}$$

Ks, a, también llamado a menudo Kd, se denomina coeficiente de partición. Además de depender de la sustancia y del sólido, su valor real dependerá de las condiciones de la fase acuosa, como el $C_{liquido}$, el pH, la fuerza iónica y las condiciones redox, y de la superficie de la fase sólida. En el caso de las sustancias orgánicas, el Kow de la sustancia (su coeficiente de reparto octanol-agua) suele utilizarse como una estimación aproximada de su capacidad de adsorción a una matriz orgánica. Cuanto mayor sea el valor, mejor será la sorción.

8.6.3.2 Asimilación Vegetal

Las plantas (macrófitas) absorben algunos contaminantes del entorno, pero la absorción por parte de las plantas no se considera en general un proceso importante para la eliminación de contaminantes clave seleccionados en este Manual. Se asume comúnmente que el papel principal de los macrófitos, ya sean emergentes o sumergidos, en una técnica de tratamiento de escorrentía viaria es estabilizar los lechos de sedimentos, y por lo tanto reducir el riesgo de resuspensión, y reducir la turbulencia en la fase de agua al promover el flujo pistón y por lo tanto mejorar la sedimentación.

La asimilación tisular en las plantas tendrá una mayor relevancia para los compuestos orgánicos y los nutrientes debido a sus propiedades. Por el contrario, la baja afinidad

de los metales con los tejidos vegetales indica una escasa relevancia de este proceso. El cobre tiene una mayor tendencia a estar asociado con materia orgánica que el resto de los metales, pero aun así su eliminación por asimilación vegetal será bajo. La única salvedad será el Humedal donde los flujos de escorrentía tendrán un mayor contacto con el complejo sistema radicular de la vegetación densa. En el caso de los SST este proceso no será aplicable.

8.6.3.3 Degradación de Contaminantes

Los contaminantes pueden degradarse en el compartimento agua de una instalación de tratamiento, en las biopelículas que se establecen en sus superficies sólidas (grava y medios filtrantes) y en sus sedimentos. Es muy probable que la degradación en la fase acuática sea el resultado de la fotodegradación, ya que la cantidad de biomasa particulada en la fase acuática de las técnicas SuDS suele ser baja. La degradación biológica está principalmente relacionada con la aparición de microorganismos en las biopelículas/bioincrustaciones como en los sedimentos. Esto puede verse facilitado por procesos de sorción temporal, que permiten que una sustancia permanezca más tiempo en un sistema y en concentraciones más elevadas.

Existen pocos estudios detallados sobre la degradación de contaminantes específicos en los SuDS. En general, los estudios sobre estos sistemas se han centrado principalmente en la eficacia global de los mismos para retener contaminantes, y se ha prestado menos atención a la comprensión de los mecanismos biológicos y químicos subyacentes de degradación de sustancias específicas.

En las técnicas de infiltración en el medio edafológico se han estudiado los mecanismos de retención y degradación de los microcontaminantes mostrando, por ejemplo, que los hidrocarburos tienden a permanecer en la capa superficial del suelo en profundidades de 10 a 30 cm. Esto podría indicar que, en cierta medida, que los hidrocarburos se degradan en estos sistemas. Las zonas de biorretención también han mostrado que los carbohidratos se degradan en parte en este tipo de suelo al establecer una comunidad de microorganismos especializados capaces de hacer esta degradación (LeFevre *et al.* 2012).

Es más probable que este proceso se produzca en los humedales y en las balsas de infiltración debido a la disponibilidad de lugares de fijación microbiana tanto en el sustrato como en los sistemas radiculares de las plantas, y por la existencia de elevadas relaciones de contacto entre las escorrentías y los sustratos. Las zanjas filtrantes, zanjas de infiltración y los estanques de retención no ofrecen la misma diversidad de lugares de fijación microbiana y, por consiguiente, se les asigna una importancia media para este proceso.

Respecto a la volatilización y fotolisis los valores seleccionados se basan tanto en los tiempos de residencia hidráulica mínimos especificados en el diseño de las técnicas y la vida media de los contaminantes. Los contaminantes con vidas medias de fotólisis en este periodo de tiempo tienen un alto potencial de degradación por este proceso. La fotólisis no se considera un proceso relevante para los sólidos en suspensión o los metales.

8.6.3.4 Dilución y Homogenización Previa al Vertido

La escala temporal del impacto causado por un contaminante es relevante por método en que el tratamiento debe abordar la mitigación de ese contaminante. Si, por ejemplo, un contaminante tiene un impacto tóxico agudo en el medio receptor pero su frecuencia de aparición es baja en la escorrentía, por ejemplo, los pesticidas, la atenuación y la dilución puede ser un enfoque adecuado para gestionar ese suceso. Lo mismo ocurre con la gestión de vertidos accidentales, que pueden causar impactos localizados agudos.

Los accidentes con derrames de mercancías peligrosas ocurren con poca frecuencia y rara vez contribuyen de forma relevante a la carga anual contaminante de la escorrentía viaria. La atenuación y la dilución, previa al punto de vertido, puede ser un método de mitigación adecuado. Si el impacto es acumulativo, por ejemplo, el de la mayoría de los metales pesados, es importante reducir la carga anual emitida, mientras que las concentraciones máximas tienen una importancia menor o nula.

8.7 MONITORIZACIÓN

Para comprender un suceso de lluvia es necesario conocer las concentraciones instantáneas con respecto al tiempo, así como los caudales y los flujos másicos. La variabilidad en las formas de los hidrogramas y polutogramas de un suceso de precipitación es enorme, por lo que se deberá trabajar con muestras compuestas y con concentraciones ponderadas con el caudal, para obtener una concentración media de suceso (CMS). Esto permite reducir la gran variación en cargas y concentraciones de contaminación de las aguas pluviales.

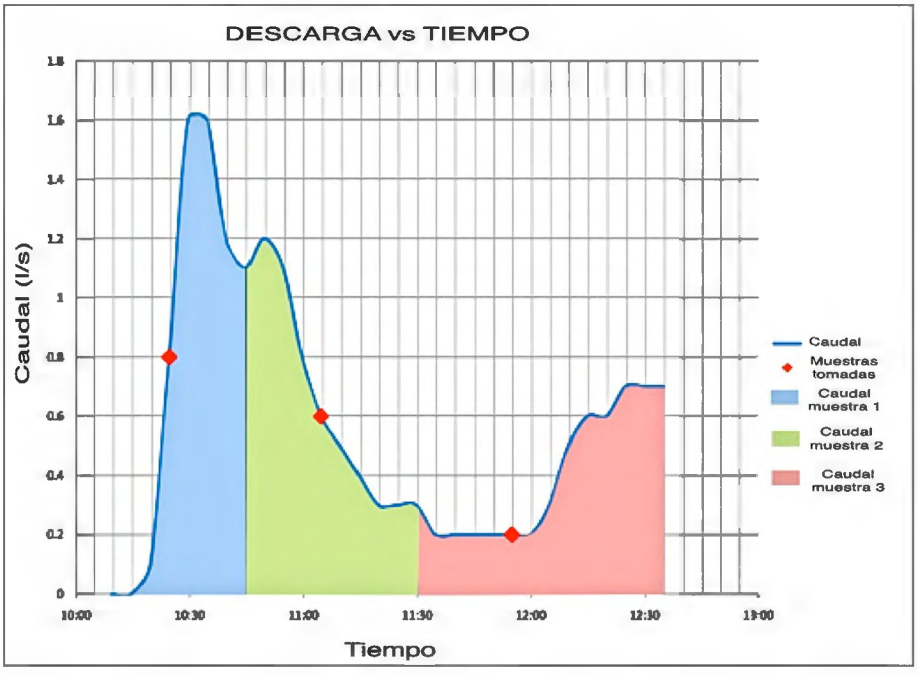


Figura 8-8. Muestras de escorrentía tomadas en diferentes puntos de un evento de lluvias para generar muestras compuestas proporcionales al caudal

8.7.1 Definición de los Objetivos de un Programa de Monitorización

El diseño de un programa de monitorización de la escorrentía viaria debe comenzar necesariamente por la definición de sus objetivos. Las razones que impulsan un plan de monitorización pueden ser de muy variada naturaleza y pueden orientarse a lograr uno o varios de los siguientes objetivos específicos:

- Evaluar la composición media de las aguas de escorrentía pluvial y su variabilidad.
- Evaluar el grado de reducción de la contaminación de la escorrentía que se obtiene con una técnica SuDS concreta.
- Evaluar las tasas de eliminación de contaminantes con técnicas SuDS innovadoras, o que no hayan sido evaluadas anteriormente.
- Estimar las tasas de eliminación de contaminantes bajo condiciones particulares, tales como variaciones estacionales, situaciones de aporte de altas o bajas cargas de sedimentos, sucesos extremos, etc.
- Verificar si algunas características específicas del diseño de una técnica pueden mejorar el nivel de eliminación de contaminantes o favorecer la reducción del volumen de la escorrentía.
- Proporcionar respaldo científico para mejorar los criterios de diseño y las tasas de eliminación de contaminantes de las técnicas SuDS.
- Proporcionar datos, abiertos y coordinados, de eficacia y rendimiento de técnicas SuDS para facilitar la comparación de resultados a escala regional.
- Evaluar el cumplimiento normativo de los objetivos de eliminación de los contaminantes presentes en la escorrentía.

La definición de los objetivos del plan de monitorización condiciona los aspectos operacionales, incluyendo:

- La selección de los parámetros de calidad que serán monitorizados.
- El número y la ubicación de los puntos de muestreo.
- El tipo de equipos de muestreo y las técnicas analíticas necesarias.
- El número de datos mínimos que deben recogerse durante las campañas de muestreo, así como su duración y frecuencia.
- El esfuerzo de muestreo necesario para la obtención de datos fidedignos.
- Consideraciones relativas al análisis y control de calidad de los datos obtenidos.
- Las necesidades de recursos humanos y materiales adecuados a los objetivos.

8.7.2 Información Previa Necesaria

La caracterización del emplazamiento y de la cuenca de aportación que se pretende monitorizar requiere de la siguiente información:

- Una descripción detallada del área de aportación considerada, incluyendo los límites y dimensiones de la cuenca, el uso o usos del suelo y el tipo o tipos de cobertura y su grado de impermeabilización.
- Las características del sistema de transporte de la escorrentía hasta el punto de vertido o de entrada a la técnica SuDS.
- Series de datos de precipitación recogidas en lugares cercanos, para relacionar las CMS con el volumen de precipitación.
- Series históricas de precipitación que permitan establecer la frecuencia y tamaño de los diferentes episodios de precipitación en la cuenca.

8.7.3 Selección de Parámetros de Contaminación para Monitorización

La selección de parámetros de contaminación se puede basar en criterios como los siguientes:

- Evaluación de cargas y concentraciones y de la eficiencia de una técnica.
- Parámetros de calidad asociados a las normas de calidad ambiental.
- Autorizaciones de vertido en las que se especifican los contaminantes y sus valores límite de emisión.
- Contaminantes asociados a los posibles usos del suelo en la cuenca de aportación (por ejemplo, una gasolinera).
- Estudio de los mecanismos de eliminación de contaminantes y de los parámetros de diseño y control de una técnica SuDS.
- Recursos y medios disponibles.

Si, como resultado de estos criterios, se obtuviera una relación extensa de parámetros de calidad, se puede analizar la relación completa en los dos primeros sucesos de lluvia, preferiblemente tras un período prolongado de TSA. Aquellos parámetros no detectables, o que se detecten en niveles no preocupantes, pueden ser suprimidos en los siguientes sucesos de lluvia.

La selección de parámetros más frecuentes para evaluar la eficiencia de una técnica SuDS se presenta en el Anexo 2.

8.7.4 Estimación del Número de Sucesos de Lluvia

Dado que la calidad de la escorrentía varía mucho entre diversos sucesos de precipitación, resulta evidente que la calidad y precisión de los resultados aumentará si se aumenta el número de sucesos de lluvia muestreados y la cantidad de alícuotas individuales recogidas durante los mismos.

Los principales factores que influyen en la probabilidad de identificar un cambio temporal y/o espacial significativo en la calidad del agua de escorrentía son:

1. Variabilidad general de los datos de calidad del agua de escorrentía.
2. Mínimo cambio detectable en la calidad del agua (diferencia entre concentraciones medias).
3. Número de muestreos efectuados.
4. Características de los sucesos de lluvia muestreados (¿se centran en los eventos de lluvia más frecuentes en el emplazamiento, o barren un amplio intervalo de condiciones de precipitación?).
5. Nivel de confianza deseado para los resultados.

La estimación del número de muestreos necesarios para lograr un determinado nivel de confianza de los resultados puede efectuarse mediante un análisis de potencia estadística. Para efectuar este análisis se definen previamente dos parámetros, el nivel de confianza deseado para las determinaciones, y la potencia estadística, o probabilidad de que exista una diferencia real entre dos muestras poblacionales.

Se recomienda un nivel de confianza de al menos 95%, y una potencia de al menos 80%, lo que significa que existe una probabilidad de al menos un 5% de extraer una conclusión errónea de los resultados, y una probabilidad del 20% de que un cambio significativo pase inadvertido (p.e.: Strecker *et al.* 2001; Geosyntec & WWE, 2009),

Tabla 8-20. Valores típicos de los parámetros estadísticos para la determinación del número de muestreos

Parámetro	Valor típico
Nivel de confianza	≥ 95 %
Potencia estadística	≥ 80 %

Es frecuente que la selección del número de muestreos necesarios no se efectúe mediante un procedimiento estadístico, sino que se fundamente en consideraciones de tipo práctico (tiempo o recursos disponibles). Para evaluar cargas y concentraciones de una escorrentía bruta se recomienda un mínimo de cinco sucesos de precipitación para obtener resultados razonablemente significativos.

La aplicación del análisis de potencia estadística requiere conocer previamente algunos valores de los parámetros de calidad que se pretenden monitorizar, como la media y la desviación estándar esperadas. Estos valores pueden obtenerse a partir de

una pequeña campaña previa de monitorización o a partir de los resultados de campañas anteriores. Otra forma de obtener dichos valores estadísticos puede ser la estimación a partir de información publicada en bases de datos análogas a la *International Stormwater BMP Database* (bmpdatabase.org) para una técnica SuDS de la misma tipología.

La media y la desviación estadística de cada parámetro, una vez obtenidas, se emplean para la estimación del coeficiente de variación (COV) a partir de cual puede estimarse el número de muestreos (tamaño muestral).

En el caso de muestras individuales, para la caracterización de una escorrentía bruta o de un efluente de una técnica SuDS se propone (CWP, 2008):

$$n = \left[\frac{COV\left(Z_{1-\alpha} + Z_{1-\beta}\right)}{error}\right]^2 \qquad \textit{(Ec. 8- 2)}$$

$$COV = \frac{\sigma}{C_{media}} \qquad \textit{(Ec. 8- 3)}$$

Donde:

n = número de muestreos necesarios.
α = falso positivo (1-α es el grado de confianza, α = 0,05 se considera estadísticamente significativa).
β = falso negativo (1-β es la potencia. En general, β = 0,20).
$Z_{1-\alpha}$ = valor de Z (asociado al área bajo la curva normal) que corresponde a 1-α. Si α = 0,05, entonces $Z_{1-\alpha}$ = 1,645 (de tablas estadísticas estándares).
$Z_{1-\beta}$ = valor de Z que corresponde a 1-β. Si β = 0,2 (potencia del 80%), entonces $Z_{1-\beta}$ = 0,85 (de tablas estadísticas estándares). Sin embargo, si la potencia es ignorada y β = 0,5, entonces $Z_{1-\beta}$ = 0.
error = error permitido (fracción de la concentración media).
COV = coeficiente de variación.
σ = desviación estándar.
C_{media} = concentración media.

Para muestras pareadas, para evaluar la eficiencia de una técnica SuDS se propone (modificada de Geosyntec & WWE, 2009):

$$n = \left[\frac{COV\left(Z_{1-\alpha} + Z_{1-\beta}\right)(2 - E)}{E}\right]^2 \qquad \textit{(Ec. 8- 4)}$$

$$E = \frac{\left(C_{media,af} - C_{media,ef}\right)}{C_{media,af}} \qquad \textit{(Ec. 8- 5)}$$

Donde:

E = fracción eliminada (eficiencia).
$C_{media,\ af}$ = concentración media afluente a la técnica SuDS.
$C_{media,\ ef}$ = concentración media efluente de la técnica SuDS.

También, la estimación del tamaño muestral se puede hacer mediante métodos gráficos, tales como los incluidos en el Anexo A de CWP (2008) o en el Anexo D de Geosyntec & WWE (2009).

8.7.5 Número de Sucesos para Técnicas con Elevado TRH

Una técnica SuDS tendrá un elevado tiempo de residencia hidráulica (TRH) cuando cumpla los siguientes criterios:

- Un TRH del orden de horas y no de minutos.
- Un TRH mayor que la duración típica de un suceso.
- Una parte del agua que sale de la técnica no representa la correspondiente entrada.

Las técnicas con elevados tiempos de residencia hidráulica no permiten asumir con confianza que el volumen de escorrentía que sale de la técnica es el mismo que entra debido a procesos de infiltración, evapotranspiración o aprovechamiento. En estas técnicas se produce con frecuencia un cierto retardo hidráulico tanto al inicio de las precipitaciones como en la aparición del caudal punta. La consecuencia es que una concentración efluente dada puede asociarse con más de una concentración afluente, según se encuentre en la fase de crecimiento o de descenso de la curva de caudal. Estas características se representan en el esquema de la siguiente figura.

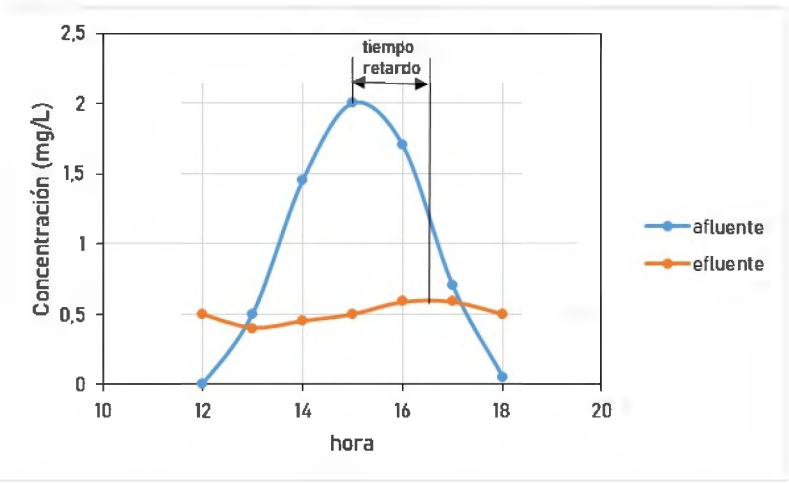


Figura 8-9. Relaciones conceptuales entre afluente y efluente para técnicas SuDS con elevados TRH (reproducida de Ecology, 2018)

Un método para evaluar el rendimiento de técnicas SuDS con elevados TRH consiste en comparar los resultados de la calidad del agua de escorrentía de los hidrogramas completos de afluente y efluente. Si el volumen de afluente y efluente son comparables, el rendimiento de la técnica puede ser evaluado directamente.

Cuando no sea posible el análisis de datos pareados o el análisis del hidrograma completo del suceso de lluvia se aplicará el método TAPE (Technology Assessment Protocol Ecology). El método TAPE se centra en períodos fijos de 24 horas, y no en la duración del suceso de precipitación y, de forma intencionada, desliga las muestras afluente y efluente de la técnica, que se recogen de forma aleatoria y no necesariamente pareada.

El método establece que son necesarios un mínimo de 15 muestreos válidos del afluente y 15 muestreos válidos del efluente para la evaluación del rendimiento de una técnica SuDS de elevado TRH. Se consideran muestreos válidos las muestras compuestas proporcionales a caudal recogidas durante 24 horas, y que además reúnan los requisitos señalados en la tabla 8-21.

Un mínimo de 15 muestras del afluente debe estar en unos intervalos de valores definidos en la tabla 8-22, además de los requisitos de la tabla 8-21. Los valores que no estén en el intervalo indicado no tienen por qué descartarse. Todas las muestras de afluente, independientemente de si cumplen con los criterios de concentración de afluente y todas las muestras de efluente deben incluirse en los análisis.

Tabla 8-21. Requisitos para el muestreo automatizado de muestras compuestas proporcionales a caudal para todo tipo de técnicas SuDS

Parámetro	Definición	Requisitos
Número mínimo de alícuotas	Número mínimo de muestras de igual volumen combinadas para generar una muestra compuesta	10 alícuotas (pueden aceptarse hasta 7 si se justifica razonadamente)
Volumen evaluado del suceso de lluvia	Porcentaje del volumen de precipitación total que representan las alícuotas	P<24 horas, 75% del volumen del hidrograma. P>24 horas, 75% del volumen del hidrograma las primeras 24 horas de precipitación.
Duración máxima del muestreo	Tiempo, en horas, entre la recogida de la primera y la última alícuota	36 horas
Número mínimo de muestreos	Número de sucesos de lluvia de los que se obtienen muestras compuestas proporcionales a caudal satisfactorias cumpliendo los requisitos	15 muestreos (sucesos)

Considerar los conjuntos de datos de afluente y efluente como poblaciones muestrales independientes permite trabajar con un número diferente de muestras para cada serie. Sin embargo, es requisito fundamental e imprescindible que la duración del muestreo sea la misma para ambas series, de tal forma que si fuera necesario prorrogar el período de muestreo para poder cumplir los requisitos con respecto al afluente establecidos en la tabla 8-24, la duración del muestreo del efluente deberá prolongarse de forma análoga. No se establece un esfuerzo máximo de muestreo, sino que este continua hasta que se logren cumplir los requisitos de las tablas 8-23 y 8-24 relativos a:

- la recogida de muestras (Tabla 8-23),
- la concentración del afluente (Tabla 8-24) y,
- las consideraciones de tipo estadístico (Tabla 8-24).

Tabla 8-22. Intervalos de concentraciones en el afluente, número mínimo de muestras, criterios y parámetros requeridos para la evaluación del rendimiento de una técnica SuDS con elevado tiempo de retención hidráulica

Objetivos del tratamiento de la técnica SuDS	Intervalo concentración afluente	Número mínimo muestras	Criterios	Parámetro de calidad requeridos
Nivel 1 (SST)	20-200 mg/L	15, 7 de las cuales deben ser >75 mg/L SST (en afluente)	Eliminación SST ≥ 80% o Concentración efluente SS ≤ 25 mg/L	SST
Nivel 2 (metales pesados)	Cobre disuelto: 0,005–0,02 mg/L	15	Nivel 1 + eliminación ≥ 30% Cu disuelto	Dureza, Cu total y disuelto, Zn total y disuelto
	Zinc disuelto: 0,02-0,3 mg/L		Nivel 1 + eliminación ≥ 60% Zn disuelto	
Nivel 3 (BaP)	0,01 – 3,70 µL	15	Nivel 1 y 2 + eliminación ≥ 80% BaP	BaP
Nivel 3 (MP)	10 – 50 mg/L	15	Nivel 1 y 2 + eliminación ≥ 80% MP	SST, MP

8.7.6 Selección de los Puntos de Muestreo

La representatividad de la calidad de una muestra de agua es función de la homogeneidad en la distribución de los contaminantes de interés que atraviesan una sección transversal a la dirección del flujo, que para ello debe encontrarse en un régimen de mezcla completa. Normalmente, para la evaluación del funcionamiento de una técnica SuDS, los puntos de muestreo se ubican inmediatamente aguas arriba y aguas abajo de la técnica y, en ciertos casos, también se dispone de puntos de muestreo intermedios dentro de la propia técnica, dependiendo de sus características y configuración.

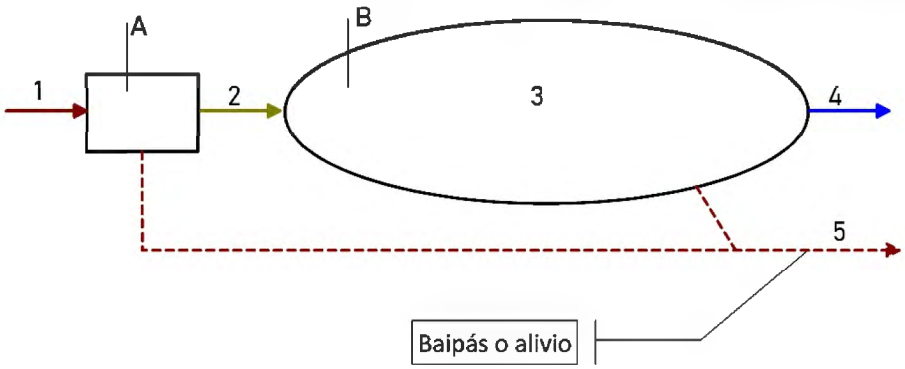


Figura 8-10. Esquema de ubicación de puntos de muestreo. A: pretratamiento, B: técnica SuDS principal. Puntos de muestreo obligatorios: 1-Afluente (escorrentía bruta); 4-Efluente tratado. Puntos de muestreo opcionales: 2-efluente del pretratamiento; 3-interior de una técnica SuDS (por ejemplo, un gran estanque de retención o humedal); 5-Baipás o alivio.

En general, la técnica SuDS dispondrá de un baipás, que puede afectar a la medición de caudal y a la estimación de cargas. En tal caso, se deberá efectuar mediciones directas y monitorizar tanto el flujo de entrada a la técnica y como mínimo aforar el que accede al baipás. Los puntos de muestreo deberán estar descargando en lámina libre o las sondas e instrumentación deberán adaptarse a las condiciones hidráulicas de la sección de control.

Los puntos de muestreo de efluente deben ubicarse inmediatamente aguas abajo de la técnica SuDS. Es muy importante que el punto de muestreo del efluente no se vea afectado por el flujo del baipás o por reflujo del medio receptor (avenidas o mareas).

Algunas técnicas SuDS, como los filtros de arena, disponen de varias cámaras en las que se realizan procesos específicos. Una línea de tratamiento de escorrentía puede combinar técnicas individuales para maximizar la eliminación de ciertos contaminantes. En estos casos se considera un punto de muestreo a la salida de cada técnica independiente para evaluar el rendimiento individual de cada etapa.

En el caso de las técnicas de infiltración, la monitorización en una zona intermedia de la técnica puede implicar la determinación de la humedad del suelo o la monitorización de aguas subterráneas a distintas profundidades. Por su parte, cuando se trabaja con zanjas vegetadas, la monitorización puede requerir la recogida de alícuotas a distintas distancias a lo largo del recorrido de flujo.

El balance entre el número y complejidad de puntos de muestreo, costes asociados y aporte de información esperado de la monitorización de ubicaciones intermedias queda a juicio técnico del experto.

8.7.7 Estimación del Número de Días Aleatorios de Muestreo

Debe determinarse el número de días de muestreo necesarios para recoger el número mínimo de muestras compuestas válidas determinado estadísticamente. El número de días de muestreo necesarios para lograr este objetivo depende de varios factores:

1. La cantidad mínima de escorrentía precisa para producir flujo a través de la técnica en estudio.

2. El porcentaje de lluvias para las que se espera que se produzca suficiente caudal afluente y efluente, lo que a su vez dependerá del régimen de precipitaciones de la zona del estudio.

3. El número mínimo de muestras compuestas válidas.

A partir de los registros históricos de precipitación pueden identificarse los datos de precipitación media diaria para cada día del año en el emplazamiento de una técnica. En caso de no disponer de registros pluviométricos previos, podrá recurrirse a los de la estación meteorológica más cercana.

Tabla 8-23. Ejemplo de estimación del número mínimo de días de muestreo necesarios para obtener la cantidad de muestras válidas

Parámetro / Criterio	Valor
Período de estudio propuesto	365 días
Cantidad mínima de precipitación para producir flujo en la técnica SuDS	10 mm
Número de días/año de la serie histórica con precipitación > 10 mm	95 días/año
Probabilidad de que en un día al azar se genere suficiente caudal	95 días aptos/365 días estudio = 26%
Número mínimo de muestras válidas	15 muestras compuestas proporcionales a caudal
Días de muestreo necesarios para lograr el número mínimo de muestras válidas durante el período de estudio	15/0,26 = 58 días de muestreo en un período de 365 días

Por otra parte, debe establecerse también un criterio de precipitación mínima necesaria para producir la cantidad suficiente de escorrentía capaz de circular a través de la técnica. Aplicando este criterio a los valores medios de precipitación diaria de la serie histórica es posible determinar el número de días del período de estudio propuesto en los que se cumpliría el requisito de precipitación mínima, y por lo tanto sería posible efectuar el muestreo. En la tabla se ilustra este proceso mediante un ejemplo hipotético.

En Bizkaia se dan variaciones en el volumen o régimen de precipitaciones entre las estaciones secas y lluviosas, por lo que el procedimiento de selección del número mínimo de días se deberá efectuar de forma independiente para ambas épocas (por ejemplo: de octubre a mayo, y de junio a septiembre). También se recomienda la inclusión de días de resguardo para cubrir posibles fallos en los equipos, errores humanos, pérdida de muestras, etc.

8.7.8 Muestreo del Primer Lavado

La escorrentía inicial de un suceso de lluvia puede tender a transportar una carga contaminante elevada, el primer lavado, que es necesario tratar de capturar durante el muestreo.

Además, al esquema de muestreos aleatoriamente distribuidos, durante el período de estudio debería reservarse al menos un muestreo para el primer lavado tras varios días de tiempo seco, que se darán en verano.

Al igual que sucede durante el muestreo de sucesos de lluvia estándar, los sucesos de lluvia aptos para el muestreo del primer lavado. deben cumplir con determinados criterios específicos, y las muestras deben representar al menos el 75% del volumen del hidrograma durante las primeras 24 horas del suceso de lluvia. La tabla siguiente recoge los criterios propuestos para realizar el muestreo del "first flush".

Tabla 8-24. Guía para identificar sucesos de lluvia idóneos para muestreo del primer lavado

Parámetro	Definición	Valores Guía
Altura mínima de precipitación	Cantidad total de lluvia caída durante el evento	3,8 mm
Comienzo del suceso (periodo seco previo)	Define el comienzo del evento de lluvia a partir del intervalo mínimo sin precipitación significativa	48 horas recomendado
Final del suceso (período seco posterior)	Define el final del evento de lluvia señalado por el intervalo mínimo de lluvia sin precipitación significativa	6 horas como mínimo con precipitación inferior a 1 mm
Duración mínima del suceso de lluvia	Duración más corta aceptable de la lluvia	1 hora
Intensidad media del suceso de lluvia	Cantidad total de precipitación dividida por la duración total de la lluvia	Min 6 mm/h
Número de muestras	Cantidad total de muestras a lo largo del tiempo	Cantidad máxima posible en el 20% inicial de la precipitación

8.8 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

AASHTO (2020). "Use of the State Department of Transportation Portal to the International Stormwater BMP Database." American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) Project 25-25.

Andersson, J., Mácsik, J., van der Nat, D., *et al.* (2018). Reducing Highway Runoff Pollution (REHIRUP). Sustainable design and maintenance of stormwater treatment facilities. Administración de Transporte de Suecia. Publicación nº 155. ISBN: 978-91-7725-322-8.

Backström, M., Nilsson, U., Håkansson, K., Allard, B., Karlsson, S., (2003): Speciation of heavy metals in road runoff and roadside total deposition. Water, Air, and Soil Pollution, 147(1-4), 343-366.

Barbosa, A.E., Ramísio, P.J., Antunes, P., and Vieira, J.M.P. (2008). Guidelines for integrated road runoff pollution management in Portugal (G-TERRA). 9th Highway and Urban Environment Symposium. 9-11 june, Madrid.

Barbosa, A.E., and Fernandes, J.N. (2021). Review of tools for road runoff quality prediction and application to European roads. *Wat Sci Technol*, 84(9): 22-28 doi: 10.2166/wst.2021.427.

Barrett, M.E., Zuber, R.D., Collins, E.R., *et al.* (1993). "A Review and Evaluation of Literature Pertaining to the Quantity and Control of Pollution from Highway Runoff and Construction." 2nd ed. Technical Report CRWR 239. Center for Research in Water Resources, University of Texas at Austin.

Caltrans (2003). "Discharge characterization: study report." California Department of Transportation. Report CTSW-RT-03-065.51.42. November.

Cearreta, A.; Irabien, M.J. & Monge-Ganuzas. M. (2014). Los estuarios de la costa vasca: de su evolución natural durante el Holoceno a su transformación humana en el Antropoceno. En: Bodego, A.; Mendia, M.; Aranburu, A. & Apraiz, A. (eds.), Geología de Campo: 12 Excursiones Geológicas por la Cuenca Vasco-Cantábrica, 9-31, Servicio Editorial de la Universidad del País Vasco, Bilbao.

CEDR (2016). "Management of contaminated runoff water: current practice and future research needs." Conference of European Directors of Roads-CEDR. Author: Dr. Sondre Meland. Edited and published by CEDR's Secretariat.

CEDR (2018a). "Review of literature on organic micropollutants, microplastics and associated substances in road run-off". Conference of European Directors of Roads-CEDR. MICROPROOF: Micropollutants in Road RunOff. Deliverable 1.1. Authors: Dröge, R., and Hulskotte, J.

CEDR (2018b). "Review of available measurements of organic micropollutants, microplastics and associated substances in road run-off". Conference of European Directors of Roads-CEDR. MICROPROOF: Micropollutants in Road RunOff. Deliverable 1.2. Author: Vollertsen J.

CEDR (2018c). "Combined results from the reviews of literature and measurements of organic micropollutants, microplastics and associated substances in road run-off". Conference of European Directors of Roads-CEDR. MICROPROOF: Micropollutants in Road RunOff. Deliverable 1.3. Authors: Dröge, R., and Hulskotte, J.

CEDR (2019a). "Pathways of organic micropollutants and microplastics in road borders ". MICROPROOF: Micropollutants in Road RunOff. Deliverable 2.1. Authors: Dröge, R., Mykolaienko, O., Lozova, T., Jongbloed, R.

CEDR (2019b). "Measurements of organic micropollutants, microplastics and associated substances from road transport." MICROPROOF: Micropollutants in Road RunOff. Deliverable 6.6. Authors: Rianne Dröge and Peter Tromp.

CIRIA (1997). "Control of pollution from highway drainage discharges." Report 142, Construction Industry Research, and Information Association (CIRIA).

COM (2022) 541: Propuesta de DIRECTIVA DEL PARLAMENTO EUROPEO Y DEL CONSEJO sobre el tratamiento de las aguas residuales urbanas (versión refundida).

Crabtree, B., Moy, F., Whitehead, M., and Roe, A., (2006). Monitoring pollutants in highway runoff. *Water and Environment Journal*, 20(4), 287–294.

CWP (2008). "Monitoring to Demonstrate Environmental Results: Guidance to Develop Local Stormwater Monitoring Studies Using Six Example Study Designs." ©Center for Watershed Protection: Ellicott City, MD.

Ecology (2018). "Technical Guidance Manual for Evaluating Emerging Stormwater Treatment Technologies. Technology Assessment Protocol Ecology (TAPE)." Washington State Department of Ecology. Publication no. 18-10-038. Olympia WA.

European Commission (2003a). Technical Guidance Document on Risk Assessment. Part II. https://doi.org/10.1002/mp.12308.

FHWA (1996). "Evaluation and Management of Highway Runoff Water Quality," Federal Highway Administration, FHWA-PD-96-032, Washington, D.C., 1996.

Fuzzi, S., Baltensperger, U., Carslaw, K., *et al.* (2015). Particulate matter, air quality and climate: lessons learned and future needs. Atmosferic Chemistry and Phisycs, 15(14): 8217-. DOI: 10.5194/acp-15-8217-2015.

Geosyntec & WWE (2009). "Urban Stormwater BMP Performance Monitoring." Prepared by Geosyntec Consultants and Wright Water Engineers, Inc. Support from U.S. Environmental Protection Agency, Water Environment Research Foundation, Federal Highway Administration, Environmental and Water Resources Institute of the American Society of Civil Engineers.

Hann, S., Sherrington, C., Jamieson, O., *et al.* (2018). Investigating options for reducing releases in the aquatic environment of microplastics emitted by (but not intentionally added in) products. Final report. Report for DG Environment of the European Commission.

Hartmann, N.B., Hüffer, T., Thompson, R.C. *et al.* (2019). Are We Speaking the Same Language? Recommendations for a Definition and Categorization Framework for Plastic Debris. *Environ Sci Technol*, 53, 1039−1047.

Hewitt, C. N., and Rashed, M. B. (1992). "Removal rates of selected pollutants in the run-off waters from a major rural highway," Water Research 26, 311-319.

Huber, M., Hilbig H., Badenberg S. C., Fassnacht J., Drewes J. E., Helmreich B. (2016). Heavy metal removal mechanisms of sorptive filter materials for road runoff treatment and remobilization under de-icing salt applications. *Wat Res*, 102: 453-463.

Hvitved-Jacobsen, T., Vollertsen, J., Nielsen, A. H. (2010). "Urban and Highway Stormwater Pollution. Concepts and Engineering." CRC Press: Boca Raton.

Johnson, D.L., Anderson, D.R., McGrath, S.P. (2005) Soil microbial response during the phytoremediation of a PAH contaminated soil. *Soil Biology Biochem*, 37:2334–2336.

Kayhanian, M., Singh, A., Suverkropp, C., Borroum, S. (2003). Impact of annual average daily traffic on highway runoff pollutant concentrations. *J Environmental Engineering*, 129 (11), 975–990.

Kayhanian, M., and Stenstrom, M. K. (2008). First flush characterization for stormwater treatment. *Stormwater*, 9: 32-45.

Klimaszewska, K., Polkowska, Z., Namiesnik, J., (2007). Influence of Mobile Sources on Pollution of runoff waters from roads with high traffic intensity. *Polish Journal of Environmental Studies*, 16(6), 889-897.

Kole, P.J., Löhr, A.J., van Belleghem, F.G.A.J., Ragas, A.M.J. (2017). Wear and Tear of Tyres: A Stealthy Source of Microplastics in the Environment. *Int Journal of Environmental Research and Public Health,* 14, 1265.

Lange, K., Magnusson, K., Viklander, M., Blecken, G-T. (2021). Removal of rubber, bitumen and other microplastic particles from stormwater by a gross pollutant trap - bioretention treatment train. *Wat Res*, 202, 117457.

Lassen, C., Hansen, S.F., Magnussen, K., *et al.* (2015). Microplastics: Occurence, effects and sources of releases to the environment in Denmark. Danish Environmental Protection Agency.

LeFevre, G. H. (2012). "Fate and degradation of petroleum hydrocarbons in stormwater bioretention cells". A dissertation for the degree of Doctor of Philosophy. University of Minnesota.

Liu, F., Olesen, K. B., Borregaard, A. R., Vollertsen, J. (2019). Microplastics in urban and highway stormwater retention ponds. *Sci Tot Environ*, 671: 992-1000.

Milani, M., Pucillo, F.P., Ballerini, M., *et al.* (2004). First evidence of tyre debris characterization at the nanoscale by focused ion beam. *Materials Characterization* 52, 283-288.

Mitchell, G. (2005). Mapping hazard from urban non-point pollution: a screening model to support sustainable urban drainage planning. *J Environ Manag*, 74(1): 1-9. DOI: 10.1016/j.jenvman.2004.08.002.

Müller, A., Österlund, H., Marsalek, J., Viklander, M. (2020). The pollution conveyed by urban runoff: A review of sources. *Sci Total Env*, 709:136125.

NZTA (2010). "Enhancing the control of contaminants from New Zealand's roads: results of a road runoff sampling programme". New Zealand Transport Agency, research report 395. Authors: Moores, J., Pattinson, P., Hyde, C. National Institute of Water and Atmospheric Research Ltd., Auckland.

Opher, T., and Friedler, E. (2010). Factors affecting highway runoff quality. Urban Water Journal, 7 (3), 155-172. DOI: 10.1080/15730621003782339.

Piscitello, A., Bianco, C., Casasso, A., Sethi, R. (2021). Non-exhaust traffic emissions: sources, characterization, and mitigation measures. *Sci Total Environ*, 766:144440. DOI: 10.1016/j.scitotenv.2020.144440.

Revitt, D.M., Ellis J.B., Gilbert N, Bryden J., and Lundy L (2022) Development and application of an innovative approach to predicting pollutant concentrations in highway runoff. *Sci Tot Env* 825, 153815.

Rosso, B., Corami, F., Vezzaro, L., *et al.* (2022). Quantification and characterization of additives, plasticizers, and small microplastics (5–100 µm) in highway stormwater runoff. *J Environmental Management*, 324:116348. DOI: 10.1016/j.jenvman.2022.116348.

Scholes, L., Revitt, D. M., Ellis, J. B. (2005). "The fate of stormwater priority pollutants in BMPs." DayWater Deliverable 5.3. Project: Adaptive Decision Support System (ADSS) for the integration of Stormwater Source Control into Sustainable Urban Water Management Strategies.

Strecker, E., Mayo, L., Quigley, M., and Howell, J. (2001). "Guidance Manual for Monitoring Highway Runoff Water Quality." Publication No. FHWA-EP-01-022. U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. Washington, DC. http://www.fhwa.dot.gov/environment/h2o_runoff/index.htm

Suárez, J., Jiménez, V., Del Río, H., *et al.* (2013). Design of a sand filter for highway runoff in the north of Spain. Municipal Engineer, 166, ME2: 121–129. DOI: 10.1680/muen.12.00028

Swadener, L.M., Javeherian, M.H., Jones, E.G., Bartelt-Hunt, S.L., 2014: Chemical characterization and toxicity of Bridge deck runoff and impacts to receiving water quality. *J Env Eng*, 140(4), 04014010.

Tromp, K., Lima, A.T., Barendregt, A., Jos T.A. Verhoeven, Jos T.A. (2012). Retention of heavy metals and poly-aromatic hydrocarbons from road water in a constructed wetland and the effect of de-icing. *J Hazardous Materials*, 203-204: 290-298.

WSDOT (2007). "Untreated highway runoff in western Washington." Washington State Department of Transportation. Prepared by Herrera Environmental Consultants, Inc. Olympia, Washington.

WRc (2008). "Improved determination of pollutants in highway runoff – phase 2". Final Report number UC7697. Authors: Crabtree, B., Dempsey, P., Moy, F., Brown, C., and Song, M. Highway Agencies.

ANEXO 1. SUSTANCIAS EN LA ESCORRENTÍA VIARIA

Tabla A1-1. Contaminantes y sus fuentes en las escorrentías viarias (adaptada de FHWA, 1999; Hvitved-Jacobsen & Vollertsen, 2003)

Sustancias	Fuentes primarias
Partículas	Desgaste del pavimento, vehículos, atmósfera, mantenimiento, nieve y hielo, alteración de sedimentos
Nitrógeno, fósforo	Deposición atmosférica, fertilizantes, sedimentos
Plomo	Desgaste de cojinetes, combustible con plomo, desgaste de neumáticos, aceite y grasa lubricantes, lluvia radiactiva atmosférica
Zinc	Desgaste de neumáticos, aceite de motor, grasa
Hierro	Óxido, estructuras de acero de carreteras, piezas de motor
Cobre	Enchapado de metal, desgaste de cojinetes, piezas de motor, desgaste de pastillas de freno, fungicidas, insecticidas
Cadmio	Desgaste de neumáticos, insecticidas
Cromo	Recubrimiento de metal, partes del motor, desgaste de las pastillas de freno
Níquel	Combustible diésel, aceite lubricante, revestimiento de metal, desgaste de las pastillas de freno, asfalto
Manganeso	Partes del motor, escape
Bromuro	Sales de deshielo
Cianuro	Sales de deshielo, grasa
Sodio, calcio cloruro	Sales de deshielo
Sulfato	Sales de deshielo, combustible, lechos de carreteras
Petróleo	Derrames, fugas, lubricantes, anticongelantes, fluidos hidráulicos, desgaste de superficies asfálticas
PCB, pesticidas	Esterilización de bordes de carreteras, deposición atmosférica, catalizador de PCB en neumáticos sintéticos
Bacterias patógenas	Basura del suelo, estiércol de pájaros, pérdidas resultantes del transporte de animales
Caucho o goma	Desgaste del neumático (MICROPLÁSTICOS)
Asbesto	Desgaste de las pastillas de embrague y freno
HAP	Desgaste del pavimento, combustible

Tabla A1-2. Ejemplos de efectos ambientales de diferentes contaminantes que se encuentran en las escorrentías de las carreteras (adaptada de Andersson et al. 2018)

Categoría	Fuente	Contaminante	Efecto ambiental
Partículas	Desgaste de neumáticos y de carreteras (microplásticos), pastillas de freno, corrosión, erosión lateral de la carretera	Sólidos en suspensión Microplásticos (MP)	Actuar como transporte de otros contaminantes, alteración de los hábitats debido a la sedimentación
Metales	Desgaste de carretera, pastillas de freno, corrosión, convertidores catalíticos, combustible, pintura, equipo de carretera.	Plomo Mercurio Níquel Cadmio Cromo Zinc Cobre	Impacto negativo en la salud de humanos y animales si se consume en ciertas concentraciones. Tóxico para la vida acuática. Potencial efecto negativo sobre la flora local.
Compuestos orgánicos	Desgaste de neumáticos, desgaste de carretera, combustión, aceites.	Hidrocarburos Aromáticos Policíclicos (HAP)	Tóxico para la vida acuática, cancerígeno y tóxico para los humanos a ciertas concentraciones.
Agentes de deshielo	Sal de carreteras.	Sodio Calcio Cloruro	Aumento de la salinidad, movilización de metales pesados unidos a partículas.
Nutrientes	Deposición atmosférica, humos de combustión, heces de animales, aceites, partículas de suelo, residuos vegetales, heces de animales.	Fósforo Nitrógeno	Eutrofización.

ANEXO 2. CONCENTRACIONES EN LA ESCORRENTÍA VIARIA

Tabla A2-1. Resumen estadístico de la composición de las aguas de escorrentías viarias

Parámetro	Unidad	P25	Median	P75	Mínima	Media	Máxima
Sólidos							
Sólidos en suspensión	mg/L	49	73	197	2,4	173	1557
Sólidos disueltos	mg/L	53	130	895	32	146	1160
Bacterias							
Enterococos	núm/100 mL	421	1883	6210			
E. coli	núm/100 mL	283	926	2960			
C. fecales	núm/100 mL	654	1423	6585			
Metales							
As-disuelto	µg/L	0,49	0,79	1,98			
As-total	µg/L	1,51	1,60	2,42		2,55	
Cd-disuelto	µg/L	0,09	0,14	0,25	0,11	0,25	5,76
Cd-total	µg/L	0,61	0,61	1,84	0,11	0,77	17,70
Cr-disuelto	µg/L	0,88	2,59	2,42	0,65	4,29	23,65
Cr-total	µg/L	2,30	4,48	6,37	0,65	7,80	77,35
Cu-disuelto	µg/L	4,37	10,47	9,95	1,83	15,37	153,75
Cu-total	µg/L	20,19	24,16	60,20	3,26	47,07	414,99
Fe-disuelto	µg/L	29,40	54,50	116,50			
Fe-total	µg/L	414,00	888,00	1850,00			
Pb-disuelto	µg/L	2,04	1,84	1,60	0,55	4,87	328,00
Pb-total	µg/L	14,52	15,58	49,27	0,55	40,96	1489,45
Ni-disuelto	µg/L	1,44	2,99	4,27	1,10	4,90	40,00
Ni-total	µg/L	5,55	7,40	10,01	0,92	10,75	88,60
Zn-disuelto	µg/L	19,81	39,46	62,17	4,83	61,91	816,92
Zn-total	µg/L	92,24	106,82	293,96	9,24	219,96	1981,75
Nutrientes							
P-total	mg/L	0,12	0,23	0,41	0,04	0,49	6,04
Ortofosfato	mg/L	0,02	0,11	0,13	0,04	0,23	7,35
P-disuelto	mg/L	0,08	0,08	0,23		0,18	
N-total	mg/L	1,04	3,91	9,19		5,31	
NTK	mg/L	0,62	1,10	1,98	0,15	1,68	11,95
N-NH3	mg/L	0,59	0,98	1,70	0,33	1,46	3,90
N-NOx	mg/L	0,53	0,96	1,23	0,03	1,18	26,34
Demanda de oxígeno							
DBO	mg/L	13,5	16,8	51,8	<2	21,1	73,5
DBO-disuelta	mg/L	<1,0	2,000	21,00	<1,0	2,3	21,0
DQO	mg/L	67,6	113,2	145,4	17,5	176,7	1137,5

Parámetro	Unidad	P25	Median	P75	Mínima	Media	Máxima
DQO-disuelta	mg/L		35,000		10,0	47,8	475,0
Productos de petróleo							
Aceite y grasa	mg/L	27,4	15,3	115,5	2,6	25,9	34,1
HTP-total	µg/L		4370,00		575,0	6694,0	22950,0
HTP-disuelto	µg/L		500,00		146,0	746,8	3310,0
PAH							
Benzo(a)pireno	µg/L	0,10	0,23	0,16	0,04	0,36	3,70
PAH total-total	µg/L		3,33		<0,01	7,52	62,18
PAH total-disuelto	µg/L		0,25		0,10	0,27	0,54
Fuente: Con datos de AASTHO (2020); Barbosa *et al.* (2008); Caltrans (2003); Mitchell (2005); NZTA (2010); Suárez *et al.* (2013); Tromp *et al.* (2012); WRc (2008); WSDOT (2007).							

Tabla A2-2. Valores de concentración de varios contaminantes en las escorrentías viarias

Parámetro (unidad)	EE. UU.[a] Valor promedio	Norte de Europa[b] Valor mediana	Noroeste de España[c] Valor promedio	AASTHO[d] Valor mediana
SST (mg/L)	45 – 798	100	328	15-80
SSV (mg/L)	4 – 79	--	--	--
SDT (mg/L)	--	--	--	42-340
COT (mg/L)	24 – 77	--	--	--
DQO (mg/L)	15 – 272	30	176	--
DBO (mg/L)	13 – 37	5	--	--
HAP (mg/L)	--	--	2,4	--
Aceite mineral (mg/L)	--	--	4,7	--
Nitrato + Nitrito (mg/L)	0,15 – 1,636	--	--	--
NOx (mg N/L)	--	--	--	0,240-0,800
Amonio (mg N/L)	--	--	--	0,0660-0,823
NTK (mg/L)	0,335 – 55,0	2	--	0,682-2,00
Nitrógeno total (mg/L)	--	--	3,9	0,660-1,88
Fósforo total (mg/L)	0,113 – 0,998	0,3	--	0,090-0,316
Ortofosfato (mg/L)	--	--	--	0,0135-0,130
Fósforo disuelto (mg/L)	--	--	--	0,0480-0,218
Cobre total (µg/L)	22 – 7.033	20	25,4	7,95-24,1
Cobre disuelto (µg/L)	--	--	--	3,95-11
Zinc total (µg/L)	56 – 929	200	173	45,8-204
Zinc disuelto (µg/L)	--	--	--	15,1-189
Plomo total (µg/L)	73 – 1.780	30	7,4	2,80-29,0
Plomo disuelto (µg/L)	--	--	--	0,074-8,33
Arsénico total (µg/L)	--	--	--	0,94-2,09
Arsénico disuelto (µg/L)	--	--	--	0,500-1,20
Cadmio total (µg/L)	--	--	0,1	0,0751-1,15
Cadmio disuelto (µg/L)	--	--	--	0,0203-0,400
Cromo total (µg/L)	--	--	--	1,60-7,00
Cromo disuelto (µg/L)	--	--	--	0,50-2,70
Hierro total (µg/L)	--	--	--	746-1.030
Hierro disuelto (µg/L)	--	--	--	39,0-70,0
Níquel total (µg/L)	--	--	--	2,90-5,40
Níquel disuelto (µg/L)	--	--	--	1,10-4,90

Parámetro (unidad)	EE. UU.[a] Valor promedio	Norte de Europa[b] Valor mediana	Noroeste de España[c] Valor promedio	AASTHO[d] Valor mediana
Coliformes fecales (organismos/100 mL)	50 – 590	--	--	500-7.630
Escherichia coli (organismos/100 mL)	--	--	--	203-2.400
Enterococos (organismos/100 mL)	--	--	--	586-3.180

Fuentes:
(a) Barrett *et al.* 1993, cita en FHWA (1996).
(b) Hvitved-Jacobsen *et al.* (2010).
(c) Suárez *et al.* (2013): IMD: 19.000 vehículos/día.
(d) AASTHO (2020). Use of the State Department of Transportation Portal to the International Stormwater BMP Database.

Tabla A2-3. Valores típicos de concentración y porcentajes de fracción disuelta de contaminantes de escorrentía viaria en áreas urbanas mixtas (de Andersson et al. 2018)

Parámetro	Unidad	IMD: 15.000 – 30.000	IMD > 30.000	Fracción disuelta (%)
SST	mg/L	100	1.000	No aplicable
Fósforo	mg/L	0,20	0,25	5-80
Nitrógeno	mg/L	1,5	2,0	65-100
Plomo	µg/L	25	30	1-28
Cobre	µg/L	45	60	20-71
Zinc	µg/L	150	250	14-95
Cadmio	µg/L	0,5	0,5	18-95
HAP	µg/L	1,0	1,5	10-15

Capítulo 9. METODOS DE CALCULO Y CRITERIOS DE DISEÑO PARA GESTIONAR LA CALIDAD

ÍNDICE

9.1 INTRODUCCIÓN 9-3
9.2 EVALUACIÓN DEL ESTADO DE LAS MASAS DE AGUA 9-4
9.2.1 Masas de Agua Superficiales y sus Objetivos Ambientales 9-4
9.2.2 Masas de Agua Subterráneas y sus Objetivos Ambientales 9-6
9.2.3 Zonas Protegidas 9-7
9.3 NIVELES DE CONTAMINACIÓN EN ESCORRENTÍAS VIARIAS 9-8
9.4 EVALUACIÓN DE IMPACTOS SOBRE LOS OBJETIVOS AMBIENTALES 9-8
9.5 METODOS DE EVALUACION DE RIESGOS DE CONTAMINACION DE LAS ESCORRENTIAS 9-14
9.6 EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD DEL MEDIO RECEPTOR 9-16
9.7 HERRAMIENTA DE SOPORTE PARA LA SELECCIÓN DE TÉCNICAS 9-19
9.8 METODOS DE EVALUACION DE RIESGOS ASOCIADOS A LA CONTAMINACION HABITUAL DE ESCORRENTIA VIARIA 9-20
9.8.1 Nivel 1 – Evaluación Simple de Dilución y Atenuación 9-22
9.8.2 Nivel 2 - Método para Predicción de la Calidad de las Escorrentías 9-24
9.9 METODOS DE EVALUACION DE RIESGOS ASOCIADOS A LA CONTAMINACION ACCIDENTAL 9-31
9.10 MÉTODOS DE DISEÑO PARA LA MITIGACIÓN 9-34
9.10.1 Mitigación de Impactos y Protección de las Aguas Superficiales 9-34
9.10.2 Mitigación de Impactos y Protección de las Aguas Subterráneas 9-36
9.11 BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS 9-37
ANEXO 1. SUSTANCIAS PRIORITARIAS Y PELIGROSAS PRIORITARIAS EN LA ESCORRENTÍA VIARIA 9-40
ANEXO 2. CRC PARA DESCARGAS DE ESCORRENTÍA VIARIA A MSPF 9-41
ANEXO 3. CLASIFICACION DEL TRAFICO 9-42

9.1 INTRODUCCIÓN

El impacto más conocido generado por el transporte es el aumento de los niveles de contaminación atmosférica. Sin embargo, la contaminación también afecta a otros compartimentos medioambientales, como las aguas superficiales y subterráneas, el suelo y la biota.

La escorrentía procedente de las carreteras puede contribuir de forma significativa a la contaminación del medio natural. El impacto depende del tipo de uso de la vía y suelo colindante, el régimen de precipitaciones y la vulnerabilidad de la masa de agua que recibe la descarga de escorrentía.

Las medidas relativas a la protección del estado de las masas de agua frente a vertidos se autorizan conforme al artículo 245.3 del RDPH, bajo una autorización de vertido cuyo objeto es la consecución de los objetivos ambientales. Las autorizaciones de vertido se fijan teniendo en cuenta las normas de calidad ambiental (NCA) y los valores límite de emisión (VLE) establecidos en la normativa en materia de aguas (enfoque combinado de la DMA).

Las descargas de escorrentía pluvial en las infraestructuras durante la fase de conservación y explotación no suelen llevar unos VLE asociados alineados con los objetivos ambientales de las masas de agua. El RD 35/2023 que aprueba la revisión del PH del Cantábrico Oriental en su artículo 48.3 requiere que los drenajes de las infraestructuras del transporte que evacuen aguas de las plataformas incluyan sistemas de minimización de la contaminación antes de su vertido.

Los proyectos que aplican las Medidas Mínimas (MM), y diseñan, construyen y mantienen las técnicas SuDS, siguiendo las directrices de este Manual, cumplirán con los objetivos ambientales de las masas de agua mediante el método prescriptivo basado en la evaluación de rendimientos, concentraciones y valores de emisiones e inmisión probables.

En este capítulo se establecen métodos para predecir el impacto de las descargas de escorrentía viaria en las masas de agua durante la fase de explotación de una carretera. El impacto en la fase de construcción no se analiza. La evaluación de riesgos puede utilizarse durante la fase de planificación o de explotación-conservación para determinar:

- Los riesgos que las descargas de escorrentía pueden presentar para los objetivos ambientales de las masas de agua.

- La selección de los medios adecuados para evitar impactos significativos previstos del trazado elegido (reserva del canal viario), mediante la modificación de la red de drenaje, la ubicación de los puntos de vertido y/o la adopción de técnicas adecuadas de gestión de la escorrentía viaria que mitiguen los posibles impactos ambientales adversos del proyecto.

La gestión de la calidad de las escorrentías pluviales para la protección de las masas de agua está estrechamente vinculada al control de la cantidad. Los cambios en la dinámica de caudales descargados, la composición del substrato y las velocidades de flujo, pueden generar impactos en el estado de las masas de agua y el potencial de

tales cambios debe tenerse en cuenta durante la elaboración de los Estudios de Impacto Ambiental (EIA). Los efectos potenciales sobre la inundabilidad y la morfología (MM6) deben considerarse siempre antes que el control de la contaminación (MM5), ya que los primeros son generalmente más difíciles de resolver, y porque las medidas adoptadas para reducirlos suelen repercutir directamente sobre la calidad de la escorrentía.

Este capítulo se centra en la gestión de los riesgos y los métodos de diseño para gestionar la calidad de las descargas de escorrentías viarias. Para ello se deben determinar las características principales la masa de agua que recibe las descargas y sus objetivos ambientales (parámetros de vulnerabilidad) y evaluar la probabilidad de impacto y su magnitud. Esto constituye una actividad trasversal, estrechamente vinculada a la evaluación del riesgo (IMPRESS) y la mitigación de impactos.

9.2 EVALUACIÓN DEL ESTADO DE LAS MASAS DE AGUA

El estado ecológico de las aguas expresa la calidad de la estructura y el funcionamiento de los ecosistemas acuáticos de las aguas superficiales (ríos, estuarios, humedales). La red de seguimiento del estado ecológico de las masas de agua de la CAPV se integra en el programa de seguimiento (PDS), que incluyen el análisis de las aguas superficiales (ríos, aguas de transición, aguas costeras, lagos y zonas húmedas), de las aguas subterráneas y de las zonas protegidas de la CAPV. Su objetivo consiste en ofrecer una visión general coherente y completa del estado de las masas de agua, determinar cuál es el grado de cumplimiento de los objetivos medioambientales para cada masa de agua y determinar el grado de eficacia de las medidas establecidas en los Planes Hidrológicos para su mejora ambiental.

El proyectista puede consultar los datos de la red de seguimiento para establecer la línea base de la evaluación y las características de la masa de agua (niveles de fondo naturales, tendencias, etc.). Las principales estaciones pertenecen a los Organismos de Cuenca y pueden consultarse mediante las siguientes herramientas:

- NABIA: Que es la base de datos de calidad y estado de las aguas superficiales y subterráneas de España. Ofrece una aplicación cartográfica, geoportal-nabia, con información detallada del Sistema de Información de Redes de Seguimiento del Estado e información hidrológica.

- UBEGI: Plataforma de acceso a la información generada por las redes de seguimiento de la Agencia Vasca del Agua. Esta herramienta permite la consulta de resultados analíticos asociados a indicadores fisicoquímicos, biológicos e hidromorfológicos, con el apoyo de un visor geográfico y con herramientas de búsqueda y de selección de estaciones de control de las masas de agua de la Comunidad Autónoma del País Vasco (ríos, embalses, lagos, zonas húmedas, aguas de transición, aguas costeras y aguas subterráneas).

9.2.1 Masas de Agua Superficiales y sus Objetivos Ambientales

El impacto ambiental de las descargas de escorrentía viaria sobre el estado de la masa de agua depende de su vulnerabilidad y de los objetivos ambientales que debe alcanzar.

El estado ecológico de las aguas se determine a partir de los elementos de calidad biológicos (EC-BIO). Los elementos de calidad hidromorfológicos (EC-HMF) y fisicoquímicos (EC-FQ) se denominan elementos soporte de los biológicos porque ambos deben garantizar el buen estado de los EC-BIO. El proyectista puede consultar la guía para la evaluación del estado de las aguas superficiales y subterráneas del MITERD para consultar todos los elementos de calidad (y los índices e indicadores) para evaluar el estado ecológico de las masas de agua.

El estado químico, relacionado con la gestión de la calidad, se define como una expresión de la calidad de las aguas superficiales que refleja el grado de cumplimiento de las NCA de las sustancias prioritarias y otros contaminantes del Anexo IV del RDSE, una lista de 45 sustancias reguladas a nivel europeo por ser consideradas tóxicas, persistentes y biodisponibles en el medio natural. En el Anexo I de este capítulo se recogen aquellas de estas sustancias que han sido identificadas de forma sistemática en la escorrentía viaria. El benzo(a)pireno, contaminante objetivo en la MM5 es una sustancia peligrosa y prioritaria incluida en la lista. Las NCA indicadas en el RDSE, y sus revisiones, son normas de calidad de aplicación al Plan Hidrológico de la Demarcación Cantábrico Oriental, para la evaluación del estado químico de las aguas superficiales.

Tabla 9-1. Normas de calidad ambiental para las sustancias prioritarias incluidas en la MM5, media anual (MA) y concentración máxima admisible (CMA)

Nombre y Tipo de Sustancia	N.º CAS	Computa para	NCA-MA Aguas Superficiales Continentales (µg/L)	NCA-MA Otras Aguas Superficiales (µg/L)	NCA-CMA Aguas Superficiales Continentales (µg/L)	NCA-CMA Otras Aguas Superficiales (µg/L)
Benzo(a)pireno **Sustancia peligrosa y prioritaria**	50-32-8	Estado químico	1,7 × 10-4	1,7 × 10-4	0,27	0,027

Las sustancias preferentes, entre las que se encuentran el cobre y el zinc, son EC-FQ de soporte a los EC-BIO para la evaluación del estado o potencial ecológico para las masas de la categoría ríos. Las sustancias preferentes presentan un riesgo significativo para las aguas superficiales españolas y sus NCA son específicas de cada Demarcación Hidrográfica y serán al menos las previstas en el Anexo V del RDSE.

El Anexo VI del RDSE incluye la relación de sustancias contaminantes que deben ser identificadas y reguladas dentro de cada Demarcación Hidrográfica. El apéndice 12 de la normativa del tercer ciclo del PHCO incluye en el apéndice 12 los valores de referencia en el Dominio Público Hidráulico para el cumplimiento de los objetivos ambientales aguas abajo de los vertidos. Los sólidos suspendidos totales se recogen en el apéndice 12 con un valor de 25 mg/L.

En Euskadi, el Decreto 459/2013 de vertidos tierra mar completa el marco jurídico que debe afectar a los vertidos a aguas de transición y aguas costeras. En los Anexos I y II

del D459 se recogen los valores límites de emisión para los vertidos de las distintas sustancias contaminantes y las NCA de las sustancias prioritarias, preferentes y de otros contaminantes.

Tabla 9-2. Normas de calidad ambiental para las sustancias preferentes incluidas en la MM5 (MA, medias anuales)

Nombre y Tipo de Sustancia	N.º CAS	Computa para	NCA-MA Aguas Superficiales Continentales (µg/L)		NCA-MA Otras Aguas Superficiales (µg/L)
Cobre **Sustancia preferente (art.3 y Anexo V del RDSE)**	7440-50-8	Estado ecológico	Dureza del agua (mg/L $CaCO_3$) $CaCO_3 \leq 10$ $10 < CaCO_3 \leq 50$ $50 < CaCO_3 \leq 100$ $CaCO_3 > 100$	 5 22 40 120	25
Zinc **Sustancia preferente (art.3 y Anexo V del RDSE)**	7440-66-6	Estado ecológico	Dureza del agua (mg/L $CaCO_3$) $CaCO_3 \leq 10$ $10 < CaCO_3 \leq 50$ $50 < CaCO_3 \leq 100$ $CaCO_3 > 100$	 30 200 300 500	60

9.2.2 Masas de Agua Subterráneas y sus Objetivos Ambientales

Para la evaluación del estado químico de las MSBT se fija en el PH valores umbral para las sustancias generadoras de riesgo, atendiendo a lo establecido en el RD 1514/2009. La superación de estos valores puede suponer un riesgo de incumplimiento de la definición de buen estado. Adicionalmente, para la evaluación hay que tener en cuenta otros conceptos clave como son las normas de calidad (nitratos y plaguicidas), el nivel de referencia (o nivel de fondo natural), el valor criterio y el nivel básico.

Los valores umbral para las sustancias como amonio, mercurio, plomo, cadmio, arsénico, tricloroetileno, tetracloroetileno, nitritos y fosfatos, y las NCA para nitratos y plaguicidas se encuentran recogidos en el apéndice 3.2 del RD 35/2023. Ninguno de los contaminantes de la MM5 aparece identificado. Las sales aniónicas (cloruros), sustancias recogidas en el Anexo II.B de la DAS, no llevan asociado un valor umbral en esta normativa.

En los vertidos a las MSBT las concentraciones de sustancias peligrosas en los vertidos deben ser inferiores a las NCA y valores umbral establecidos en el apéndice 3.2, tanto para los vertidos directos a las aguas subterráneas como para los vertidos indirectos que se realicen mediante filtración a través del suelo. Asimismo, son exigibles los requerimientos adicionales para la masa de agua en el caso de que hubiera sido designada zona protegida. En cuanto a las sustancias peligrosas prioritarias (BaP de la MM5), se prohíbe su vertido directo a las aguas subterráneas.

El RD 665/2023, de 18 de julio, por el que se modifica el Reglamento del Dominio Público Hidráulico, y otras disposiciones, incluye el nuevo Capítulo III del Título III en el RDPH, relativo a la protección de las aguas subterráneas, a través de los artículos 272, 272 bis, 272 ter, 272 quater y 273, que establecen normativa frente a la contaminación puntual de las MSBT; fija como evaluar el deterioro causado y determinar las medidas de remediación.

Tabla 9-3. Valores genéricos de no riesgo (VGNR) y de intervención (VGI) para las MSBT

Sustancia	Aguas Subterráneas	
	VGNR (µg/L)	VGI (µg/L)
Cu disuelto	1.000	2.000
Zn disuelto	300	3.000
BaP	0,004	0,01

Incluye cuatro anexos destinados a la protección de las MSBT frente a vertidos de fuentes puntuales de contaminación (con un punto de emisión concreto y una fuente contaminante localizable). Estos anexos recogen información relevante sobre estudios hidrogeológicos para autorizar un vertido de aguas residuales indirecto, métodos de caracterización y diagnóstico ambiental del acuífero, los Valores Genéricos de Calidad de las aguas subterráneas para evaluar la afección producida por un vertido puntual y la metodología del Análisis Cuantitativo de Riesgos en emplazamientos contaminados por sustancias químicas.

El articulo 243 quinques fija los perímetros de protección en las capaciones subterráneas de aguas destinadas al consumo humano y establece las zonas de protección integradas en la HSST.

9.2.3 Zonas Protegidas

La evaluación de los requisitos adicionales se realizará en las masas de agua subterráneas y superficiales incluidas en el Registro de Zonas Protegidas. Estos requisitos específicos se resumen a continuación:

- Para captaciones de agua destinada al consumo humano se debe evitar el deterioro de la calidad, contribuyendo así a reducir el nivel de tratamiento necesario para la producción de agua potable.

- Para zonas de baño se debe contribuir a que los indicadores bacteriológicos que afecten a la calidad de las aguas de baño y presenten un riesgo para la salud de los bañistas determinen aguas de baño de calidad excelente.

- Para espacios de la Red Natura 2000 ligada al medio acuático se debe contribuir desde la política de aguas al cumplimiento de los objetivos determinados en los correspondientes Planes de Gestión.

El Registro de Zonas Protegidas y su régimen de protección puede consultarse en el Capítulo V de la normativa del PHCO para el tercer ciclo de planificación.

9.3 NIVELES DE CONTAMINACIÓN EN ESCORRENTÍAS VIARIAS

Las evidencias que muestran los niveles de contaminación en las escorrentías pluviales de una plataforma viaria se presentan en el Capítulo 8, conforman los datos a emplear en la evaluación de riesgos ambientales, y se resumen en la tabla 9-10.

9.4 EVALUACIÓN DE IMPACTOS SOBRE LOS OBJETIVOS AMBIENTALES

Las carreteras son infraestructuras sometidas al procedimiento de evaluación de impacto ambiental y su construcción y explotación afecta a las masas de agua, por tanto, los objetivos ambientales de estas deben contemplarse obligatoriamente en la evaluación. Este hecho queda explícitamente contemplado en las modificaciones de la ley de evaluación ambiental recogidas en la Ley 9/2018, de 5 de diciembre. También se recogen aspectos relacionados con las masas de agua en la Ley 10/2021, de 9 de diciembre, de Administración Ambiental de Euskadi.

Durante la EIA el consultor debe integrar la evaluación de las aguas pluviales y las técnicas de mitigación adoptadas en la EIA, incluida la descripción del proyecto, las condiciones ambientales existentes, la zona de afección, y el análisis y determinación de efectos.

Las descargas de escorrentía viaria pueden ser discontinuas y episódicas por naturaleza, pero se producen a perpetuidad. El análisis de impactos debe tener en cuenta estos efectos indirectos persistentes para comprender los efectos a largo plazo del proyecto sobre la funcionalidad de las características del hábitat o las condiciones ambientales existentes.

El MITECO, dispone de una guía para incorporar la evaluación de efectos sobre los objetivos ambientales de las masas de agua en procedimientos de EIA (MITECO, 2019), para facilitar a los Promotores/Consultores un metodología apropiada para evaluar los efectos del proyecto sobre los objetivos ambientales de las masas de agua afectadas. Esta puede tomarse de referencia para generar elaborar los principales documentos técnicos utilizados en los procedimientos de evaluación de impacto ambiental de proyectos: el Estudio de Impacto Ambiental (evaluación ordinaria) y el Documento Ambiental (evaluación simplificada).

Se distinguen varias fases que el consultor puede seguir para documentar y evaluar la gestión del agua pluvial, y sus efectos sobre los objetivos de las masas de agua y el ecosistema.

1. **Describir la línea base o estado inicial:** Define la situación en la que se encuentran los elementos de calidad que intervienen en el estado (potencial) ecológico y estado químico para las MSPF, y estado químico y cuantitativo para las MSBT. Las condiciones en el medio receptor deben claramente describir las condiciones ambientales existentes.

2. **Incorporar e incluir información de las aguas pluviales en la descripción del proyecto**: El análisis de las técnicas y elementos de la gestión del agua pluvial y sus impactos se dividirá por ADD.

   Los planos incluidos en el informe de la MM1 determinarán la ubicación de las técnicas SuDS y la ubicación de los puntos de vertido propuestos. Estas ubicaciones deben conocerse para evaluar los impactos ambientales, y para describir con precisión el sistema de drenaje propuesto y cómo su configuración influye en el potencial de exposición.

   A continuación, se describe parte de la información que debería incluirse en esta fase por cada ADD:

   - Zonas impermeables existentes (ha) y su gestión: Superficies impermeables existentes, con y sin tratamiento, y control hidráulico antes de su vertido.

   - Nuevas zonas impermeables (ha) y su gestión: Superficies nuevas impermeables que vierten hacia cada técnica SuDS y/o punto de vertido. Nivel de tratamiento recibido dentro de la MM5 (1 a 4) y control hidráulico dentro de la MM6 (áreas con regulación de caudal, áreas infiltradas y áreas exentas).

   - Zonas impermeables (ha) a eliminarse como resultado del proyecto y condición hidrológica nueva en las mismas, definida como superficie neta nueva impermeable (nueva-eliminada).

   - Zonas impermeables existentes que serán rehabilitadas por el proyecto de renovación o mejora y convertidas a técnicas SuDS (área para tratamiento o control hidráulico).

3. **Describir las técnicas SuDS propuestas.** Los proyectos de infraestructuras lineales suelen extenderse sobre varias cuencas drenantes o hidrográficas. En consecuencia, suelen requerir diferentes técnicas de gestión de las aguas pluviales para las nuevas superficies impermeables en diferentes cuencas o ADD. Se describirán las técnicas SuDS propuestas para cumplir la MM5 y MM6. Identificar su nombre y ubicación. Para las técnicas de infiltración de escorrentías pluviales se incluirá una justificación del nivel de infiltración previsto para incluirla en la EIA y debe tener en cuenta y abordar adecuadamente todas las condiciones siguientes:

   - Variaciones estacionales de las precipitaciones y de la humedad del suelo.

   - Permeabilidad del terraplén y del terreno natural.

   - Variaciones estacionales del nivel freático.

   - Vegetación existente para proporcionar evapotranspiración.

El proyecto describirá las técnicas SuDS, y como se alinean con los objetivos de las MM. Incluirá métodos constructivos y las medidas de mitigación que se implementaran durante su construcción para cumplir con la MM2 (control de la erosión y sedimentos).

4. **Describir y cuantificar efectos, exposiciones y medidas de mitigación de posibles impactos a los OMA del medio receptor.** Analizar los efectos de las descargas en el estado natural y compararlo con el régimen alterado o urbanizado, régimen natural de caudales (RNC) y balance de aguas y volúmenes de escorrentía. Determinar las condiciones fisicoquímicas en las descargas de escorrentía (emisión) y el medio receptor (inmisión) referentes a los contaminantes y niveles de tratamiento de la MM5, incluidos vertidos accidentales. Las medidas mitigadoras requerirán un nivel de detalle adecuado, de manera que se permita apreciar su idoneidad, viabilidad y eficacia. Cada medida mitigadora debe venir en los estudios de impacto desarrollada con la información indicada en la tabla 9-4.

Factores específicos relativos al hábitat deberán ser evaluados de forma precisa por un biólogo para determinar las especies y hábitats críticos afectados por el proyecto. Se proporcionará información sobre la presencia y el calendario de diversas etapas vitales de las especies dentro de la zona de actuación que se utilizará para ayudar a identificar el potencial de exposición a esos meses en los que cada una de las especies puede estar presente. Algunas especies y etapas vitales presentan una estacionalidad definida, mientras que otras pueden estar presentes durante todo el año.

Tabla 9-4. Impactos sobre los objetivos ambientales de las masas de agua relacionados con las descargas de escorrentía viaria y métodos de evaluación contemplados en los proyectos

OMA	Impacto Posibilidad de Afección	Mecanismo	Método Evaluación		
			Descripción	Indicador	Interpretación
MSPF Prevenir el deterioro del estado/potencial ecológico	Alteración de los EC-FQ Contaminantes específicos	Escorrentía habitual (Impactos crónicos – Medias contaminantes de disueltos en agua)	Cumplimiento de las NCA en aguas para sust. preferentes y contaminantes de MM5	Cociente de caracterización de riesgo para Cu, Zn, SST (CRC)	CRC=PECaguas/PNECaguas CRC ≥ 1.0, Existe riesgo CRC 0.75-1.0, Riesgo probable CRC <0.75, Bajo riesgo
		Escorrentía habitual (Impactos crónicos-sedimentos)	Evaluar capacidad de dispersión del receptor y cumplimiento de umbrales en sedimentos (BaP, Cu y Zn)	Velocidad corriente en receptor	V_{Qeco} ≤0,1m/s, Acumula V_{Qeco} >0,1m/s, Dispersa
				Índice de deposición (ID)	ID ($Vol.sed_{EP}$ /Vol.sed. cauce) ID<100, Bajo nivel de deposición ID≥100, Alto nivel de deposición
				Cociente de caracterización de riesgo BaP, SST, Cu y Zn (CRC)	CRC=PECsed/PNECsed CRC ≥ 1.0, Existe riesgo CRC 0.75-1.0, Riesgo probable CRC <0.75, Bajo riesgo
	Alteración de los EC-HMF Régimen Hidrológico medido con Índices de alteración hidrológica (IAH)	Escorrentía habitual (Alteración régimen hidrológico en valores habituales en estado natural (EN) y urbanizado o alterado (EU)	Evaluar distorsión en la variación de caudales habituales descargados desde el proyecto en EN y EU.	Caudal medio diario anual para el percentil de excedencia del 50% en la serie histórica de 20 años en EN y EU para la ADD.	$IAH_{Q50} = Q_{50\text{-}EN}/ Q_{50\text{-}EU}$ IAH<1, Alto riesgo distorsión IAH_{Qmed} ≥1, Existe riesgo IAH_{Qmed}<1, Bajo riesgo
			Evaluar magnitud de las aportaciones mensuales de volumen de escorrentía descargada al cauce	Volumen medio diario anual de Vep de excedencia del 50% en la serie histórica de 20 años en EN y EU para la ADD	$IAH_{Vep} = Vep_{50\text{-}EN}/ Vep_{50\text{-}EU}$ IAH_{Vep} ≥1, Existe riesgo IAH_{Vep} <1, Bajo riesgo

OMA	Impacto Posibilidad de Afección	Mecanismo	Método Evaluación		
			Descripción	Indicador	Interpretación
		Escorrentía habitual Alteración régimen hidrológico en valores extremos EN y EU	Evaluar distorsión en la variación de caudales máximos descargados desde el proyecto en EN y urbanizado o alterado EU	Índice de magnitud del caudal generador del lecho o máxima crecida ordinaria (IAH_{mco}) en EN y EU para la ADD	$IAH_{mco} = Q_{MCO}EU/Q_{MCO}EN$ $IAH_{mco} \geq 1$, Existe riesgo $IAH_{mco} < 1$, Bajo riesgo
				Índice de magnitud de avenidas máximas asociadas a la conectividad cauce-llanura, alteración en el caudal máximo diario de T=25 años en EN y EU para la ADD	$IAH_{T25} = Qp_{T25}EU/Qp_{T25}EN$ $IAH_{mco} \geq 1$, Existe riesgo $IAH_{mco} < 1$, Bajo riesgo
		Alteración de sedimentos	Entrada de sedimentos finos descargados por la escorrentía en el substrato (colmatación de finos de gravas y cantos)	Velocidad corriente en receptor e ID	ID dispersa y Vcorriente bajo = <12% finos en gravas y cantos, Bajo riesgo ID acumula y Vcorriente bajo = >20% finos, Existe riesgo
MSPF Prevenir el deterioro del estado químico	Vulneración de las NCA y PNEC	Escorrentía habitual (Impacto agudo- CMA y PNEC)	Cumplimiento de las NCA en aguas para sust. prioritarias de MM5 (BaP) y contaminantes emergentes (MP),	Cociente de caracterización de riesgo para BaP y MP (CRC)	CRC=PECaguas/PNECaguas CRC ≥ 1.0, Existe riesgo CRC 0.75-1.0, Riesgo probable CRC <0.75, Bajo riesgo
MSPF Prevenir deterioro del estado	Alteración de todos los EC	Escorrentía en fase de construcción (Impactos agudos por SST, vertidos, erosión y otros)	Superación de los valores de referencia de SST y turbidez en el receptor, alteración de sedimentos finos	Área desestabilizada durante el proceso constructivo	Área desestabilizada≥700m2, Existe riesgo

OMA	Impacto Posibilidad de Afección	Mecanismo	Método Evaluación		
			Descripción	Indicador	Interpretación
		Vertidos accidentales (Impacto agudo-CMA)	Cuantificar probabilidad de episodio de vertido accidental	Probabilidad de vertido accidental con un riesgo asociado de generar un suceso contaminante severo (PVAR)	PVAR <1%, bajo riesgo PVAR ≥1%, existe riesgo Zonas protegidas el valor se reduce al 0,5%.
MSBT Evitar el deterioro de su estado cuantitativo	Efectos sobre el balance hídrico	Escorrentía habitual	Evaluar afección al balance hídrico y alteración de nivel piezométrico	Alteración de los flujos subterráneos provenientes de la zona de actuación modelizados para una serie histórica de 20 años en EN y EU para la ADD	Desvíos en más de un 20% en la recarga de flujos subterráneos para la cuenca en EN y EU
MSBT Evitar el deterioro de su estado químico	Vulneración de las NCA	Escorrentía habitual	Evaluar técnica más adecuada en la HSST para condiciones del proyecto y vulnerabilidad de la MSBT.	Vulnerabilidad de la MSBT a las descargas de escorrentía viaria. Indicadores técnicos y medioambientales para la HSST.	Índice vulnerabilidad: 6-11, existe riesgo. Consensuar OC, modelos avanzados que integren flujos subterráneos y dispersión en la zona saturada y no saturada. 12-24, aplicar HSST y MM.
		Vertidos accidentales (Impacto agudo-MA)	Cuantificar probabilidad de episodio de vertido accidental	Probabilidad de vertido accidental con un riesgo asociado de generar un suceso contaminante severo (PVAR)	PVAR <1%, bajo riesgo PVAR ≥1%, existe riesgo En ZEP el valor se reduce al 0,5%.

OMA	Impacto Posibilidad de Afección	Mecanismo	Método Evaluación		
			Descripción	Indicador	Interpretación
Prevenir deterioro del estado de masas de agua	Efectos acumulados y sinérgicos	Mecanismos superiores en combinación o con otros proyectos externos	Análisis geoespacial de proyectos (presiones) que puedan genera impactos acumulados en el receptor	% impermeabilización total de la cuenca. Cambios en los usos del suelo autorizados (indicadores propuestos)	Consensuar con el Organismo ambiental

9.5 METODOS DE EVALUACION DE RIESGOS DE CONTAMINACION DE LAS ESCORRENTIAS

En reconocimiento del hecho de que las aguas de escorrentía pluviales, y los procesos de acumulación y lavado de contaminantes de las superficies viarias, tiene una naturaleza altamente estocástica, variable e influenciada por efectos combinados e intermitentes, el enfoque para la determinación de impactos de las descargas de escorrentía se enfoca en analizar los riesgos.

El tratamiento de las descargas de escorrentía pluvial viaria debe diseñarse en línea con los objetivos ambientales, de forma que el estado de las masas de agua (tras la mezcla y dilución de las descargas de escorrentía viaria con el medio receptor), no exceda las NCA.

La evaluación de riesgos sobre los objetivos ambientales de las masas de agua en los proyectos se centra en la identificación de impactos, su probabilidad de ocurrencia y la magnitud de estos atendiendo a las siguientes definiciones:

1. **Riesgo:** La probabilidad de que un suceso específico (descarga de escorrentía viaria) impacte negativamente en el estado del medio receptor (MSPF, MSBT y ZP).

2. **Impacto**: Descarga de escorrentía viaria y dispersión.

3. **Probabilidad de ocurrencia**: Evaluación comparativa de las concentraciones medias del suceso contra niveles de fondo naturales que definen niveles de contaminación altos, medios y bajos de concentración y cargas de contaminantes clave.

4. **Magnitud del impacto**: Determinado mediante un estudio de las características inherentes al medio receptor (ej. Integración de la hidrología, hidrogeología, y datos del estado químico y ecológico) evaluados comparativamente contra niveles de fondo naturales que definen niveles de contaminación altos, medios y bajos de concentración y cargas de constituyentes clave.

Se diferencia entre la influencia de las actividades antropogénicas en las aguas receptoras (utilizada para evaluar la probabilidad de que se produzca el peligro definido) y las características biológicas, físicas y químicas inherentes al medio receptor (utilizadas para evaluar la magnitud del impacto resultante). Ambos, por tanto, definen la vulnerabilidad de la masa de agua receptora a los riesgos asociados a la descarga de escorrentías pluviales viarias.

La evaluación del riesgo ambiental asociado a las descargas de escorrentía se aplica a la exposición química de los contaminantes seleccionados. La evaluación se basa en la comparación de la exposición del ecosistema a una sustancia y la sensibilidad de la misma parte del ecosistema a esta sustancia a través de la vía de exposición específica.

La exposición está representada por la concentración ambiental prevista (PEC), y puede obtenerse mediante mediciones reales sobre el terreno (datos de seguimiento), mediante estimaciones utilizando modelos ambientales o mediante datos estadísticos sobre niveles de contaminación en la descarga de las escorrentías viarias (Capítulo 8).

El umbral de toxicidad, definido como concentraciones previstas sin efecto (PNEC), representa la sensibilidad del ecosistema y suele obtenerse de ensayos de toxicidad normalizados.

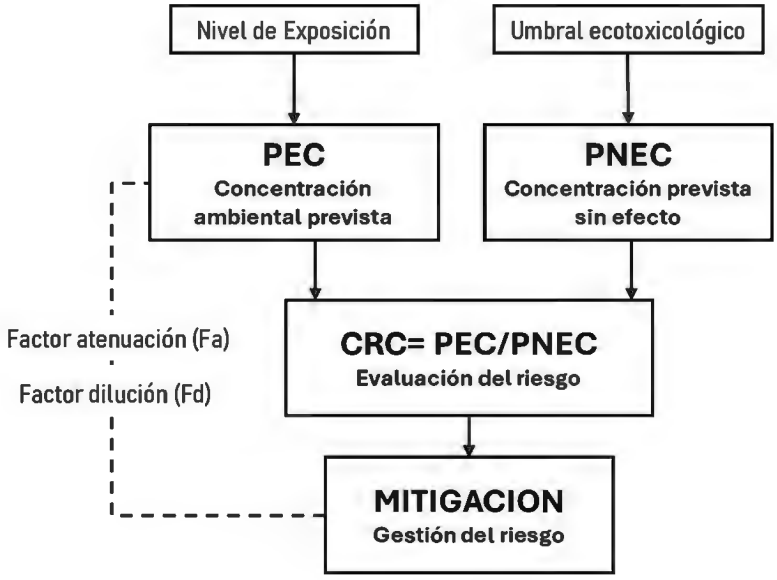


Figura 9-1. Esquema simplificado del procedimiento de evaluación de riesgos ambientales para las descargas de escorrentía viaria

En este paso, los valores de PNEC se comparan con las concentraciones ambientales (relación PEC: PNEC) para obtener una indicación del riesgo. La relación entre PEC y PNEC, cociente de caracterización del riesgo (CRC), indica si es probable que se produzcan efectos inaceptables en los organismos como resultado de la exposición a la sustancia química específica. Este enfoque se ajusta al Documento de Orientación Técnica de la UE sobre evaluación de riesgos (Comisión Europea, 2003a). Un CRC o PEC: PNEC superior a 1 indica que no es improbable que se produzcan efectos inaceptables en los organismos; cuanto mayor sea la relación, más probable será que se produzcan efectos inaceptables.

En términos de protección de los ecosistemas, se asume como una situación de riesgo aceptable aquella en la que, para los contaminantes identificados, el CRC o nivel de exposición, expresado como concentración, y el umbral ecotoxicológico, definido por la concentración máxima para la que no se esperan efectos sobre los ecosistemas, es inferior a la unidad. El CRC obtenido del cálculo se interpretará en tres distintos rangos:

- CRC ≥ 1,0 la descarga de escorrentía representa un riesgo para el medio receptor
- CRC 0,75-1,0 la descarga de escorrentía puede representar un riesgo para el medio receptor
- CRC <0,75 la descarga de escorrentía es poco probable que represente un riesgo para el medio receptor

9.6 EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD DEL MEDIO RECEPTOR

La evaluación de la vulnerabilidad considera el impacto de la escorrentía viaria en función de las características intrínsecas de la masa de agua en la que se produce la descarga. Permite identificar los criterios hidrológicos, químicos, ecológicos y geológicos que hacen que un medio receptor sea más o menos vulnerable a la misma descarga de escorrentía en comparación con otro. Los cuatro criterios de vulnerabilidad se soportan mediante una lista de 11 indicadores de referencia, identificados como influyentes en la vulnerabilidad de las masas de agua relativa a descargas de la escorrentía viaria. Los indicadores para masas de agua superficiales se han seleccionado por poseer el mayor impacto en la vulnerabilidad del medio receptor (Proper D2.2). Los indicadores para las MSBT provienen de un análisis y selección de los parámetros más influyentes en los modelos DRASTIC y DMRB.

Cada criterio está respaldado por indicadores y descriptores que especifican el aspecto concreto considerado, junto con un sistema de evaluación comparativa y de puntuación. A cada indicador se le asigna también una ponderación como indicación de sus respectivos impactos en el estado de la masa de agua.

El método de evaluación de la vulnerabilidad de las masas de aguas a la contaminación de la escorrentía viaria se presenta en las tablas 9-6 y 9-7, y puede usarse como una herramienta individual mediante el siguiente procedimiento:

- Selección de una puntuación por indicador.
- Multiplicación de las puntuaciones asignadas por su índice de ponderación.
- Suma de las puntuaciones ponderadas asignadas a cada indicador para elaborar un índice de vulnerabilidad para la masa de agua.
- Obtener un orden de clasificación de la vulnerabilidad de la masa de agua (por ejemplo, de la masa de agua más vulnerable, puntuación más baja, a la menos vulnerable, puntuación más alta).

Las puntuaciones indican qué medios receptores presentan mayor o menor vulnerabilidad a la misma fuente de escorrentía viaria. Se basan en un valoración cualitativa y comparativa. No proporcionan ninguna información sobre lo que, por ejemplo, un medio "más vulnerable" significa, ni pueden utilizarse para determinar la importancia de la diferencia entre, por ejemplo, una masa de agua clasificada en 1ª posición frente a otra clasificada en 2ª posición. La puntuación de vulnerabilidad resultante puede utilizarse para identificar, o preseleccionar, los medios receptores que son relativamente de mayor interés y a las que debería darse prioridad para una mayor investigación.

Tabla 9-5. Grados probabilidad de ocurrencia y sus puntuaciones

Probabilidad de Ocurrencia	Valor Ordinal Asociado a la Probabilidad
Muy probable (se espera que suceda)	4
Probable (puede suceder a veces)	3
Poco probable (poco habitual pero su ocurrencia es sabida)	2
Nada probable (falta de evidencia, pero no imposible)	1

Tabla 9-6. Características que informan de la vulnerabilidad de las MSPF, valoraciones asociadas a su probabilidad de ocurrencia y peso de cada indicador

Criterios	Indicador	Descripción	Ocurrencia	Valor	Peso
Hidrogeológicos	Capacidad de dilución	Dilución >8:1	Muy probable	1	3
			Probable	2	
			Poco probable	3	
			Nada probable	4	
	Cambio en los procesos de sedimentación y deposición	Deposición de finos en el sustrato (12-20% finos o turbidez moderada)	Muy probable	1	2
			Probable	2	
			Poco probable	3	
			Nada probable	4	
	Efecto del primer lavado	Concentraciones elevadas al inicio del evento de precipitación	Muy probable	1	3
			Probable	2	
			Poco probable	3	
			Nada probable	4	
Químicos	Niveles elevados de cloruros	Frecuencia uso fundentes	Muy probable	1	4
			Probable	2	
			Poco probable	3	
			Nada probable	4	
	Dureza del agua en el medio receptor	Concentración de $CaCO_3$	< 10 mg/L	1	2
			10- < 50mg/L	2	
			50- <100mg/L	3	
			>100 mg/L	4	
Ecológicos	Temperaturas elevadas en la escorrentía viaria	Cambios de temperatura >1,5°C	Muy probable	1	2
			Probable	2	
			Poco probable	3	
			Nada probable	4	
	Estrés fisiológico	Presencia de especies sensibles	Muy probable	1	2
			Probable	2	
			Poco probable	3	
			Nada probable	4	

El método incluye ponderaciones por defecto. Las puntuaciones asignadas son ordinales y no numéricas.

Tabla 9-7. Características que informan de la vulnerabilidad de las MSBT, valoraciones y peso de cada indicador

Criterios	Indicador	Descripción	Valor	Peso
Material del acuífero	Los materiales rocosos permeables (y fisurados) aumentan la vulnerabilidad del acuífero	Karst	1	2
		Arena / grava	2	
		Metamórfico / ígneo	3	
		Arcilla / limos	4	
Permeabilidad/espesor de la zona no saturada (integra la profundidad del nivel freático)	Alta permeabilidad (kárstico s.s.)	0 - 3.0m	1	4
		>3.0m	4	
	Permeabilidad moderada (detrítico mixto)	0 - 3.0m	1	
		3.0 - 10.0m	2	
		>10.0m	4	
	Baja permeabilidad (detrítico consolidado)	0 - 3.0m	1	
		3.0 - 5.0m	2	
		5.0 - 10.0m	3	
		>10.0m	4	

El índice de vulnerabilidad no tiene un significado cuantitativo, se interpreta mediante una codificación cromática de semáforo asignando diferentes colores (los tradicionales rojo, ámbar y verde) a rangos discretos de puntuaciones con el enfoque que se muestra en la tabla 9-8.

Tabla 9-8. Interpretación de la puntuación de vulnerabilidad integrada de la masa de agua

Tipo de masa de agua	Umbrales de Puntuación de Vulnerabilidad		
	Vulnerabilidad Alta	Vulnerabilidad Media	Vulnerabilidad Baja
MSPF	18 - 35	36 - 54	55 - 72
MSBT	6 - 11	12 - 17	18 - 24

El rango posible de valores del índice está comprendido entre 18-72 para las MSPF y de 6-24 para las MSBT. Cuanto más bajo sea su valor mayor será la vulnerabilidad de la masa de agua a las descargas de escorrentía viaria. Las puntuaciones totales determinan si la vulnerabilidad de la masa de agua receptora es alta, media o baja de según los valores de la tabla 9-8.

La categoría de vulnerabilidad determina la necesidad o no de una evaluación más detallada. El proceso de trabajar a través de la matriz de vulnerabilidad permite identificar qué parámetros están asociados con la mayor vulnerabilidad y, por lo tanto, dónde sería más útil realizar una evaluación más detallada conforme a la siguiente interpretación:

- **Alta vulnerabilidad:** Indica una alta probabilidad de que el medio receptor sea vulnerable a la descarga de la escorrentía viaria y que, por lo tanto, la descarga de escorrentía debe ser tratada con todos los niveles de la MM5, independientemente de que no sobrepasen los umbrales. Se deberá realizar una evaluación de riesgos detallada conforme a los procedimientos descritos a continuación para las MSPF. En caso de las MSBT se deberá realizar una evaluación conforme al Anexo X del RDPH.

- **La vulnerabilidad media:** Indica que el receptor puede ser vulnerable a los vertidos de la escorrentía de las carreteras. Aplicar las MM conforme a los umbrales determinados en el Capítulo 5.

- **La vulnerabilidad baja:** Indica una baja probabilidad de que una masa de agua sea vulnerable a las descargas de escorrentía de la autopista. En este caso se podrá valorar una exención a la MM5, pero se deberán cumplir los umbrales de la MM6.

9.7 HERRAMIENTA DE SOPORTE PARA LA SELECCIÓN DE TÉCNICAS

La influencia de las actividades antropogénicas en la masa de agua (utilizada para evaluar la probabilidad de que se produzca impacto por la descarga de escorrentía viaria) se integra en la herramienta de soporte para la selección de técnicas (HSST) descrita en el Capítulo 10. La HSST tiene en cuenta los aspectos relacionados con las actividades antropogénicas y características del proyecto para realizar una valoración de los rendimientos de las técnicas SuDS mediante varios indicadores relevantes, agrupados en seis criterios (técnicos, medioambientales, COEX, socioambientales, económicos y legales).

La valoración de riesgo impacto, presión, estado y respuesta se integra en los indicadores de los criterios técnicos y medioambientales (ver tabla 9-9).

La herramienta permite evaluar el rendimiento comparativo entre las técnicas para la gestión de las escorrentías del MDSC (parte E). Mediante una serie de indicadores ponderados y puntuaciones el proyectista puede seleccionar las técnicas candidatas más adecuadas en base a la información del proyecto que incluye los factores antropogénicos (IMD, área, nivel freático, tasas de infiltración y presencia de acuíferos vulnerables). La HSST permiten predecir la mejor técnica para minimizar el impacto del proyecto, pero no permite cuantificar cuanto mejor es una técnica respecto a otra.

La selección de técnicas se interpreta mediante una codificación cromática de semáforo asignando diferentes colores a rangos discretos de puntuaciones con el enfoque siguiente:

- Rojo: Técnica no adecuada para su uso en el emplazamiento seleccionado.

- Ámbar: Requiere evaluación de riesgos más detallada para su uso en el emplazamiento seleccionado.

- Verde: Técnica adecuada para su uso en el emplazamiento seleccionado.

Tabla 9-9. Indicadores de los criterios técnicos

Criterio	Peso	Indicadores		Parámetro	Peso
TÉCNICO (MM1, 5, 6 y 7)	45	Control hidráulico (MM6)		Vol.atenuación/Vep	25
		Tratamiento de las escorrentías (MM5)		Rendimiento SST (procesos)	15
		Adaptabilidad y Cambio Climático (MM1)		Aimp/ASuDS Vol.SuDS/Aimp Tasa acogida ampliaciones	5
MEDIOAMBIENTAL (MM5, 6 y 7)	24	Impacto hidrológico en la masa de agua	MSPF (EC-HMF)	Tª, Alteración hidrológica (MCO)	10
			MSBT (piezom.)	Vol recargado ep	
		Impacto en la calidad de la masa de agua	MSPF (EC-FQ)	RCR= (PEC/PNEC)	10
			MSBT (EC-FQ)	liberación de Cl^-	
		Impacto ecología de la masa de agua	MSPF (EC-BIO)	Mejora hábitat Conectividad	4
			MSBT (EC-BIO)	Mejora hábitat*	

El impacto en la calidad de la MSPF se determina mediante el CRC para los SST. La determinación del PEC se basa en el valor del percentil 75 para los SST en la descarga de la escorrentía viaria (para representar el riesgo potencial más alto) tras el tratamiento en cada técnica SuDS. Dentro de la HSST se ha considerado por defecto una dilución disponible en el medio receptor de 8:1. El proyectista deberá confirmar que este valor se cumple o realizar una evaluación simplificada de riesgos.

9.8 METODOS DE EVALUACION DE RIESGOS ASOCIADOS A LA CONTAMINACION HABITUAL DE ESCORRENTIA VIARIA

El objetivo de estos métodos será proporcionar conocimientos científicos sobre riesgos y medidas de forma práctica para que los consultores y proyectistas puedan preservar, proteger y mejorar la calidad de las masas de agua. El método de evaluación de riesgos sigue un planteamiento en cuatro fases, abarcando las fuentes, concentraciones y cargas en la escorrentía viaria, las vías y concentraciones ambientales, los riesgos ambientales y los sistemas de tratamiento. Esto permite identificar la mejor forma de mitigar el riesgo para romper el vínculo fuente-vía-receptor.

- **Fuentes, concentraciones y cargas en la escorrentía viaria**: En el primer nivel de evaluación se basan en el percentil 75 para los contaminantes seleccionados en la descarga de la escorrentía viaria (para representar el riesgo potencial más alto). En el método detallado se emplean factores de emisión de vehículos (FEV).

- **Vías y concentraciones ambientales.** El primer nivel parte de una concentración para las sustancias de la MM5 en la descarga (tabla 9). El segundo nivel de

evaluación tiene en cuenta los métodos de dispersión y transporte desde la calzada. Las concentraciones en la escorrentía y los factores de dilución en el receptor permiten determinar el PEC en distintos compartimentos ambientales (agua y sedimentos).

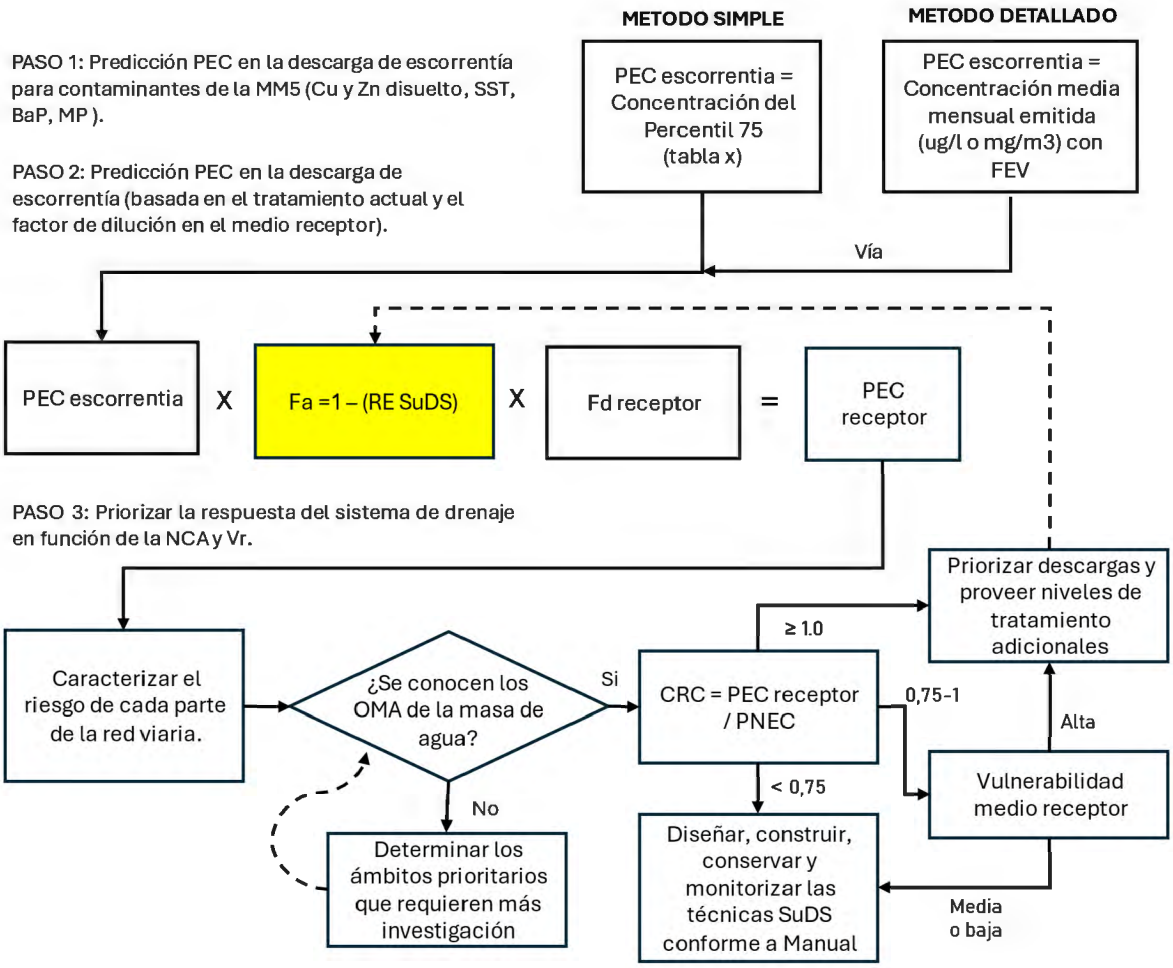


Figura 9-2. Flujograma detallado de los procedimientos de evaluación de riesgos ambientales para las descargas de escorrentía viaria

- **Evaluación de riesgo:** La evaluación de riesgos se determina mediante la comparación de la predicción de las concentraciones en el receptor (PEC) y la concentración prevista sin efecto (PNEC).

- **Mitigación:** Los valores de referencia en rendimientos para las técnicas SuDS del Manual permiten comparar la efectividad en la reducción del riesgo ambiental. El segundo nivel de aproximación permite informar sobre cómo puede tratarse la escorrentía viaria en varios escenarios relacionados con el análisis del tráfico circulante.

Una relación PEC: PNEC superior a 1 indica que no es improbable que se produzcan efectos inaceptables en los organismos; cuanto mayor sea la relación, más probable es que se produzcan efectos inaceptables. Cuanto mayor sea el CRC o la relación PEC:

PNEC mayor probabilidad de que se produzcan efectos en la biota. Cuando el proyectista desee cuantificar la severidad de los efectos deberá evaluar la exposición en función de la distribución de sensibilidad de especies (SSD).

Se establecen dos niveles de evaluación o caracterización de riesgo ambiental de las descargas viarias en las MSPF. El primer nivel parte de una concentración determinada en la escorrentía a partir datos de bases bibliográficas (ver Capítulo 8). En el segundo nivel de evaluación se considera tanto la intensidad de la fuente o presión en base a la IMD del trazado como la vía.

9.8.1 Nivel 1 – Evaluación Simple de Dilución y Atenuación

En el Nivel 1 de evaluación la relación PEC: PNEC, mediante la determinación del CRC, puede utilizarse para el cribado inicial, debido a la necesidad mínima de información requerida, y considera un escenario desfavorable y conservador tomando como fuente la concentración del percentil 75 para los contaminantes seleccionados en la descarga de la escorrentía viaria.

El proyectista tomará los datos de la tabla 9-10 para determinar el PEC en el compartimento ambiental agua y evaluar el riesgo aplicando la siguiente fórmula:

$$PECagua = \frac{(C_{75\%} \cdot Fa)}{Fd} + NFN \qquad \textit{(Ec. 9- 1)}$$

Donde:

PECagua = Concentración prevista en el medio receptor (mg/L o µg/L)
$C_{75\%}$ = Concentración del percentil 75 para el contaminante (tabla 9-10)
NFN =Nivel de fondo natural para el contaminante o sustancia (mg/L o µg/L)
Fd = Factor de dilución en el medio receptor (adimensional)
Fa = Factor de atenuación en la técnica SuDS (adimensional)

La tabla incluye las NCA pertinentes, como referencia de evaluación de la intensidad de la fuente contaminante y su importancia.

El efecto de la presión se corrige con la capacidad de dilución del medio receptor. El factor de dilución relaciona el caudal descargado y el caudal en el receptor. El caudal en el receptor se introduce utilizando el caudal mínimo ecológico, del periodo de aguas bajas, en condiciones de normalidad hidrológica consultando el plan hidrológico.

El caudal descargado será el QCA (ver Capítulo 6) o el caudal descargado por el elemento de regulación de la técnica al medio natural. Los factores de dilución mínimos requeridos para las masas de agua superficiales se muestra en las tablas del Anexo II para su consulta por parte del proyectista.

Tabla 9-10. Resumen estadístico de la composición de las escorrentías viarias para los contaminantes de la MM5

Parámetro	Unidad	P75	Mín.	Media	Máx.	NCA o Vr
SST	mg/L	197	2,4	173	1.557	25
Cu-disuelto	µg/L	9,95	1,82	15,36	153,75	25*
Cu-total	µg/L	60,20	3,26	47,07	414,99	
Zn-disuelto	µg/L	62,17	4,83	61,91	816,92	60*
Zn-total	µg/L	293,96	9,24	219,95	1981,75	
Benzo(a)pireno	µg/L	0,16	0,04	0,36	3,70	1,7E-04
Microplásticos	mg/L	--	1,0	25	179	0,33(µg/L)

*Expresados en función de la dureza del agua para aguas superficiales continentales (ver tabla 9-2).
** El valor de referencia para los MP debe interpretarse con cautela debido a la heterogeneidad de los MP testados para determinar las NOEC.

El RDSE establece la obligación de evaluar tendencias a largo plazo en sedimento (Artículo 24) y permite emplear esta matriz como alternativa para el control de NCA (Artículo 21 del RDSE). Los HAP, entre ellos el BaP son sustancias sugeridas dentro de la Directiva 2008/105/CE para la monitorización del sedimento y la biota. Sustancias orgánicas con un elevado coeficiente de reparto octanol-agua (Kow) deben ser preferiblemente medidas en el sedimento o en forma particulada debido a su preferencia a ser adsorbidas por las partículas. Sustancias con un Kow>5 deben ser preferiblemente medidas en sedimentos. Un Kow>3 se fija como un indicador de potencial de bioacumulación y adsorción a las partículas.

El proyectista determinará el PEC en el compartimento ambiental sedimentos mediante la siguiente relación:

$$PECsedimento = PECaguax10 + NFN \qquad \textit{(Ec. 9- 2)}$$

Donde:

PECsedimento = Concentración BaP agua x 10 (µg/L)
NFN =Nivel de fondo natural para el contaminante o sustancia (µg/L)

9.8.1.1 PNEC

Para cada sustancia de la MM5 se establecen los PNEC basados en la legislación ambiental vigente a nivel nacional y autonómico. Cuando no existen NCA o valores de referencia se usan estándares de calidad ambiental fijados en la legislación ambiental europea o internacional (ECHA, US-EPA ecotox y HEWRAT).

Tabla 9-11. Valores de PNEC en aguas para las sustancias seleccionadas en la MM5

Sustancia	Unidad	Agua dulce		Agua Salada		Referencias
		Agudo	Crónico	Agudo	Crónico	
SST	mg/L	25	25	40	40	RD 35/2023 D459/2013
**Cu disuelto	µg/L	42[1]	25	4,8[2]	25	RDSE Anexo V (1) WRc UC7468 (2) Squirts
**Zn disuelto	µg/L	120/184/770[1]	60	90[2]	60	RDSE Anexo V (1) WRc UC7468 (2) Squirts
*Microplásticos	µg/L	0,33	-	0,33	-	Besseling (2019)
BaP	µg/L	1,7E-04	0,27	1,7E-04	0,027	RDSE anexo IV

* Alta incertidumbre debido a la heterogeneidad de tamaños, tipos y formas de los MP ensayados, valor a interpretar con cautela.
**Variable según la dureza del agua (mg/L $CaCO_3$) en el medio receptor, consultar.

Tabla 9-12. Valores de PNEC en sedimento acuático para las sustancias seleccionadas en la MM5

Sustancia	Unidad	Log K_{ow}	Sedimentos Agua Dulce	Sedimentos Marinos	Referencias
Cu	(mg/kg ms)	NA	35,7[1]	70	**Directriz dragados (CIEM, 2021) (1)Gaskell, 2007
Zn	(mg/kg ms)	NA	123[1]	205	Directriz dragados (CIEM, 2021) (1)Gaskell, 2007
*MP	(µg/kg ms)	-	*100	-	Besseling et al. (2019)
BaP	(µg/kg ms)	6,13[2]	1.380	1.880	(2)EU RAR (CE, 2008a) Directriz dragados (9 HAPs) (CIEM, 2021)

*Alta incertidumbre debido a la heterogeneidad de tamaños, tipos y formas de los MP ensayados, valor a interpretar con cautela.
**Dominio marítimo-terrestre, Nivel de acción A en las Directrices para la caracterización del material dragado y su reubicación en aguas del dominio público marítimo-terrestre.

9.8.2 Nivel 2 - Método para Predicción de la Calidad de las Escorrentías

El método para predicción de la calidad de las escorrentías tiene como objetivo generar una herramienta innovadora que permita predecir el impacto de las descargas de la escorrentía viaria en el medio receptor (MSPF) e identificar los tramos cuya IMD puede resultar en un incumplimiento de las NCA y otros valores de referencia en las cuencas de Bizkaia. Este método se recoge en el II PTSCB y ha sido propuesto por la Universidad de Middlesex.

El método puede aplicarse durante la fase de planificación o explotación sobre los denominados "ambientes hidrogeológicos", unidades cartografiables con características hidrogeológicas e hidrodinámicas similares para identificar y priorizar medidas de mitigación adecuadas que reduzcan los riesgos de impacto.

El establecimiento de cargas emitidas por el tráfico para los contaminantes específicos de la MM5 permite cuantificar la cantidad de contaminante que se acumula en un lugar específico durante un tiempo determinado.

Los datos recopilados en muestreos durante la conservación y explotación permitirán calibrar este método, para una mejor identificación de los puntos críticos que pueden causar problemas a largo plazo en las masas de agua debido a la contaminación difusa de las vías de transporte. También ayudará a evaluar cómo las técnicas SuDS se ajustan a los objetivos ambientales de las masas de agua.

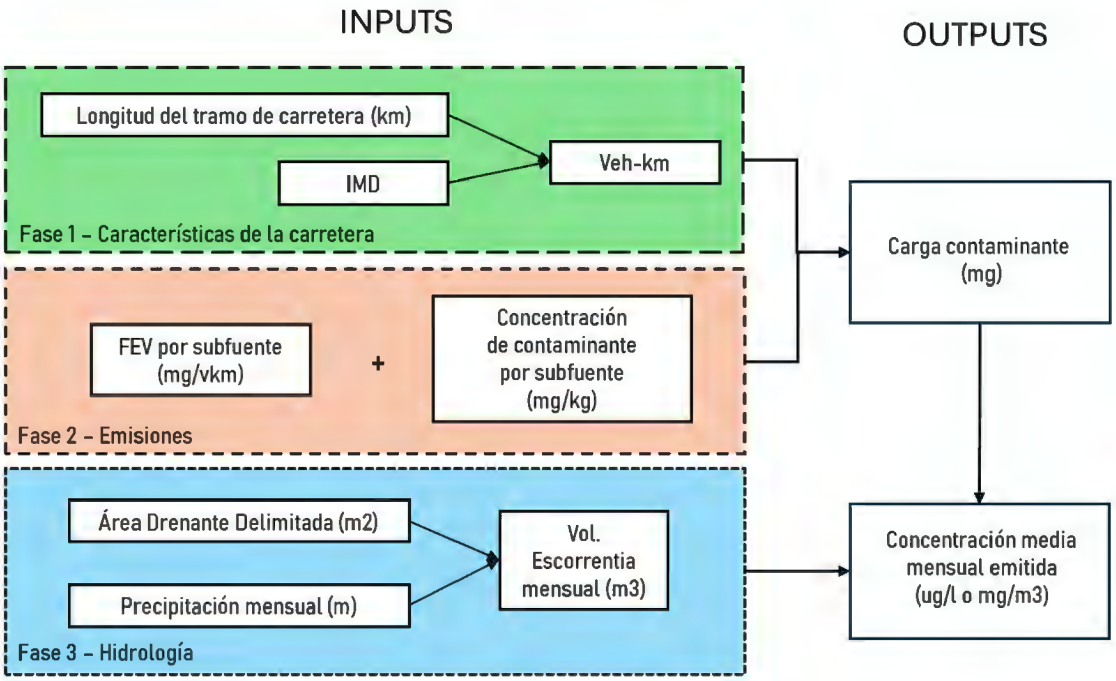


Figura 9-3. Fases de la metodología de asignación de cargas y/o concentraciones

9.8.2.1 Fase 1 - Características de la Carretera y Datos del Tráfico

La Fase 1 estima el kilometraje diario recorrido en una determinada área de la carretera por cada tipo de vehículo para una adecuada estimación de emisiones. Para producir esta información se utiliza la variable "vehículo-kilometro" (vkm).

La tipología y número de vehículos que circulan por la carretera estudiada se obtiene mediante el modelo del tráfico en Euskadi de EMIGIA (Emisiones calculadas por el Grupo de Investigación Atmosférica de la Escuela de Ingeniería de Bilbao-UPV/EHU). Este modelo se basa en un análisis exhaustivo del tráfico para el periodo 2007-2015 recopilado a través de datos censados de la DGT y los informes de tráfico de las Diputaciones Forales. Permite diferenciar las tipologías de vehículos según el combustible utilizado y la tecnología de reducción de emisiones instalada siguiendo la

metodología EMEP/EEA. Los vehículos se han dividido en cinco niveles jerárquicos (ver Anexo III).

Se debe diferenciar el parque de vehículos censado, que puede sacarse del anuario estadístico que publica la Dirección General de Tráfico (DGT), del parque circulante de vehículos que se desplaza por el territorio de Bizkaia.

Para la segregación del tráfico interurbano se ha utilizado la información que suministra la Diputación Foral de Bizkaia en 18 aforos, donde se hacen campañas periódicas para esta medición. Esto permite segregar los vehículos circulantes en función del combustible que usan, gasolina o diésel, para las categorías de turismos y de vehículos comerciales ligeros. Para vehículos pesados solo se usa el diésel como tipo de combustible. Generalmente, los usuarios de vehículos diésel hacen un uso más intensivo que los de los vehículos de gasolina y esto hace que difiera el parque móvil del parque circulante.

Los datos del análisis de la circulación de vehículos aplicados y desagregados a partir de los datos estadísticos se presentan en la tabla 9-13.

Tabla 9-13. Parque circulante porcentual promediado en vías interurbanas estimado en Euskadi por tipo de combustible (periodo 2007-2015)

Tipo Vehículo		Características	Combustible	Promedio
Ligeros	**Turismo**	Max 9 plazas	gasolina	25,81%
			diésel	59,08%
	Vehículo comercial ligero (VCL)	>3,5 ton	gasolina	0,68%
			diésel	14,36%
	Ciclomotor	50cc	gasolina	3,57%
	Motocicleta	>50cc	gasolina	8,63%
Pesados	**Camión Rígido**	>3,5 ton	diésel	48,62%
	Camión Articulado	Cabina independiente	diésel	36,70%
	Autobús	>3,5 ton	diésel	14,67%

Los turismos y VCL, de gas y eléctricos, no se han segregado ya que las emisiones de escape representan un subfuente contaminante menor en las descargas de escorrentía frente a las emisiones por desgaste de neumáticos y frenos (que incluso podrían ser mayores en el parque eléctrico por su mayor peso).

Los datos de la IMD según el parque circulante porcentual proporcionan los vkm diarios según la siguiente formula:

$$vkm = \sum_i N \quad \cdot L \qquad \textit{(Ec. 9- 3)}$$

Donde:

Vkm = vehículo kilometro vehículo tipo i día que recorre el tramo
N = Numero de vehículos de tipo i que recorren el tramo (veh/día)
L = Longitud del tramo estudiado (km)

Tabla 9-14. Parque móvil porcentual de vehículo ligeros y pesados en Euskadi (periodo 2007-2015)

Categoría Tráfico	Promedio Anual	Máximo Anual	Mínimo Anual
LIGEROS			
Turismo gasolina	33,78%	38,00%	30,40%
Turismo diésel	40,81%	44,20%	37,10%
VCL gasolina	1,43%	1,70%	1,20%
VCL diésel	12,06%	12,30%	11,60%
Ciclomotor	3,77%	4,30%	3,30%
Motocicleta	8,14%	9,30%	6,70%
PESADOS			
Camión Rígido	49,02%	49,90%	47,90%
Camión Articulado	37,00%	37,70%	36,20%
Autobús	13,97%	15,90%	12,40%

Tabla 9-15. Parque circulante porcentual en vías interurbanas estimado en Euskadi por tipo de combustible (periodo 2007-2015)

Categoría Tráfico	2010	2011	2012	2013	2014	2015	Promedio Anual
LIGEROS							
Turismo gasolina	27,44%	26,88%	26,16%	25,44%	24,64%	24,32%	25,81%
Turismo diésel	56,14%	56,98%	58,52%	59,78%	61,18%	61,88%	59,08%
VCL gasolina	0,75%	0,70%	0,70%	0,65%	0,65%	0,60%	0,68%
VCL diésel	14,76%	14,64%	14,40%	14,28%	14,16%	13,92%	14,36%
Ciclomotor	3,90%	3,70%	3,60%	3,50%	3,40%	3,30%	3,57%
Motocicleta	7,90%	8,30%	8,50%	8,80%	9,00%	9,30%	8,63%
PESADOS							
Camión Rígido	49,50%	49,00%	48,70%	48,60%	48,00%	47,90%	48,62%
Camión Articulado	37,30%	37,00%	36,80%	36,70%	36,20%	36,20%	36,70%
Autobús	13,20%	14,00%	14,50%	14,70%	15,70%	15,90%	14,67%

* Se presentan los últimos cinco años y el promedio de todo el periodo.

Los datos de la IMD según el parque circulante porcentual proporcionan los vkm diarios según la siguiente formula:

$$vkm = \sum_i N \quad \cdot L \qquad \textit{(Ec. 9- 3)}$$

Donde:

Vkm = vehículo kilometro vehículo tipo i día que recorre el tramo
N = Numero de vehículos de tipo i que recorren el tramo (veh/día)
L = Longitud del tramo estudiado (km)

Una vez obtenido el vkm para todas las categorías de tráfico definidas y tipo de combustible se combinan con los factores de emisión de los contaminantes de la MM5 para obtener una carga contaminante de la superficie viaria.

9.8.2.2 Fase 2 - Emisiones Depositadas en la Calzada

Los FEV representan la cantidad de contaminante emitida por distancia recorrida en autopistas y autovías, en este caso gramos por kilómetro, de un determinado grupo de vehículos. Los FEV para los contaminantes de la MM5 se establecen en el Capítulo 8. Constituyen la base del método y permiten derivar las cargas emitidas de los contaminantes clave seleccionados para 9 tipos de vehículos según su uso de combustible.

Los contaminantes considerados son los recogidos en la MM5 (SST, cobre y zinc disuelto, el benzo(a)pireno y los microplásticos). La masa emitida de contaminante se calcula como la suma de emisiones siguientes:

- Emisiones de escape: Emisiones atmosféricas de partículas (PM10) causadas por la combustión de carburantes.

- Emisiones por desgaste: Emisiones de partículas procedentes del desgaste total de neumáticos/frenos/carretera, incluyendo tanto la parte que se libera a la atmósfera como la que acaba en la carretera.

- Emisiones por fugas de aceite: Emisiones vertidas directamente a la superficie de la calzada por fugas en el motor.

La masa de cada contaminante seleccionado depositada en una superficie de la red viaria se calcula combinando los datos de actividad de cada clase de vehículo con su correspondiente factor de emisión (FE) mediante la siguiente ecuación:

$$E_S = \sum_i FEsubfuente \cdot vkm_i \cdot Fd \qquad \textit{(Ec. 9- 4)}$$

Donde:

E = Emisión generada para una subfuente y contaminante determinado (mg)
FEs = Factor de emisión para la subfuente y para un vehículo de tipo i (mg.vkm-1)
Vkmi = Vehículo kilometro vehículo tipo i día que recorre el tramo
Fd = Factor de deposición en función de la subfuente y contaminante (adimensional)

Adicionalmente, es necesario estimar la proporción de la emisión específica que se deposita en la calzada. El tamaño de partícula emitido influye en el destino final de la misma, las partículas emitidas en el rango inferior de la fracción PM10 (>2,5 µm) tienden a permanecer en suspensión aérea por largos periodos de tiempo. Otros procesos, como las turbulencias de los vehículos, vientos y tipo de calzadas pueden afectar a este proceso.

Una vez obtenida la masa total de contaminante depositada en la calzada por cada tipo de contaminante se convierten a concentraciones en la descarga usando los volúmenes de escorrentía.

Tabla 9-16. Factor de deposición en función de la subfuente y contaminante

Tipo Emisión	Fd
Escape	0,1
Desgaste freno	0,5
Desgaste neumático	0,85
Desgaste pavimentación	0,9
Fugas aceite	0,9

9.8.2.3 Fase 3 – Concentraciones en Escorrentía

La concentración media mensual en las descargas de escorrentía para cada contaminante se calcula con los datos de la ADD de proyecto.

Se considera como valor de referencia el empleado en el modelo POLMIT (Polmit, 2002) que estudia las vías de dispersión ya atribuye un 65% a la dispersión aérea y un 35% a la movilización por la escorrentía de la masa contaminante depositada en la calzada.

La concentración mensual media de cada contaminante en la descarga de escorrentía vendrá dada por la masa depositada de contaminante y el volumen de escorrentía pluvial mensual mediante la siguiente expresión:

$$C_{des} = (m \cdot ADD \cdot C \cdot P_{mes}) \cdot 1000 \qquad \textit{(Ec. 9- 5)}$$

Donde:

Cdes = Concentración del contaminante en la descarga de escorrentía (µg/L)
m = masa de contaminante transportada por la escorrentía (mg)
ADD = Área drenante delimitada (m^2)
C= Coeficiente de escorrentía
Pmes = Precipitación mensual (m)

Los datos de precipitación mensual se obtendrán para los últimos 5 años de la estación meteorológica más cercana a lugar de estudio. La selección de un mes como periodo de tiempo para la deposición de contaminantes en la calzada y el cálculo de concentraciones mensuales se basa en el establecimiento de patrones de acumulación de contaminantes en las superficies de las calzadas. La acumulación tiende a acumularse rápidamente en una primera etapa para posteriormente estabilizarse en un valor constante a partir de los 14 días. En Bizkaia un periodo seco sin lluvia que supere un mes es poco probable. Adicionalmente el RDSE recomienda una frecuencia de control mensual para los elementos de calidad fisicoquímicos generales.

9.8.2.4 Fase 4 – Determinación del PEC

El planteamiento desarrollado predice las concentraciones totales de contaminantes en la escorrentía de las carreteras en función del volumen y el tipo de tráfico. Las concentraciones se comparan con las NCA y otros estándares de calidad ambiental identificadas para el medio receptor.

El PEC en el compartimento agua para los contaminantes de la MM5 se determina siguiendo los pasos descritos en el Nivel 1. Los PEC se evaluarán con las concentraciones mensuales en las descargas contra los PNEC. EL PNEC viene dado en este caso por la NCA-MA, cuando esté disponible, o por valores de referencia internacionales (ver tabla 9-11). Las concentraciones mensuales medias determinan el CRC asociado al impacto crónico de los contaminantes en el receptor.

El PEC en el compartimento sedimento se calculará aplicando la ecuación 9-2 y calculando el CRC con los valores de referencia de la tabla 9-12.

Cuando el CRC sea ≥0,75 para los sedimentos el proyectista realizará una evaluación de la capacidad de acumulación del sedimento en el medio receptor. Para evaluar si los sedimentos se acumularán o no en el receptor, aguas abajo del punto de vertido, se estimará la velocidad de la corriente en condiciones de caudal bajo y se compara con una velocidad umbral de 0,1 m/s (Gaskell et al, 2007).

Tabla 9-17. Evaluación de la posible acumulación de la contaminación en sedimentos

Velocidad Corriente Aguas Bajas	Tendencia en Medio Receptor	Evaluación
≤ 0,1 m/s	Acumula	Calcular ID
> 0,1 m/s	Dispersa	Bajo riesgo

La velocidad de la corriente puede determinarse mediante el caudal mínimo ecológico para la masa de agua y su sección transversal. En caso de velocidades inferiores a 0,1 m/s se debe juzgar si, para un lugar de acumulación, es probable que la cantidad, o el alcance, de la deposición de sedimentos sea elevada. Para ello, se calcula un índice de deposición (ID). A continuación, el ID se compara con un umbral de 100 (Hewrat, 2015). El resultado se juzga de la siguiente manera:

- ID < 100, bajo nivel de deposición
- ID ≥ 100, alto nivel de deposición

El ID es 100 veces la relación entre el volumen anual estimado de sedimentos en la descarga de escorrentía viaria y un volumen representado por una capa de 0,01 m de espesor en una longitud de río de 10 m, suponiendo que la capa se extiende en todo el ancho del cauce mediante la siguiente relación:

$$ID = \frac{V_{sst\cdot}}{H \cdot L \cdot A} \cdot 100 \qquad \textit{(Ec. 9- 6)}$$

Donde:

ID = Índice de deposición
Vsst = Volumen mensual de sedimentos en la escorrentía (m^3)
L = Longitud del cauce (10 m)
H = espesor del sedimento basal (0,01 m)
A = Ancho del cauce para el caudal ecológico (m)

El volumen mensual de sedimento descargado al medio receptor vendrá dado por la concentración mensual determinada de SST mediante la siguiente relación:

$$Vsst = \frac{M_{sst\cdot}}{d_{sst}} \qquad \textit{(Ec. 9- 7)}$$

Donde:

Vsst = Volumen mensual de sedimentos en la escorrentía (m^3)
M_{sst} = masa sedimento transportada por la escorrentía (kg)
d_{sst} = densidad de sedimentos (kg/m^3)

9.9 METODOS DE EVALUACION DE RIESGOS ASOCIADOS A LA CONTAMINACION ACCIDENTAL

La ocurrencia de accidentes graves o de catástrofes, pueden generar vertidos que provoque impactos sobre los elementos de calidad o parámetros que definen el estado de la masa de agua. Estos riesgos son específicos de cada proyecto y de cada situación, y su consideración está contemplada en la EIA.

La Norma 5.2IC, en su epígrafe 3.2.2.2, establece la posibilidad de desviar los caudales a zonas menos sensibles, o la implantación de dispositivos especiales de tratamiento que permitan la retención de las aguas de escorrentía o de vertidos accidentales y el tratamiento previo al vertido. El epígrafe 3.3.5.5, túneles y otras estructuras enterradas, requiere que el drenaje del túnel disponga de los elementos previstos en la reglamentación sobre seguridad e instalaciones en túneles de carretera en relación con los vertidos accidentales.

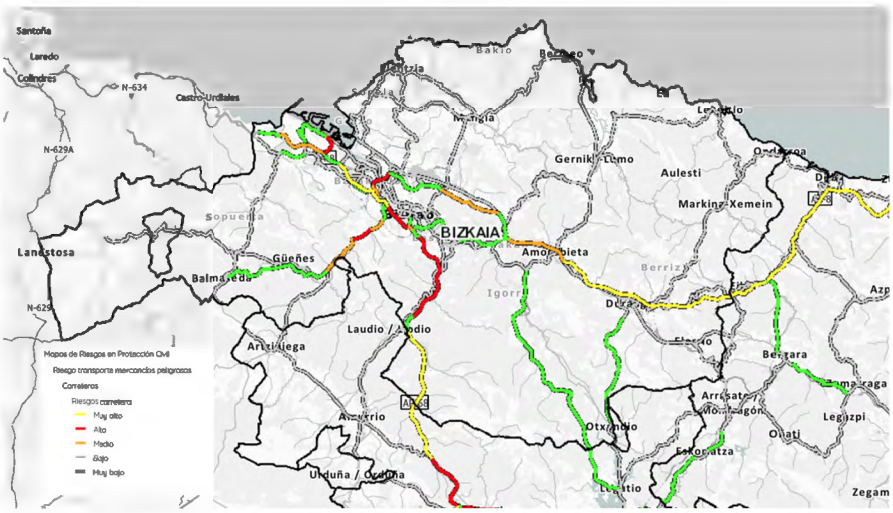


Fig. 9-4. Mapa de riesgo de accidentes por carretera en las vías de Bizkaia.

El Nivel 4 de tratamiento de las escorrentías viarias, vertidos accidentales, aplica en todas las ADD que superen los umbrales de tratamiento de la escorrentía de la MM5 y

en las que la probabilidad anual de ocurrencia de un vertido accidental con riesgo de generar impacto en la ADD sea superior al 1%.
Requiere incluir medidas de mitigación hasta obtener una probabilidad anual mitigada inferior al 1%. Cuando exista probabilidad de ocurrencia deberán incorporarse medidas de mitigación, idealmente que sean pasivas y no requieran actuación por parte del conservador.

A continuación, se describen los cálculos requeridos que escribe los parámetros y cálculos necesarios para evaluar un vertido accidental grave y determinar el riesgo de que se produzca un suceso que genere contaminación como resultado del vertido accidental.

El método estima el riesgo de que se produzca un suceso que provoque un vertido de una sustancia peligrosa potencialmente contaminante en algún punto a lo largo de la carretera evaluada. A continuación, calcula el riesgo, considerando que se haya producido un vertido accidental, de que el contaminante alcance e impacte el medio receptor (MSPF o MSBT). El método se basa en las recomendaciones del DMRB.

Los riesgos se expresan como probabilidades anuales de que se produzca un suceso de este tipo, lo que permite tomar decisiones objetivas sobre su aceptabilidad o sobre la necesidad de adoptar medidas para reducir el riesgo.

Para realizar la evaluación del riesgo el proyectista deberá obtener los siguientes parámetros y datos para el cálculo de cada ADD o punto de vertido:

- Longitud de los distintos elementos del trazado dentro del tramo considerado en cada una de las categorías de la tabla 9-18 dentro de la ADD.

- IMD en ambos sentidos de circulación para cada tramo de carretera identificado anteriormente (para carreteras nuevas, utilizar la IMD para la vida de servicio de la vía).

- Porcentaje de pesados. Cuando una carretera tenga un flujo alto o muy alto de materiales peligrosos, por ejemplo, a una refinería de petróleo o a un puerto, puede ser apropiado un factor más alto. Pueden consultarse "Mapas de Flujo del Transporte de Mercancías Peligrosas en la Comunidad Autónoma del País Vasco".

La cantidad de accidente por vehículo pesado y kilómetro de la tabla 9-18 puede tomarse como referencia. Para determinar el número de accidentes por tipo de tramo y vía se han empleado los siguientes datos:

- Datos extraídos de las estadísticas de accidentalidad en el transporte de mercancías peligrosas por carretera para todo Euskadi.

- Informes anuales de tráfico de las tres diputaciones vascas.

- Ratios entre número de accidentes por tráfico y tipo de tramo y vía del DMRB

Usando los datos, la probabilidad anual de vertido para cada sección de carretera se calcula mediante la siguiente formula:

$$PAVA = L \times CA \times (IMDx365x10e\text{-}6) \times (\%pesados/100) \qquad \textit{(Ec. 9- 8)}$$

Donde:

PAVA = Probabilidad anual de un vertido accidental con potencial de generar contaminación
L = longitud del tramo estudiado (km)
CA= cantidad de accidentes graves (tabla 19-18)
IMD = Intensidad media diaria de tráfico (usando la IMD de diseño en nuevas infraestructuras)
%Pesados = porcentaje de vehículos pesados

Tabla 9-18. Número de accidentes graves por 10^6 Veh. Pesados x km/año

Elemento del Trazado	Autopistas y Autovías	Carreteras Convencionales Interurbana
Tramos rectos*	0,0032	0,0026
Carriles cambio velocidad	0,0039	0,0074
Enlaces	0,0277	0,0793
Intersecciones tipo glorieta	NA	0,2406
Intersecciones	NA	0,7716

*Datos en tramos rectos obtenidos a partir de las estadísticas de accidentalidad en el transporte de mercancías peligrosas por carretera del MITMA, extrapolados al resto de elementos del trazado con datos del método del Highways Agency.

El resultado (PAVA) se usa para calcular posteriormente una predicción de la probabilidad anual de un vertido accidental con potencial de generar contaminación para cada sección de la carretera usando la siguiente formula:

$$PVAR = PAVA \times PSCS \qquad \textit{(Ec. 9- 9)}$$

Donde:

PVAR = Probabilidad de un vertido accidental con un riesgo asociado de generar un suceso contaminante severo.
PSCS = La probabilidad, ocurrido un vertido, de que resulte en un suceso contaminante severo. Seleccionar valor de la tabla 2 según la vulnerabilidad del medio receptor y la rapidez de respuesta por los servicios de emergencia.

Tabla 9-19. Probabilidad de ocurrencia de un vertido con el potencial de generar un episodio de contaminación severo

Medio Receptor	Urbano (tiempo respuesta <20min)	Rural (tiempo respuesta <1h)	Remoto (tiempo respuesta >1h)
MSPF	0,45	0,6	0,75
MSBT	0,45	0,6	0,75

Cuando más de un punto de vertido descarga al mismo receptor (o más de una técnica de infiltración en la misma MSBT), se suman las probabilidades anuales de cada tramo para obtener el riesgo combinado.

El riesgo de que se produzca un vertido accidental con un riesgo asociado de generar un suceso contaminante severo se considera aceptable si la probabilidad anual es inferior al 1%. Cuando el vertido pueda afectar a zonas protegidas, el riesgo se considera aceptable si la probabilidad anual es inferior al 0,5%.

Los sistemas adecuados para mitigar y reducir la probabilidad de que un vertido provoque un incidente de contaminación severo se recogen en el apartado E para cada técnica junto con sus niveles de reducción del riesgo para el Nivel 4 de la MM5.

9.10 MÉTODOS DE DISEÑO PARA LA MITIGACIÓN

9.10.1 Mitigación de Impactos y Protección de las Aguas Superficiales

La mayoría de los contaminantes presentes en la escorrentía de las carreteras provocan impactos acumulativos, por lo que uno de los principales objetivos de las técnicas del MDSC es reducir la carga anual descargada en el medio receptor por las descargas viarias.

Los proyectos aplicarán las MM y sus umbrales para la gestión de las descargas de escorrentía. Los métodos de evaluación de riesgos ambientales anteriormente descritos permiten caracterizar los riesgos a los objetivos ambientales de las masas de agua superficiales. Pueden aplicarse durante la fase de planificación o en partes de la red viaria ya existente para identificar y priorizar planes y acciones.

Cuando el proceso de EIA identifique la posibilidad de impacto en la calidad de las aguas superficiales por escorrentía habitual, se llevará a cabo una evaluación simple de riesgos utilizando el nivel 1- evaluación simple de dilución y atenuación. Este nivel parte del percentil 75 de concentración para los contaminantes de la MM5. Proporciona una evaluación de las concentraciones máximas admisibles y permite evaluar el impacto agudo de los contaminantes.

El nivel 2 de aproximación proporciona una evaluación más detallada de las concentraciones medias anuales de contaminantes solubles (Cu y Zn), y proporciona un método más detallado para evaluar el impacto crónico asociado a las descargas sistemáticas y perpetuas de escorrentía mediante concentraciones mensuales asociadas a la IMD.

Las concentraciones medias anuales previstas en las descargas de escorrentía tras su dilución en el medio receptor deben ser inferiores al PNEC o NCA para cumplir con los objetivos de la DMA.

Los niveles de tratamiento e índices de mitigación de riesgos en la escorrentía viaria de las técnicas del MDSC para aplicar como factores de atenuación en la evaluación se presentan en la tabla 9-20. Se presentan en códigos cromáticos que permiten identificar si la técnica cumple con el tratamiento exigido en la MM5:

- Verde: Cumple con el nivel de tratamiento.
- Rojo: No cumple con el nivel de tratamiento.
- Ámbar: Contribuye al nivel de tratamiento, pero requiere usarse en una cadena de gestión para facilitarlo.

Cada técnica lleva asignado un valor correspondiente al índice de mitigación que la técnica proporciona para su uso en la evaluación de riesgos.

Tabla 9-20. Niveles de tratamiento facilitados e índices de mitigación a considerarse en la evaluación de riesgos para las técnicas SuDS

NOMBRE TÉCNICA	NIVEL DE TRATAMIENTO					
	SST	Metales Disueltos		Microcontaminantes		Vertidos
		Cu	Zn	BaP	MP	
Franjas filtrantes (FFVM)	0,8	0,35	0,6	0,5	0,5	-
Cunetas vegetadas (CVM)	0,85	0,35	0,6	0,5	0,5	0,6
Áreas Dispersión (AD)	0,95	0,5	0,8	0,9	0,9	-
Zanja de infiltración (ZIT)	0,95	0,6	0,8	0,85	0,9	0,6(3)
Zanja filtrante (ZFFD)	0,9	0,4	0,8	0,8	0,85	0,7
Filtros de arena (FAST)	0,8	0,25	0,75	0,6	0,8	0,7(2)
Zonas Biorretención (ZB)	0,9	0,4	0,75	0,85	0,85	0,7(3)
Balsas de detención (BD)*	0,4	-	-	-	-	0,6 (2)
Balsas de infiltración (BI)	0,95	0,6	0,8	0,86	0,95	-
Estanque de retención (ER)	0,85	0,2	0,2	0,7	0,75	0,5
Humedales de pluviales (HP)	0,9	0,4	0,4	0,8	0,8	0,5
Sistemas patentados (SP-FC)	0,8	0,4	0,6	0,7	0,7	0,4
Aprovechamiento (APP)	Según combinación de técnicas y tratamientos					-
COMPONENTES COMUNES						
Válvula cierre	-	-	-	-	-	0,4
Vertedero triangular	-	-	-	-	-	0,6
Desagüe invertido	-	-	-	-	-	0,6

Medidas requeridas:
(1) Represas
(2) Válvulas de corte
(3) Impermeabilización
* Solo con detención prolongada

En cada capítulo específico de la parte E se presentan variantes de cada técnica SuDS. En la tabla solo se incluyen las variantes con mayores rendimientos de eliminación.

La evaluación de impactos para escorrentía habitual debe realizarse por cada punto de vertido al medio receptor.

Para la evaluación de los impactos asociados a los contaminantes solubles, los puntos de vertido cuya distancia sea igual o inferior a 1 km (medido a lo largo del curso de agua) se agregarán a efectos de la evaluación de impactos acumulados y sinérgicos.

Para la evaluación de los impactos asociados a los contaminantes relacionados con los sedimentos, los puntos de vertido cuya distancia sea igual o inferior a 100 m (medidos

a lo largo del curso de agua) se agregarán a efectos a efectos de la evaluación de impactos acumulados y sinérgicos.

Para agregar los puntos de vertido para su evaluación se usará el método de cargas de la IMD y se sumaran las áreas drenadas y las masas contaminantes acumuladas.

La ubicación geográfica para la evaluación de la calidad de las aguas superficiales debe estar claramente identificada y se centrará siempre en el medio receptor, no pudiendo estar dentro de una técnica SuDS.

El consultor puede evaluar en qué época del año pueden producirse impactos a la ecología y, por lo tanto, informar de la necesidad de soluciones de mitigación.

Por ejemplo, el vertido puede afectar a una zona protegida designada como tal para proteger una especie concreta. En este caso la precipitación mensual puede ajustarse a datos recopilados de Euskalmet. Si la superación de los umbrales coincide con los periodos de reproducción y desarrollo de esa especie puede haber un impacto mayor que si la superación se produjera en otro momento del año. El período "estival" por defecto coincide con la época de reproducción y es cuando las especies suelen aprovechar las temperaturas más altas del agua y la mayor disponibilidad de alimentos. Por contrapartida suele ser la época del año donde más pronunciado puede ser el efecto del primer lavado y cuando los caudales de dilución en el medio son menores.

El sistema de drenaje de la vía no deberá descargar a masa de agua interiores quietas o estancadas (lagos, lagunas, pantanos y charcas) a no ser que el análisis de riesgo especifico demuestre que el riesgo para la calidad de agua del medio es mínimo o inexistente.

9.10.2 Mitigación de Impactos y Protección de las Aguas Subterráneas

El proyectista realizará una evaluación sencilla siguiendo el procedimiento establecido en la apartado 9.6 que determinará una vulnerabilidad baja, media o alta.

Cuando el índice de vulnerabilidad determine una vulnerabilidad media o baja los procedimientos de diseño de este Manual, especialmente los recogidos en el Capítulo 7 se consideran suficientes para mitigar los impactos.

La HSST integra varios factores antropogénicos e hidrogeológicos de las masas de agua subterráneas que evalúan la posibilidad de que se produzcan efectos significativos en la calidad de las aguas subterráneas. Todas las técnicas de infiltración implementadas deberán ser adecuadas una vez introducidos los datos del proyecto.

El riesgo que representa la escorrentía viaria para las aguas subterráneas es evaluado en la HSST mediante los siguientes aspectos:

- La profundidad del nivel freático: un mayor espesor de suelo no saturado tenderá a proporcionar una mayor protección.
- El tipo de flujo predominante, granular o fisurado. La porosidad granular tenderá a proporcionar una mayor protección.

- Las características del suelo: se ha demostrado que los suelos con un contenido significativo de minerales arcillosos y orgánicos ofrecen un mayor potencial para la atenuación de contaminantes. De manera similar, el pH del suelo afecta la movilidad de los contaminantes, los suelos de pH bajo, generalmente, se asocian con contaminantes de mayor movilidad.

- Presencia de acuíferos vulnerables y zonas de restricción, los perímetros de protección establecidos en el RDPH o la Planificación hidrológica.
- IMD del trazado, que se asocia a la intensidad de la fuente contaminante.

- Área drenante, tiene en cuenta el volumen de agua infiltrada en el suelo.

Cuando la vulnerabilidad sea alta se deberá realizar una evaluación detallada por un técnico competente conforme al Anexo X del RDPH, cuya parte A incluye el contenido mínimo de los estudios de "caracterización preliminar" y de "caracterización y diagnóstico ambiental". Puede asimismo consultarse la Guía de Aplicación del Nuevo Reglamente del Dominio Público Hidráulico RD849/1986-RD665/2023 – Protección de las aguas subterráneas frente a la contaminación puntual del MITERD.

La evaluación detallada de la calidad de las aguas subterráneas y la escorrentía habitual deberá incluir la recopilación de información adicional, cuya naturaleza y escala deberá determinar el experto competente, para mitigar los efectos de la escorrentía habitual en la calidad de las aguas subterráneas.

Cuando exista la posibilidad de que la infiltración no atraviese la zona no saturada, por ejemplo, en terrenos con porosidad por fisuración o en terrenos muy fracturados, deberá realizarse una evaluación detallada. Suelos con permeabilidad dual con baja permeabilidad en la matriz rocosa y muy fracturados presentan mayores riesgos para las MSBT.

La descarga al suelo a través de pozos de infiltración profundos (cuya profundidad sea el doble que cualquiera de sus dimensiones en planta) estará sujeta a una evaluación detallada.

Los riesgos para las MSBT pueden evitarse donde se requiera impermeabilizando la base de las técnicas de infiltración que pueden usarse como tratamiento inicial para reducir los niveles de contaminantes en la escorrentía. Si el riesgo todavía se considera inaceptable, debe evitarse la infiltración.

9.11 BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS

LEGISLACIÓN Y NORMATIVA DE REFERENCIA (ver Capítulo 2)

Besseling, E.; Redondo-Hasselerharm, P.; Foekema, E.M.; Koelmans, A.A. (2019). "Quantifying ecological risks of aquatic micro- and nanoplastic". Critical Reviews in Environmental Science and Technology, 49:1, 32-80, DOI: 10.1080/10643389.2018.1531688

CEDR (2018). "CEDR PROPER PROJECT. D2.1 A review of current knowledge on the vulnerability of European surface water and groundwater to road related pollution, together with a critique of related assessment tools."

CEDR (2018). "CEDR PROPER PROJECT. D2.2 Construction, operation, and maintenance of roads: parameters to assess surface and ground water vulnerabilities and associated risks."

CEDR (2019). "PROPER PROJECT WP2-ASSESSING THE VULNERABILITY OF EUROPEAN WATER BODIES FOR ROAD RUNOFFS DURING BUILDING AND OPERATING OF ROADS. Task 2.4. An evaluation of 'real world' vulnerability assessments of surface and ground water bodies to road-related pollution: case study database and critique to identify knowledge gaps."

CIEM (2021). "Directrices para la caracterización del material dragado y su reubicación en aguas del dominio público marítimo-terrestre". Comisión interministerial de estrategias marinas.
DIRECTRICES PARA LA CARACTERIZACIÓN DEL MATERIAL DRAGADO Y SU REUBICACIÓN EN AGUAS DEL DOMINIO PÚBLICO MARÍTIMO-TERRESTRE (miteco.gob.es)

EC (2010)." Guidance on chemical monitoring of sediment and biota under the water framework directive. Guidance document No 25, European Commission (201). Directorate-General for Environment, Publications Office.
https://data.europa.eu/doi/10.2779/43586

ECHA (2008). "Guidance on information requirements and chemical safety assessment". Chapter R.10: Characterization of dose [concentration]-response for environment. European Chemicals Agency.
Guidance on Information Requirements and Chemical Safety Assessment - ECHA (europa.eu)

ECOTOX Knowledgebase. US-EPA ecotox.
https://cfpub.epa.gov/ecotox/

Gaskell et al (2007). "Accumulation and dispersal of suspended solids in watercourses: stage 3 task 1 report: risk assessment tool development". ha3/368.
Accumulation and dispersal of suspended solids in watercourses - GOV.UK (www.gov.uk)

HEWRAT, Highways England. (2015). HEWRAT v2.0 Help Guide.

Highways England (2020). "LA 113. Road drainage and the water environment." Formerly HD 45/09. Highways England, Transport Scotland.
d6388f5f-2694-4986-ac46-b17b62c21727 (standardsforhighways.co.uk)

MITECO (2019). "Recomendaciones para incorporar la evaluación de efectos sobre los objetivos ambientales de las masas de agua y zonas protegidas en los documentos de evaluación de impacto ambiental de la A.G.E." Ministerio para la Transición Ecológica. Dirección General de Biodiversidad y Calidad Ambiental Subdirección General de Evaluación Ambiental. Madrid.
1. Introducción y objeto (miteco.gob.es)

MITECORD (2019). "Protocolo de caracterización hidromorfológica de masas de agua de la categoría ríos m-r-hmf-2019, 22 de abril de 2019."

Protocolos de caracterización y cálculo de métricas de hidromorfología fluvial (miteco.gob.es)

MITECORD (2021). "Guía para la evaluación del estado de las aguas superficiales y subterráneas". Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico Secretaría General Técnica. guia-para-evaluacion-del-estado-aguas-superficiales-y-subterraneas_tcm30-514230.pdf (miteco.gob.es)

MITERD (2025). "Guía de Aplicación del Nuevo Reglamente del Dominio Público Hidráulico RD849/1986-RD665/2023 – Protección de las aguas subterráneas frente a la contaminación puntual."

POLMIT (2002). Pollution from Roads and Vehicles and Dispersal to the Local Environment: Final Report and Handbook; Pollution of Groundwater and Soil by Road and Traffic Sources: dispersal mechanisms, pathways and mitigation measures, RO-97-SC.1027.

ANEXO 1. SUSTANCIAS PRIORITARIAS Y PELIGROSAS PRIORITARIAS EN LA ESCORRENTÍA VIARIA

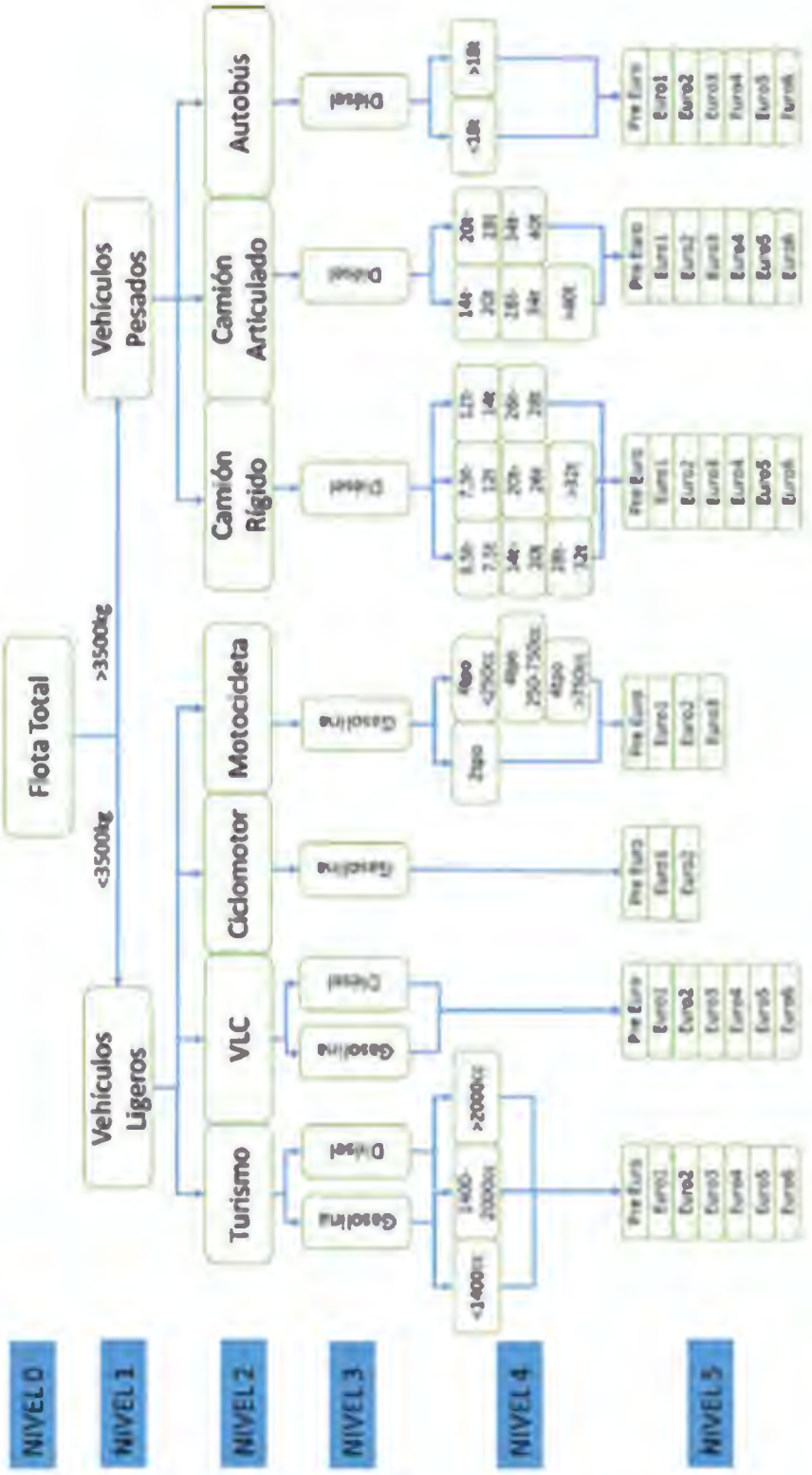
Nº CAS	Nombre de la sustancia	NCA-MA Aguas superficiales continentales (µg/L)	NCA-MA Otras aguas superficiales (µg/L)	NCA-CMA Aguas superficiales continentales (µg/L)	NCA-CMA Otras aguas superficiales (µg/L)
120-12-7	Antraceno*	0,1	0,1	0,4 [0,1]	0,4 [0,1]
71-43-2	Benceno	10	8	50	50
7440-43-9	Cadmio y sus compuestos (en función de las clases de dureza del agua) *	≤0,08(Clase 1) 0,08 (Clase 2) 0,09 (Clase 3) 0,15 (Clase 4) 0,25 (Clase 5)	0,2	≤0,45(Clase 1) 0,45 (Clase 2) 0,6 (Clase 3) 0,9 (Clase 4) 1,5 (Clase 5)	≤0,45(Clase 1) 0,45 (Clase 2) 0,6 (Clase 3) 0,9 (Clase 4) 1,5 (Clase 5)
330-54-1	Diurón	0,2	0,2	1,8	1,8
206-44-0	Fluoranteno	0,1 [0,0063]	0,1 [0,0063]	1 [0,12]	1 [0,12]
7439-92-1	Plomo y sus compuestos	7,2 [1,2]	7,2 [1,3]	NA [14]	NA [14]
7439-97-6	Mercurio y sus compuestos*			0,07	0,07
91-20-3	Naftaleno	2,4 [2]	1,2 [2]	No aplicable [130]	No aplicable [130]
7440-02-0	Níquel y sus compuestos	20 [4]	20 [8,6]	No aplicable [34]	No aplicable [34]
NA	Hidrocarburos aromáticos policíclicos (HAP)*	No aplicable	No aplicable	No aplicable	No aplicable
50-32-8	Benzo(a)pireno (incluido en MM5)	0,05 [1,7 × 10-4]	0,05 [1,7 × 10-4]	0,1 [0,27]	0,1 [0,027]
205-99-2	Benzo(b) Fluoranteno	Σ = 0,03	Σ = 0,03	[0,017]	[0,017]
207-08-9	Benzo(k) Fluoranteno			[0,017]	[0,017]
191-24-2	Benzo (g.h.i) perileno	Σ = 0,002	Σ = 0,002	[8,2 × 10-3]	[8,2 × 10-4]
193-39-5	Indeno(1,2,3-cd) pireno			No aplicable	No aplicable
122-34-9	Simazina	1	1	4	4

*Sustancias peligrosas prioritarias

ANEXO 2. CRC PARA DESCARGAS DE ESCORRENTÍA VIARIA A MSPF

Técnica y variante		Referencia INTERBIAK (%)	Predicción descarga para afluente escorrentía viaria basado en P75 (mgSST/L)	Dilución requerida para distintos RCR		
				≥ 1.0	1.0 - 0.75	<0.75
Franjas filtrantes	FFVM	80%	65,9	2,4	2,9	3,6
	FFV	60%	131,8	4,8	5,9	7,1
Cunetas vegetadas	CVM	80%	65,9	2,4	2,9	3,6
	CVB	60%	131,80	4,8	5,9	7,1
Áreas Dispersión	Dispersión natural	95%	16,48	0,6	0,7	0,9
Zanja de infiltración	ZIT	90%	32,95	1,2	1,5	1,8
Zanja filtrante	ZFFD	90%	32,95	1,2	1,5	1,8
Filtro de arena	FASP	80%	65,90	2,4	2,9	3,6
Biorretención	Dren fondo base	90%	32,95	1,2	1,5	1,8
Balsa de detención	BD	40%	197,70	7,2	8,8	10,7
Balsa de infiltración	BIT	95%	16,48	0,6	0,7	0,9
Estanque de retención	ER	80%	65,90	2,4	2,9	3,6
Humedales de aguas pluviales	HS	85%	49,43	1,8	2,2	2,7
Sistemas patentados	FC	80%	65,90	2,4	2,9	3,6

ANEXO 3. CLASIFICACION DEL TRAFICO



E

SELECCIÓN, DISEÑO Y DIMENSIONAMIENTO DE TÉCNICAS SuDS EN CARRETERAS

Cap.10.Selección de Técnicas
Cap.11. Franjas Filtrantes
Cap.12. Cunetas Vegetadas
Cap.13. Áreas de Dispersión
Cap.14. Zanjas de Infiltración
Cap.15. Zanja Filtrante
Cap.16. Filtros de Arena Superficiales
Cap.17.Áreas de Biorretención
Cap.18. Balsas de Detención
Cap.19. Balsas de Infiltración
Cap.20. Estanques de Retención
Cap.21. Humedales de Aguas Pluviales
Cap.22. Sistemas Patentados
Cap.23. Aprovechamiento de Aguas Pluviales
Cap.24.Estrategias en Puentes
Cap.25. Componentes y Materiales Comunes
Cap.26. Operación y Mantenimiento

natura

Capítulo 10. SELECCION DE TECNICAS

ÍNDICE

10.1 INTRODUCCION 10-3

10.2 TIPOLOGIAS Y FUNCIONES DE LAS TECNICAS SuDS 10-4
10.2.1 Dispersión 10-5
10.2.2 Biofiltración 10-6
10.2.3 Infiltración 10-7
10.2.4 Retención 10-8
10.2.5 Aprovechamiento 10-9
10.2.6 Detención 10-10
10.2.7 Filtración y Sedimentación 10-10
10.2.8 Transporte 10-11

10.3 PROCESO SELECCIÓN DE TECNICAS SuDS 10-11
10.3.1 Determinación de las Medidas Mínimas del Proyecto 10-13
10.3.2 Determinación de Técnicas Candidatas para el Proyecto 10-13
10.3.3 Viabilidad para la Infiltración y Selección de Técnicas DBI 10-16
10.3.4 Selección de Técnicas de Control Hidráulico 10-17
10.3.5 Selección de Técnicas de Tratamiento de la Escorrentía 10-18
10.3.6 Evaluación de Costes 10-20
10.3.7 Determinar Necesidades de Mantenimiento 10-22

10.4 APROBACION DE TECNICAS ALTERNATIVAS 10-23

10.5 BIBLIOGRAFÍA 10-24

10.1 INTRODUCCION

El objetivo de este Capítulo es proporcionar a los responsables del diseño de las técnicas de gestión de las aguas pluviales en los proyectos criterios específicos para su adecuada selección. Cada una de las técnicas SuDS se desarrolla en capítulos individuales del Manual que incluyen criterios específicos de diseño, construcción y conservación.

Se describe la Herramienta de Soporte de Selección de Técnicas (HSST) desarrollada para evaluar comparativamente los rendimientos de los distintos SuDS y su capacidad de mitigar los impactos de la escorrentía viaria. Este capítulo también presenta formas de combinar o mejorar los diferentes tipos de instalaciones para maximizar su eficacia o para adaptarse mejor al entorno.

El RD665/2023, de 18 de julio, por el que se modifica el RDPH, incluye una definición de los SuDS y los describe como "elementos superficiales, permeables, preferiblemente vegetados, integrantes de la estructura urbana-hidrológica-paisajística y previos al sistema de saneamiento. Están destinados a filtrar, retener, transportar, acumular, reutilizar e infiltrar al terreno el agua de lluvia, de forma que no degraden e incluso restauren la calidad del agua que gestionan".

En el MDSC las técnicas SuDS son elementos físicos, previos o integrados en el sistema de drenaje de la carretera, que de forma individual o combinada, evitan o reducen la contaminación de las aguas pluviales, el deterioro de los cauces, los daños a las estructuras y la inundabilidad. Se caracterizan por proveer dos funciones esenciales alineadas con las MM:

- Control hidráulico: Compensa y atenúa el aumento de caudales y volúmenes de escorrentía generado por las superficies impermeables.

- Tratamiento de la escorrentía: Reduce las cargas contaminantes físicas, químicas y biológicas de las aguas de la plataforma.

Los contaminantes objetivo de la MM5 son compuestos orgánicos e inorgánicos, de los que se informa de forma sistemática y repetida en la escorrentía viaria. Estos contaminantes son sustancias cuyas concentraciones en la escorrentía viaria se espera que sean relativamente elevadas y cuyo vertido sistemático y repetido al medio receptor puede generar impactos crónicos en los compartimentos agua y sedimentos.

El proyectista debe aplicar distintos niveles de tratamiento dirigidos a eliminar sólidos suspendidos totales (SST), metales disueltos (cobre y cinc), benzoapireno (BaP) como marcador de los hidrocarburos aromáticos policíclicos (HAP) y microplásticos (MP) de las escorrentías viarias. Otros compuestos como el cloruro sódico (NaCl) y los vertidos de mercancías peligrosas se contemplan también en la selección de técnicas.

Las técnicas SuDS de este Manual se han seleccionado en base a los resultados y eficiencias que han mostrado tener en campo y a las experiencias de otros departamentos de transporte internacionales. Estas técnicas han mostrado su capacidad de reducir las emisiones y de alcanzar un alto nivel de protección del medio ambiente en su conjunto. Cuando se diseñan, construyen, conservan y explotan conforme a lo especificado en este documento las técnicas SuDS se alinearán con los objetivos ambientales de las masas de agua y las NCA.

El proyectista deberá seleccionar las técnicas SuDS bajo un enfoque iterativo que vendrá determinado por los criterios específicos del emplazamiento. Esto implica ser flexible y algo creativo a la hora de determinar la solución definitiva de gestión de las aguas pluviales que mejor se adapte a cada proyecto. Es fundamental integrar la filosofía del MDSC en la gestión del agua pluvial en las distintas etapas que conforman el proyecto (Capítulo 2).

El proyectista puede seguir las directrices marcadas en este capítulo para seleccionar las técnicas y apoyarse en distintas partes del Manual para justificar su diseño y selección.

El Capítulo 8, apartado 8.6, desarrolla los principales procesos unitarios de tratamiento y las formas de cuantificación en la eliminación de contaminantes objetivo que se integra dentro de la HSST. En el Capítulo 9, apartado 9.10.1, se incluyen métodos de evaluación de riesgos y mitigación de impactos basados en el uso de las técnicas SuDS.

10.2 TIPOLOGIAS Y FUNCIONES DE LAS TECNICAS SuDS

Los SuDS son técnicas de gestión de las aguas pluviales que formarán parte de la carretera durante toda su vida útil por lo que deben conservar sus funciones y rendimientos de diseño en el tiempo. El proyectista debe contemplar en el diseño el mantenimiento de los SuDS para que conserven la función deseada o proyectada (ver Capítulo 26).

Las técnicas SuDS proveen distintas funciones dentro de las MM. Las técnicas se codifican en base a la función principal que proveen, tratamiento y/o control hidráulico, y se clasifican en orden de uso preferente para cumplir con las MM:

- TR.X.Y-Tratamiento de la escorrentía
- CH.X.Y-Control Hidráulico
- TR/CH.X.Y-Ambas funciones de tratamiento y control hidráulico

Las técnicas se numeran ordinalmente según su preferencia de uso con el primer número (X). El segundo número (Y) marca la preferencia en la variante de diseño dentro de cada técnica. Se da preferencia a técnicas que no concentren la escorrentía y mantengan flujos difusos. Una vez que el agua se canalice y concentre se dará prioridad a la selección de técnicas que proveen la función combinada de tratamiento y control hidráulico (TR/CH). Consultar la figura 10-5 para la selección de técnicas l.

Cada técnica posee variantes de diseño que proveen un mayor o menor nivel de cumplimiento con las MM. Cuando el primer digito (X) de una técnica sea cero, su uso no será preferente sobre otra técnica de mayor numeración ordinal. Por ejemplo, una franja filtrante vegetada estrecha, TR.02.3, no es una técnica con preferencia de uso sobre una cuneta vegetada mejorada, TR.3.1.

La mayoría de las técnicas SuDS proveen varias funciones, a la hora de su clasificación en este apartado se considera solo la función o proceso dominante.

Tabla 10-1. Clasificación y nomenclaturas para las técnicas SuDS

Función	Técnica SuDS	Acrónimo	Código
Dispersión	Áreas dispersión	AD	TR/CH.1
Infiltración	Balsa infiltración	BI	TR/CH.6
	Zanja Infiltración	ZI	TR/CH.5
Retención	Estanques retención	ER	TR/CH.10
	Humedales pluviales	HP	TR/CH.9
Detención	Balsa detención	BD	CH.11
Aprovechamiento	Aprovechamiento aguas pluviales	APP	TR/CH.8
Biofiltración	Franjas filtrantes	FF	TR.2
	Cunetas vegetadas	CV	TR.3
	Zonas biorretención	ZB	TR.7
Filtración y Sedimentación	Zanjas filtrantes	ZF	TR.4
	Sistemas patentados	SP	TR.12
	Filtros de arena	FA	TR.13

10.2.1 Dispersión

El Capítulo 13 describe los métodos de diseño para la dispersión de la escorrentía viaria que incluye las siguientes variantes:

- TR/CH.1.1 – Dispersión natural
- TR/CH.1.2 - Dispersión técnica

Uno de los métodos más eficaces para mitigar los impactos de la escorrentía viaria en zonas no urbanas es buscar las oportunidades existentes en el ambito para usar las zonas naturales para eliminar contaminantes y ralentizar la escorrentía. La dispersión natural exige que la escorrentía no se concentre a medida que fluye hacia una zona de vegetación natural bien conservada. La zona de vegetación natural debe tener características topográficas, edáficas y de vegetación que permitan la eliminación de contaminantes y el control hidráulico. La eliminación de contaminantes suele producirse mediante un proceso combinado de filtración vegetal e infiltración superficial de baja carga (ver Capítulo 7).

Los beneficios más notables asociados a la dispersión natural son que mantiene y conserva las funciones del sistema de drenaje natural, reduce la posibilidad de que se produzcan nuevos impactos en el medio derivados de la construcción de técnicas SuDS, y puede ser muy rentable. En la mayoría de los casos, este método no sólo cumple los requisitos para el tratamiento de la escorrentía, sino que también proporciona la función de control hidráulico.

La dispersión técnica se emplea cuando la escorrentía se transporta mediante un sistema de saneamiento, superficial o soterrado, hasta la técnica. El flujo concentrado requiere elementos de disipación que permitan reconvertir un flujo concentrado a flujo difuso antes de entrar en el área de dispersión. Las áreas de dispersión técnica requieren enmiendas del suelo que contribuyen a garantizar que tenga la capacidad de infiltración requerida.

10.2.2 Biofiltración

Las franjas filtrantes constituyen una opción muy eficaz y rentable para el tratamiento de la escorrentía. Estas bandas vegetadas de pendiente uniforme trabajan paralelas a la calzada, reducen la velocidad de la escorrentía, y permiten filtrar y decantar contaminantes de las aguas permitiendo cierta infiltración.

El Capítulo 11 describe los métodos de diseño para las franjas filtrantes que incluye las siguientes variantes:

- TR.2.1 – Franjas filtrantes mejoradas
- TR.02.2 – Franjas filtrantes básicas
- TR.03.3 – Franjas filtrantes estrechas

Las cunetas vegetadas mejoradas son elementos de drenaje vegetados similares a una cuneta convencional, pero con los beneficios que la vegetación proporciona en la gestión del agua pluvial. La mejora del suelo con enmiendas mejora la infiltración al terreno. Las cunetas vegetadas funcionan como elementos de transporte longitudinal, permitiendo integrar varias funciones en un elemento económico, fácil de construir y conservar. Sus variantes de diseño son las siguiente y se detallan en el Capítulo 12:

- TR.3.1 – Cuneta vegetada mejorada (entrada lateral)
- TR.03.2 – Cuneta vegetada básica
- TR.03.3 – Cuneta vegetada con lámina de agua permanente

Varias técnicas requieren enmiendas del suelo que suelen consistir en una capa de 50-100mm de espesor de compost, extendida sobre el suelo existente o incorporada al sustrato para mejorar la calidad y la textura de éste, y, por tanto, la infiltración y capacidad de depuración (ver Capítulo 25). Las enmiendas del suelo retienen metales disueltos, mientras que la biota del suelo orgánico descompone y neutraliza otros contaminantes orgánicos e inorgánicos. Las enmiendas del suelo también tienen una gran capacidad para retener humedad proveyendo las funciones de detracción y reduciendo de forma importante la generación de escorrentía proveniente de zonas impermeables.

En el Capítulo 17 se incluyen las áreas de biorretención cuyas variantes son las siguientes:

- TR.7.1 – Biorretención con infiltración total
- TR.7.2 – Biorretención con dren de fondo
- TR.7.3 – Biorretención con dren de fondo elevado
- TR.7.4 – Biorretención con almacenamiento de agua interno
- TR.07.5 – Biorretención impermeabilizada

Figura 10-1. Zona de biorretención en bandas de aparcamiento con bordillos discontinuos para entrada de escorrentía

10.2.3 Infiltración

El Capítulo 7 describe los criterios de diseño para la infiltración de la escorrentía viaria. Las técnicas de infiltración se presentan en el Capítulo 14 y 19, que incluyen las zanjas y balsas de infiltración respectivamente.

- TR/CH.6 – Balsas de infiltración
  - TR/CH.6.1 Balsas de infiltración total
  - TR/CH.6.2 Balsas de infiltración parcial
- TR/CH.5 – Zanjas de infiltración:
  - TR/CH.5.1 Zanjas de Infiltración Total
  - TR/CH.05.2 Zanjas de Infiltración Parcial
  - TR/CH.05.3 Zanjas de detención

Además de ser uno de los métodos preferidos para el control hidráulico, la infiltración es uno de los mejores procesos para el tratamiento de la escorrentía, ya que ofrece el máximo nivel de eliminación de contaminantes. El tratamiento se logra mediante sedimentación, filtración y procesos biológicos. Una ventaja importante de la infiltración es la recarga de las aguas subterráneas y el mantenimiento de los caudales base de los cauces en verano.

Las zanjas de infiltración impermeabilizadas no permiten infiltrar aguas y por ello se denominan también zanjas de detención. Su uso se limita a zonas donde la infiltración no sea viable.

Las técnicas de infiltración deben ir precedidas de pretratamientos para eliminar una parte importante de la fase particulada, o se perderá su función a largo plazo por la reducción en la tasa de infiltración del suelo. Las técnicas de infiltración destinadas a cumplir los objetivos de tratamiento y control hidráulico de la escorrentía pueden ser difíciles de aplicar en algunos proyectos y deben cumplir los criterios de idoneidad del ambito para la infiltración (Capítulo 7, apartado 7.4).

10.2.4 Retención

La retención de las aguas pluviales se provee con técnicas que incluyen una lámina permanente de agua. El volumen de agua permite el tratamiento de la escorrentía mediante la sedimentación de partículas. Las técnicas de retención incluyen los estanques de retención (Capítulo 20) y los humedales de pluviales (Capítulo 21) con sus siguientes variantes:

- TR/CH.10 Estanque de retención
    - TR/CH.10.1 Estanque retención (posibilidad de combinar con BD)
    - TR/CH.10.2 Estanque retención con detención prolongada
- TR/CH.9 Humedales de aguas pluviales
    - TR/CH.9.1 Humedal somero
    - TR/CH.9.2 Sistema estanque-humedal somero
    - TR/CH.9.3 Humedal somero con detención prolongada

Los estanques de retención pueden proveer la doble función de tratamiento y control hidráulico mediante la superposición de un volumen de detención sobre la lámina o volumen de agua permanente. La función de tratamiento de los estanques de retención requiere mantener un volumen permanente de agua por lo que la infiltración al terreno debe ser mínima.

Los humedales de aguas pluviales permiten menos oscilaciones y variaciones en la lámina de agua durante las avenidas para proteger la vegetación acuática.

Los humedales para aguas pluviales son una de las técnicas SuDS más efectivas en el tratamiento de la escorrentía viaria. Al igual que los estanques son dispositivos a final de línea que requieren un sistema de drenaje que transporte el agua hasta la entrada de la técnica. Los humedales poseen una batimetría y vegetación diversa que permite proveer procesos de biofiltración, asimilación, sedimentación y degradación. Los humedales proveen tratamiento para los metales disueltos.

Figura 10-2. Estanques de retención en cadena de gestión en el Parque Tecnológico de Abanto

El proyectista debe evaluar la disponibilidad de agua anual para que el humedal pueda mantenerse y proveer sus funciones. El contexto paisajístico también debe ser adecuado para la creación de un humedal de aguas pluviales (nivel freático, características del suelo y la vegetación del entorno). Estas técnicas requieren un equipo multidisciplinar para su diseño y construcción. En general es una técnica que provee todas las funciones ecosistémicas, tratamiento, control hidráulico, valor estético, conectividad y hábitat.

Las técnicas de retención sin superposición de un volumen de detención solo proveerán funciones de tratamiento.

10.2.5 Aprovechamiento

El Capítulo 23 describe los métodos de diseño para el aprovechamiento de las aguas pluviales que incluye las siguientes variantes:

- TR/CH.8.1 – Sistemas pasivos
- TR/CH.08.2 – Sistemas híbridos

El aprovechamiento de la escorrentía pluvial permite almacenar las aguas generadas desde las superficies impermeables de la calzada, para usos no potables diferidos en el tiempo y en un lugar cercano o distinto al de generación de la escorrentía. La fuente del aprovechamiento de las escorrentías pluviales en el entorno viario se centra mayoritariamente en superficies impermeables por las que transita el tráfico. Estas aguas requieren niveles de tratamiento adecuado que variarán en función de sus usos.

Determinadas técnicas SuDS como estanques de retención y humedales integran un volumen permanente de agua que puede destinarse al aprovechamiento. En función de la cantidad de demanda de agua, se deberá dotar a la técnica de un volumen para la producción y un volumen añadido para el control hidráulico, ya que si el volumen

destinado a la producción está lleno en el momento de la precipitación la técnica perderá su función laminadora.

En sistemas de aprovechamiento pasivos el agua almacenada es aprovechada y distribuida hasta su punto de uso sin consumo de energía. Representa la mejor alternativa en el entorno de la infraestructura viaria por su simplicidad y bajos costes de explotación y conservación. Técnicas como el riego pasivo por capilaridad puede ser especialmente útil para el control volumétrico de la escorrentía en las carreteras y permiten minimizar los riesgos ambientales asociados al uso de estas aguas. La infiltración de las aguas pluviales también es un método de aprovechamiento pasivo e indirecto.

10.2.6 Detención

Las técnicas de detención vacían completamente tras las precipitaciones. Las balsas de detención proveen un almacenamiento superficial con una obra de salida que permite descargar el caudal de forma controlada. Suelen configurarse como elementos en línea que restringen el caudal pasante.

Las balsas proveen control hidráulico y pueden proporcionar cierta detracción para las lluvias recurrentes mediante el uso de vegetación. Debido a que no tienen un volumen permanente sus funciones de tratamiento son muy reducidas.

10.2.7 Filtración y Sedimentación

La filtración es un proceso ampliamente extendido en el tratamiento de las aguas residuales para eliminar partículas de las aguas. La filtración de las aguas pluviales es más novedosa y muy efectiva en la eliminación de contaminación de la escorrentía viaria.

Las técnicas de filtración proporcionan un medio filtrante seleccionado a través del cual la escorrentía puede pasar, pero los contaminantes son retenidos. Su función viene determinada por el tamaño de los poros del material filtrante, su espesor y la columna de agua que actúa sobre el mismo para conducir las aguas a través del filtro.

Los filtros de arena suelen instalarse a final de línea, requieren una red de drenaje que lleve el agua hasta ellos y son muy eficaces en la eliminación de varios contaminantes objetivo de este Manual. Proporcionan tratamiento, pero su control hidráulico es muy limitado, se presentan en el Capítulo 16 y sus variantes son:

- TR.13.1 – Filtros de arena con sedimentación total
- TR.13.2 - Filtros de arena con sedimentación parcial

Las zanjas filtrantes son excavaciones poco profundas rellenas de un material filtrante compuesto de árido y distintos minerales que filtran sedimentos y contaminantes disueltos. Esta técnica se integra en el terraplén cerca de la formación de escorrentía lo cual permite que reciban flujos difusos. Esto permite una filtración muy eficiente que además alarga la vida del medio filtrante y minimiza sus necesidades de mantenimiento. Las zanjas filtrantes y sus variantes se presentan en el Capítulo 15:

- TR.4.1 – Zanja filtrante de flujo difuso
- TR.04.2 Zanja filtrante de fin de línea

Los sistemas patentados incluyen elementos compactos con declaraciones técnicas independientes de sus prestaciones. Los más habituales en la carretera son los separadores hidrodinámicos, arquetas desarenadoras y filtros compactos. Los primeros son elementos compactos para la separación de fases solido-liquido mediante procesos de sedimentación y flotación. Los filtros compactos incluyen procesos de sedimentación, tamizado, adsorción y filtración con distintos medios filtrantes. Los sistemas patentados se presentan en el Capítulo 22 y se clasifican en:

- TR.13.1 – Filtros compactos
- TR.13.2 – Separadores hidrodinámicos
- TR.13.3 – Arquetas desarenadoras-desengrasadoras
- TR.13.4 – Separadores de líquidos-ligeros

10.2.8 Transporte

Los elementos de drenaje superficial deben tener capacidad hidráulica para evacuar los caudales de proyecto de la carretera. Las cunetas vegetadas permiten transportar longitudinalmente las escorrentías, y combinadas con el uso de franjas filtrantes pueden eliminar la necesidad de bordillos y caces.

Técnicas como cunetas vegetadas, franjas filtrantes o zanjas de infiltración se diseñan para permitir que las aguas de la calzada sean recogidas y conducidas de forma segura fuera de la carretera, sin comprometer el nivel de servicio o protección del drenaje longitudinal o transversal, y sin producir filtraciones inaceptables de las aguas en las aristas de la carretera.

10.3 PROCESO SELECCIÓN DE TECNICAS SuDS

La selección de técnicas SuDS es necesaria para la gestión de las aguas pluviales de un proyecto y debe quedar definida dentro del Informe Hidráulico de la MM1. Los siguientes subapartados describen el proceso de toma de decisiones para la selección de SuDS en los proyectos.

Se requiere incorporar técnicas de Desarrollo de Bajo Impacto (DBI) que promuevan la infiltración y dispersión. La estrategia DBI para la gestión del agua pluvial pasa por conservar en la mayor medida posible los suelos y vegetación para tratar las escorrentías. El uso de elementos descentralizados de drenaje proveerá, de manera más eficaz, las funciones requeridas para cumplir con las MM. Durante los estudios es importante que se analicen aspectos geotécnicos, paisajísticos y constructivos para integrarse en el diseño.

El primer paso que el proyectista debe estudiar es como conservar en la mayor medida posible la vegetación existente dentro de la ubicación del proyecto. El establecimiento

de zonas de no afección debe planificarse y establecerse durante todas las fases del proyecto para proteger las zonas que provean vegetación natural y evitar la compactación de estos suelos. Un biólogo, paisajista u otro profesional cualificado determinará las zonas a conservar para proteger las plantaciones.

Las zonas de suelo desestabilizado durante la construcción deben restaurarse. En la mayor medida posible se deben evitar y no producir alternaciones de los sustratos naturales conservando su materia orgánica y tierra vegetal. Cualquier zona que requiera perfilados y excavación deberá previamente retirar la tierra vegetal y acopiarla en un área designada y controlada.

En la mayoría de los proyectos se requerirá una cadena de gestión de las escorrentías o una combinación de técnicas con distintas funciones para permitir cumplir con los requerimientos de las MM. Las técnicas de tratamiento de la escorrentía suelen proporcionar una capacidad limitada de control hidráulico, y deben ser usadas junto con otras técnicas que provean un volumen de atenuación suficiente para poder controlar la cantidad.

Tabla 10-2. Funciones de las técnicas SuDS en las Medidas Mínimas

Función	Ejemplos
Centrar y facilitar mantenimiento para reducir costes de explotación en técnicas destinadas a eliminar sedimentos particulados.	Usar separadores hidrodinámicos previos a un estanque de retención o filtro de arena para reducir cargas de sedimentos.
Eliminar compuestos disueltos.	FFVM, ZF o técnicas con elevada puntuación en el proceso de adsorción seguida de un humedal o zona de biorretención.
Reducir sedimentos finos para prevenir colmatación de una técnica de infiltración.	Usar cunetas vegetadas para transportar agua hasta balsa de infiltración o usar franja filtrante antes de zanja de infiltración.
Valor estético y paisajismo.	Usar técnicas vegetadas integradas con la vegetación local.
Biodiversidad y conectividad.	Usar cunetas vegetadas con lámina de agua seguidas de un humedal.
Resiliencia, desempeño a largo plazo y robustez.	Sistema estanque-humedal precedido de técnicas con elevada puntuación en el proceso de sedimentación.

Una sola técnica SuDS generalmente no ofrecerá todas las funciones y prestaciones requeridas para cumplir con las MM, por ello el proyectista deberá generalmente usar una combinación de técnicas que integren diferentes procesos y mecanismos físicos, químicos y biológicos formando un sistema robusto e integral de gestión de las aguas pluviales.

A la hora de seleccionar técnicas complementarias debe estudiarse que no cumplan la misma función y que posean procesos unitarios de tratamiento diferenciados (ver Capitulo 8). Algunas normas y recomendaciones a la hora de combinar técnicas son:

- Usar distintas funciones en cada elemento o técnica que integra la cadena de gestión. No usar dos técnicas con la misma función y procesos de tratamiento ya que no proveerá beneficios adicionales.

- A la hora de seleccionar una técnica debe identificarse el contaminante objetivo a eliminar dentro de la MM5 en vez de enfocarse en un rendimiento general de varios contaminantes.

- Cualquiera de los elementos o técnicas debe ser considerada de forma independiente en su diseño y en base a los requerimientos de las MM5 y 6.

- El beneficio adicional de usar varias técnicas debe compararse con el incremento en costes para optimizar el proceso.

10.3.1 Determinación de las Medidas Mínimas del Proyecto

Las MM se aplican al proyecto en función de su tamaño y los límites y extensión del Dominio Público Viario. El consultor debe establecer los requisitos mínimos aplicables al proyecto siguiendo el Capítulo 5.

Inicialmente determinará los requerimientos a nivel proyecto y seguidamente repetirá la operación por cada ADD del proyecto siguiendo el flujograma de la figura 5-1. Es importante que el proyectista lea cada sección del Capítulo 5 para comprender los requisitos aplicables para la gestión de las aguas pluviales y sus umbrales.

La MM5, tratamiento de la escorrentía, incluye las masas de masas de agua que sólo requieren un nivel 1 de tratamiento. Las ADD que descargan las escorrentías a estos medios receptores requieren eliminar el 80% de los sedimentos.

El proyectista deberá determinar los niveles de tratamiento requeridos y seleccionar las técnicas de tratamiento que satisfagan los mismos. La MM6, control hidráulico, requiere que todas las descargas de escorrentía a zonas no exentas cumplan los requisitos de control de caudal y volúmenes de escorrentías.

10.3.2 Determinación de Técnicas Candidatas para el Proyecto

La HSST integra un análisis cualitativo de la capacidad de cada técnica SuDS para reducir el impacto en base determinados criterios del proyecto (IMD, nivel freático, acuíferos vulnerables, tipo de suelo y extensión de ADD) y a distintos indicadores ambientales, técnicos, socioambientales, de conservación y planificación.

Las aguas de escorrentía pluviales, y los procesos de acumulación y lavado de contaminantes de las superficies viarias, tienen una naturaleza altamente estocástica, variable e influenciada por efectos combinados e intermitentes. Esta herramienta integra un enfoque basado en el análisis de riesgos para la selección de técnicas SuDS.

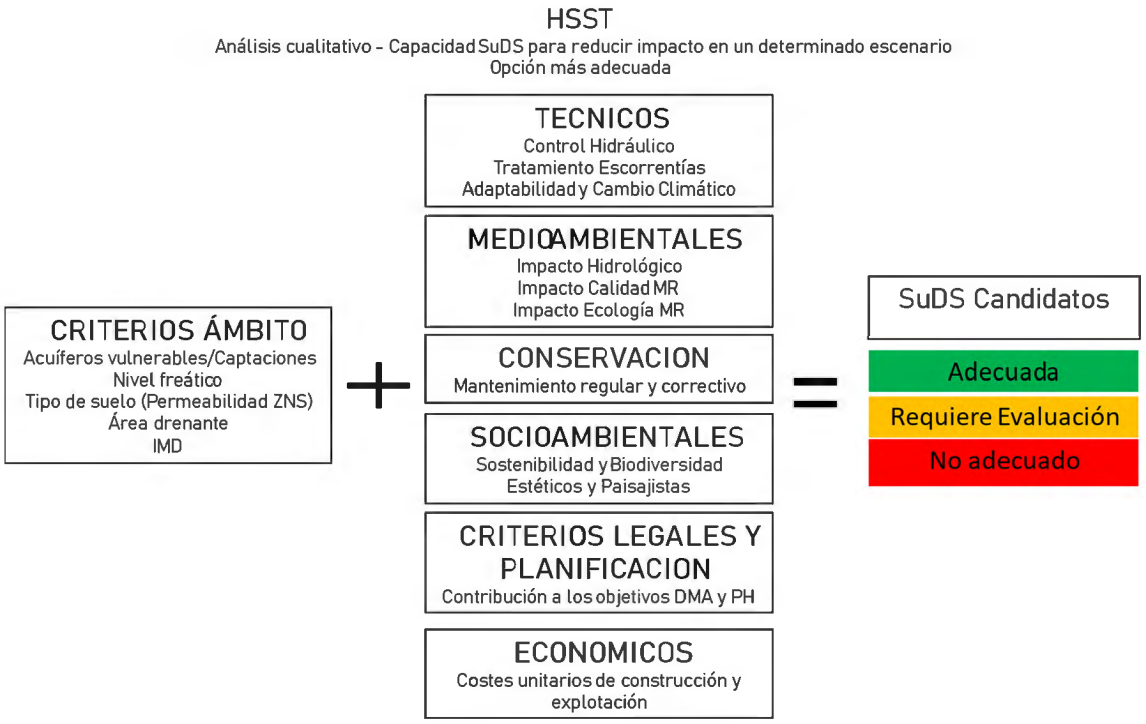


Figura 10-3. Criterios e indicadores integrados en la HSST para seleccionar técnicas SuDS

La HSST tiene en cuenta los aspectos relacionados con las actividades antropogénicas y características del proyecto, para realizar una valoración de los rendimientos de las técnicas SuDS mediante varios indicadores relevantes, agrupados en seis criterios (técnicos, medioambientales, COEX, socioambientales, económicos y legales).

Los indicadores se ponderan y las puntuaciones permiten seleccionar las técnicas candidatas en base a los criterios del proyecto. La HSST permiten determinar la mejor técnica para minimizar los impactos del proyecto, pero no permite cuantificar cuanto mejor es una técnica respecto a otra.

El proyectista evaluará mediante la HSST las técnicas SuDS adecuadas para las características del proyecto. La hoja con los criterios del proyecto permite la identificación inicial de la idoneidad de los SuDS englobados en la Pare E del Manual para su uso en un entorno viario determinado. Las características del emplazamiento incorporadas en la herramienta incluyen la existencia de acuíferos vulnerables, tipo de suelo, distancia a nivel creativo, ADD y la IMD del tramo que descarga hacia el SuDS.

La idoneidad del SuDS se interpreta mediante una codificación cromática de semáforo asignando diferentes colores a rangos discretos de puntuaciones con el siguiente enfoque:

- Rojo: Técnica no adecuada para su uso en el emplazamiento seleccionado.
- Ámbar: Requiere evaluación detallada para su uso en el emplazamiento seleccionado (Ver Capítulo 9).
- Verde: Técnica adecuada para su uso en el emplazamiento seleccionado.

Tabla 10-3. Indicadores, parámetros y ponderaciones de los criterios en la HSST

Criterio	Peso	Indicadores		Parámetro	Peso
Técnico (MM1, 5, 6 y 7)	45	Control hidráulico (MM6)		Vol. atenuación/Vep	25
		Tratamiento de las escorrentías (MM5)		Rendimiento SST (procesos)	15
		Adaptabilidad y Cambio Climático (MM1)		Aimp/ASuDS Vol.SuDS/Aimp Tasa acogida ampliaciones	5
Medioambiental (MM5, 6 y 7)	24	Impacto hidrológico en la masa de agua	MSPF (EC-HMF)	Tª, Alteración hidrológica (MCO)	10
			MSBT (piezom.)	Vol. recargado ep	
		Impacto en la calidad de la masa de agua	MSPF (EC-FQ)	RCR= (PEC/PNEC)	10
			MSBT (EC-FQ)	liberación de Cl^-	
		Impacto ecología de la masa de agua	MSPF (EC-BIO)	Mejora hábitat Conectividad	4
			MSBT (EC-BIO)	Mejora hábitat*	
Socioambientales	6	Sostenibilidad y biodiversidad		Habilidad proveer hábitat, economía circular y energía	4
		Estéticos y concienciación		Olor, basuras y color agua. Percepción usuarios	2
Conservación y Explotación (MM9)	10	Mantenimiento regular y correctivo		Coste mantenimiento, bajo, medio, alto	10
Económicos	10	Costes unitarios de construcción y mantenimiento		Coste inversión bajo, medio, alto, vida útil y VAN	10
Legales y Planificación (MM1 Y 8)	5	Facilidad aprobación, cumplimiento DMA		Facilidad diseño y construcción	5

En la matriz de rendimientos y al resumen de resultados el proyectista puede analizar cual o cuales son las mejores técnicas SuDS para el emplazamiento. La HSST selecciona técnicas de manera individual y no permite combinarlas.

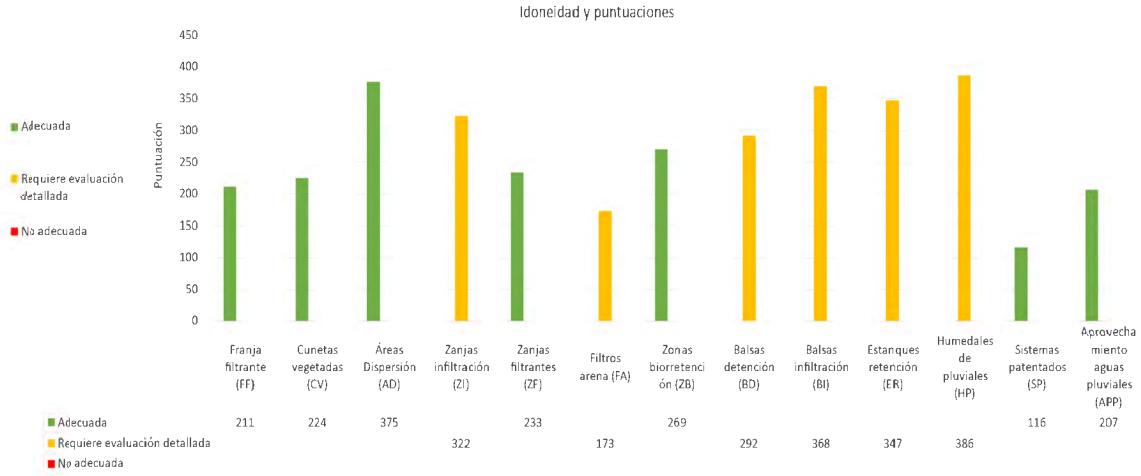


Figura10-4. Matriz de resultados tipo para la HSST con puntuaciones y codificación de colores

10.3.3 Viabilidad para la Infiltración y Selección de Técnicas DBI

Para cada ADD del proyecto que supere los umbrales de las MM5 y 6, se determinarán los criterios de idoneidad del ambito para la infiltración (ver Capítulo 7). Deberán implementarse técnicas DBI en la mayor medida posible siguiendo el proceso descrito en la figura 10-5.

Paso 1: Dispersar flujos y escorrentía. el proyectista empleará la dispersión de la escorrentía dentro de la ADD en la mayor medida posible. Dispersar escorrentía requiere mantener flujos difusos y dirigir la escorrentía hacia áreas de dispersión natural o técnica (ver Capitulo 13).

Paso 2: Infiltrar, evapotranspirar y aprovechar la escorrentía. Si la infiltración es factible en el emplazamiento, seleccione una técnica de nivel 1 o 2 que sea adecuada para el ambito usando la HSST. Las técnicas de Nivel 1 deben usarse antes que las de Nivel 2, a menos que las de Nivel 1 no sean adecuadas o viables.

Las técnicas de nivel 1 son FFVM, CVM de flujo lateral, ZF, ZBIT, APP-Sistemas pasivos. Estas técnicas requerirán suelos que cumplan con las propiedades hidráulicas, físicas y químicas para la función de depuración (Capitulo 7, apartado 7.4.1.2). Las técnicas de infiltración requerirán distintos pretratamientos que aumentan con el aumento de la carga de infiltración (ratio ADD: superficie infiltración).

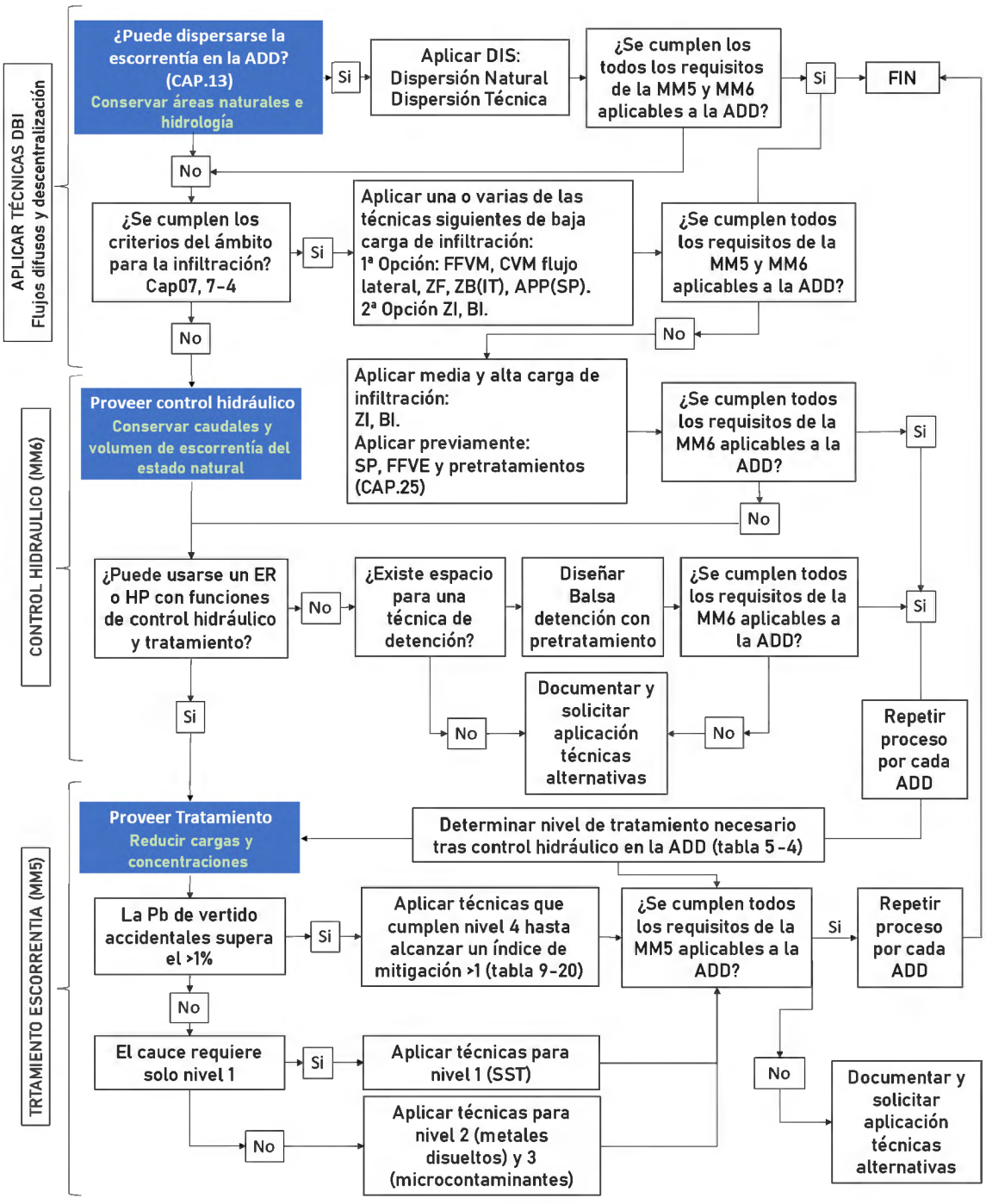


Figura 10-5. Flujograma para la selección de técnicas SuDS en el proyecto

10.3.4 Selección de Técnicas de Control Hidráulico

Para cada ADD del proyecto que supere los umbrales de la MM6 seleccionar técnicas de control hidráulico siguiendo la figura 10-5.

Paso 3: Controlar caudales y volúmenes de escorrentía excedentes. Si se han aplicado los pasos previos, generalmente se habrán cumplido los requerimientos de tratamiento de la escorrentía y un nivel importante de control hidráulico mediante la reducción de volúmenes de escorrentía. En este caso el proyectista deberá aplicar una técnica de

control hidráulico que generalmente será una balsa de detención. En caso de no haberse podido aplicar los pasos 1 y 2 evaluar si puede implementarse una técnica combinada que ofrezca la doble función de tratamiento y control hidráulico. Cuando se requiera un nivel 2 y 3 de tratamiento evaluar si puede implementarse una combinación de estanque humedal o un estanque de retención y un filtro compacto.

10.3.5 Selección de Técnicas de Tratamiento de la Escorrentía

Para cada ADD del proyecto que supere los umbrales de las Medidas Mínimas 5 seleccionar técnicas de tratamiento de la escorrentía siguiendo la figura 10-5.

Paso 4: Determinar los niveles de tratamiento requeridos para la ADD. Los niveles 2 y 3 de tratamiento se requieren para todos los proyectos que superen los umbrales de la tabla 5-4. Si se requiere una eliminación de metales disueltos seleccionar y aplicar técnicas que permitan esta función. Generalmente las técnicas con altos valores en los procesos de adsorción y filtración cumplirán esta función. Los microcontaminantes requieren procesos de retención y filtración.

En la siguiente tabla se puede ver con una codificación cromática las técnicas SuDS y su cumplimiento con la MM5 y los niveles de tratamiento.

Tabla 10-4. Cumplimiento de las distintas técnicas SuDS con los niveles de tratamiento de la MM5

Técnica	Variante	Contaminantes Objetivo					
		Nivel1	Nivel 2		Nivel 3		Nivel 4
		SST	Cu-d	Zn-d	BaP	MP	Accidentes
Franja filtrante	FFV						
	FFVE						
	FFVM						
Cuneta vegetada	CVB						
	CVM						(2)
	CVLAP						(2)
Áreas de Dispersión	Dispersión natural						
	Dispersión técnica						
Zanja de infiltración (1)	ZIT						
	ZIP						
	ZD						
Zanja filtrante	ZFFD						(2)
	ZFFL						(2)
Filtro de arena	FASP						
	FAST						
Biorretención	Infiltración total						
	Dren fondo base						(2)
	Dren fondo elevado						(2)
	Almacenamiento agua interno						(2)
	Impermeabilizada						(2)
Balsa de detención	Única						
Balsa de infiltración (1)	BIT						
	BIP						
Estanque de retención	ER						
	ERDP						
Humedales	HS						
	HSDP						
	SEHS						
Sistemas Patentados	SH						
	FC						
	AD						
	SLL						

1) Solo para el volumen de escorrentía infiltrado al subsuelo.
2) Técnicas impermeabilizadas en la base, sobre sustrato impermeable y con los condicionantes establecidos en cada capítulo específico para vertidos accidentales.
3) Codificación cromática, verde: cumple, rojo: no cumple.

10.3.6 Evaluación de Costes

Una vez que el proyectista haya seleccionado las técnicas SuDS, debe analizar los costes y obligaciones asociados a su construcción, conservación y explotación a largo plazo. Se considerará buena práctica de diseño contar con la experiencia del personal de conservación y explotación, para evaluar el diseño propuesto y valorar las necesidades o requerimientos específicos de conservación para facilitar su futuro mantenimiento.

Las técnicas SuDS deben diseñarse para proteger el medio natural pero también es necesarios alinear aspectos que permitan optimizar sus costes y beneficios. La cuantificación y valoración de beneficios y costes puede permitir aprobar o rechazar una técnica y elegir entre un conjunto de alternativas. En las siguientes tablas se proporciona información orientativa de costes y eficiencia de las distintas técnicas de gestión de aguas pluviales mediante la evaluación de los costes de construcción, conservación y explotación (COEX) y la vida útil (en cuánto tiempo debe sustituirse generalmente la técnica).

La vida útil suele definirse como el periodo mínimo de tiempo que un sistema debe cumplir su función prevista. En las técnicas SuDS, la vida útil suele ser de 50 años, aunque pueden utilizarse periodos alternativos. La vida útil también es un factor importante en el cálculo del coste total, ya que algunas técnicas SuDS pueden tener una vida útil más corta que la vida útil de la carretera.

La tabla 10-6 muestra los coeficientes del valor actual neto (VAN) que se han utilizado como base para una referencia de 50 años con el coeficiente (f) derivado de: $f = 1 / (1 + i)^n$ donde i es el tipo de interés (tomado como un tipo del 5,00%), y el exponente n es la vida máxima de cada técnica SuDS.

Figura 10-5. Vida útil y clasificación relativa de costes para las técnicas SuDS

TÉCNICA	Coste de Inversión	Coste de Mantenimiento	Vida Útil
Franjas Filtrantes	Bajo	Bajo	20-50 años
Cunetas Vegetadas	Bajo - Medio	Bajo	5-20 años
Áreas de Dispersión	Bajo	Bajo	50 años
Zanjas de Infiltración	Medio	Medio	10-15 años
Zanjas Filtrantes	Medio - Alto	Medio	25 años
Filtros de Arena	Medio - Alto	Alto	3-6 años*
Áreas de Biorretención	Alto	Medio	5-20 años
Balsas de Detención	Bajo - Medio	Bajo	20-50 años
Balsas de Infiltración	Bajo - Medio	Medio	5-10 años*
Estanque de Retención	Medio	Bajo-Medio	20-50 años
Humedales	Medio	Medio	20-50 años
Sistemas Patentados	Medio - Alto	Medio	20-50 años
Aprovechamiento	Medio	Medio	20-50 años

* Antes de requerir un labrado o una retirada de la capa superficial de filtración.

El cálculo de los costes unitarios proporciona una base adecuada para la transposición de los costes unitarios al procedimiento de puntuación y clasificación de la metodología usada en la HSST. La metodología constituye un marco de procedimiento razonable y sólido para el cálculo de los costes unitarios de los SuDS como alternativa a una estimación mucho más incierta de los costes a lo largo de toda la vida útil.

Los datos se han recopilado de varios estudios analizados en el programa PROPER. Los datos de costes obtenidos se han descontado a una base temporal de precios de 2018 y se han unificado en términos de coste por m2 de superficie o m3 de volumen de almacenamiento/atenuación, salvo en el caso de sistemas patentados y de aprovechamiento de aguas pluviales por ser técnicas generalmente mucho más compactas. Se han asignado los siguientes valores descriptivos:

- Bajo (B): 0,8-1,0
- Bajo - Medio (BM): 0,6-0,8
- Medio (M): 0,4-0,6
- Medio - Alto (MA): 0,2-0,4
- Alto (A): 0-0,2

Estos valores constituyen la base para la evaluación comparativa de las puntuaciones para cada técnica SuDS.

Tabla 10-6. Coeficientes de valor actual neto (VAN) para las técnicas SuDS considerando una vida útil de 50 años

Técnica	Vida útil máxima estimada (años)	Valor actual neto
Franjas Filtrantes	50	1
Cunetas Vegetadas	20	1,52
Áreas de Dispersión	50	1
Zanjas de Infiltración	15	1,82
Zanjas Filtrantes	25	1,30
Filtros de Arena	6	3,66
Áreas de Biorretención	20	1,52
Balsas de Detención	50	1
Balsas de Infiltración	10	2,36
Estanque de Retención	50	1
Humedales	50	1
Sistemas Patentados	50	1
Aprovechamiento	50	1

Tabla 10-7. Clasificación de técnicas conforme a sus costes de inversión y explotación

Técnico	Coste Inversión (euros)	Unidad	Coste de Explotación (euros)	Unidad	Valoración (CI/CE)	Puntuación total
Franjas Filtrantes	2 a 8	m2 sup.	0,2-0,3	m2 sup.	B/B	0,9
Cunetas Vegetadas	18 a 32	m2 sup.	0,18	m2 sup.	BM/B	0,8
Áreas de Dispersión	4 a 6	m2 sup.	0,1-0,2	m2 sup.	B/B	1
Zanjas de Infiltración	60-70	m3 alm.	0,33-2,2	m2 sup.	M/M	0,5
Zanjas Filtrantes	150-200	m3 alm.	0,5-3	m2 sup.	MA/M	0,4
Filtros de Arena	140-190	m3 alm.	3 a 6	m3 alm..	MA/A	0,2
Áreas de Biorretención	175-225	m3 alm.	0,5-3	m2 sup.	A/M	0,3
Balsas de Detención	28-37	m3 alm.	0,75-3,1	m3 alm.	BM/B	0,7
Balsas de Infiltración	18 a 28	m3 alm.	0,38-1,62	m2 sup.	BM/M	0,6
Estanque de Retención	75-94	m3 alm.	0,91-3,9	m3 alm.	M/BM	0,6
Humedales	47-56	m3 alm.	>0,56	m2 sup.	M/M	0,5
Sistemas Patentados	2 a 6	m2 calz.	0,1-0,15	m2 calz.	MA/M	0,4
Aprovechamiento	9	m2 calz.	0,1-0,3	m2 calz.	M/M	0,4

Como se indica en la tabla 10-5 los SuDS tienen diferentes duraciones de vida de diseño y, por lo tanto, su comparación económica debe estimarse para la misma duración de vida. La tabla 10-6 muestra los coeficientes del valor actual neto (VAN) que se han utilizado como base para una referencia de 50 años con el coeficiente (f) derivado como: f = 1 / (1 + i)n donde i es el tipo de interés (tomado como un tipo de descuento histórico estándar del 6% en lugar de un tipo de descuento a largo plazo decreciente del 3,00%), y el exponente n es la duración estimada de cada SUDS/BMP.

10.3.7 Determinar Necesidades de Mantenimiento

El mantenimiento es parte integral del diseño de una técnica SuDS y el proyectista siempre debe tenerlo presente. Una técnica no conservada perderá su función, podrá generar situaciones no deseadas e incluso poner en riesgo la seguridad viaria. El mantenimiento por tanto es fundamental y debe valorarse desde la perspectiva técnica y económica durante el diseño ya que las singularidades del emplazamiento son únicas en cada proyecto.

El mantenimiento debe empezar a documentarse desde la primera fase de planificación dentro del estudio hidrológico-hidráulico de la MM1.

El mantenimiento debe ser considerado por el proyectista durante la fase de selección y diseño de las técnicas SuDS, ya que estas llevan involucrados unos costes y obligaciones a largo plazo de conservación y explotación para mantener la función de diseño.

En el Capítulo 26, apartado 26.2, se incluyen los contenidos que se requieren dentro del programa de mantenimiento que el proyectista debe entregar con el diseño de la técnica e integra entre otros, planos, formatos de mantenimiento, indicadores, etc.

En cada técnica se aportan unas directrices de mantenimiento para que el proyectista pueda adaptarlas a las singularidades del proyecto. La HSST lleva indicadores ponderados sobre los costes en el ciclo de vida de servicio de la técnica y sobre la intensidad o grado de mantenimiento regular y de inspección requerido.

10.4 APROBACION DE TECNICAS ALTERNATIVAS

Todas las técnicas incluidas en este Manual cumplen con los criterios de las MM de forma presuntiva mediante una extensa evaluación bibliográfica científica apoyada en casos reales de implantación contrastados en otras infraestructuras viarias.

La aplicación en los proyectos de otras técnicas SuDS alternativas o no incluidas en el MDSC se desarrollará en el contexto de la futura Ley de Movilidad Sostenible del Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana, la cual promoverá la creación de "sandboxs" que permitan a los promotores impulsar proyectos innovadores en entornos demostrativos. Estos proyectos se realizarán en el marco de protocolos *ad-hoc* (sandbox) y contarán con la participación de las administraciones implicadas.

El uso de tecnologías y técnicas alternativas, sin experiencia contrastada en aplicaciones reales o no evaluados con protocolos o evaluaciones técnicas de idoneidad, dispondrán de datos preliminares que indican que pueden proveer un nivel adecuado de eliminación de contaminantes de la escorrentía.

El Pacto Verde Europeo persigue Identificar y dar respuesta a los desafíos en movilidad asegurando que todos los actores relevantes estén involucrados. La consecución de estos objetivos requiere un enfoque integrado, a través de partenariados eficaces con liderazgo local. En este contexto el sector ambiental juega un papel transversal y aglutinador de agentes comprometidos, capaces de ofrecer soluciones innovadoras a los desafíos en sostenibilidad que tienen las infraestructuras viarias.

Por tanto, es determinante impulsar el testeo de soluciones innovadoras sostenibles y la puesta en marcha de proyectos de I+D+i que faciliten la consecución de un modelo de infraestructura viaria más sostenible.

10.5 BIBLIOGRAFÍA

CALTRANS (2023). "Stormwater Management Program".

CEDEX (2010). "Manual de Evaluación Económica de Proyectos del Transporte".

CEDR PROPER Deliverable 3.4 (2020). "Proper Decisions Support System. User guide".

CEDR PROPER Deliverable 3.5 (2020). "Proper Decisions Support System. Technical Manual".

ENVIRONMENT AGENCY (2015). "Cost estimation for SUDS, Summary of evidence Report, SC080039/R9".

EUROPEAN COMISSION (2014). "Guide to Cost Benefit Analysis of Investment Projects, Economic appraisal tool for cohesion policy 2014-2020".

(HEATCO). "Developing Harmonised European Approaches for Transport Costing and Project Assessment".

HIGHWAYS ENGLAND (2020). "Design Manual for Roads and Bridges.LA 113, Road drainage and the water environment (formerly HD 45/09)".

MOPU en el año 1990 y actualizado en el año 2010. "Recomendaciones para la Evaluación Económica, Coste – Beneficio de Estudios y Proyectos de Carreteras".

WDOT (2019) "Highway Runoff Manual. Washington State Department of Transportation. Engineering and Regional Operations. Development Division, Design Office. Washington, USA."

Capítulo 11. FRANJAS FILTRANTES

Descripción

Las franjas filtrantes son áreas anchas en pendiente uniformemente perfiladas cubiertas de vegetación densa. Están diseñadas para mantener flujos difusos que ralentizan las aguas de escorrentía, permitiendo la deposición y filtración de sedimentos procedentes de la calzada

Funciones

Tratamiento	
Sólidos en suspensión	✓
Metales objetivo*	✓
Microcontaminantes objetivo*	✓
Vertidos accidentales	✗
Control Volumétrico Escorrentía	
Detracción	✓
Lluvias extremas	✗
Control Caudales	
Prot. hidromorfológica*	✓
Prot. inundabilidad	✗

*Solo variante FFVM.

Coste de Inversión	Coste de Mantenimiento	Vida útil
Bajo	Bajo	20- 50 años

Beneficios y Aplicaciones

Mejora de la calidad del agua mediante sedimentación, filtración y asimilación biológica.

Reducción del caudal punta e intercepción para lluvias recurrentes.

Pretratamiento para otras técnicas.

Versatilidad en proyectos de renovación.

Limitaciones

Requieren condiciones de flujo difuso para ser una medida efectiva.

Profundidad del flujo debe mantenerse baja para evitar resuspensión de sedimentos y canalización del agua.

Longitud máxima recorrida por la escorrentía antes de su entrada a la técnica limitada a 30 m para la calzada.

Mantenimiento

Siega y/o poda	✓
Vía servicio / apartadero	✓
Equipo especializado	✗
Acceso a válvulas	✗
Formación específica	✗
Acceso camión succión	✗

Criterios diseño

Área contribuyente máxima: 2 ha

Flujo difuso

Tiempo de residencia

Vegetación

Enmiendas del suelo

ÍNDICE

11.1 DESCRIPCIÓN GENERAL 11-3

11.2 CAPACIDAD DE TRATAMIENTO 11-6

11.3 APLICACIONES 11-8

11.3.1 Funciones de la Técnica 11-8

11.3.1.1 Control Hidráulico 11-9

11.3.1.2 Tratamiento de las Escorrentías 11-10

11.3.2 Viabilidad 11-11

11.3.3 Limitaciones 11-12

11.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO 11-12

11.4.1 Diseño Estructural y Geometría 11-14

11.4.2 Diseño Hidráulico 11-15

11.4.2.1 Limitaciones del Área Drenante 11-15

11.4.2.2 Condiciones para Flujo Difuso 11-15

11.4.2.3 Método de Diseño 11-16

11.4.2.4 Diseño para Transporte 11-20

11.4.3 Diseño de Elementos Específicos 11-21

11.4.3.1 Vegetación 11-21

11.4.3.2 Enmiendas del Suelo 11-21

11.4.3.3 Pretratamiento y Entradas de Agua 11-22

11.4.3.4 Señalización y Acceso 11-22

11.5 REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS 11-22

11.5.1 Excavación y Preparación del Terreno 11-22

11.5.2 Control de la Erosión y Sedimentos 11-24

11.5.3 Siembra o Cubrición con Vegetación 11-24

11.5.4 Verificación y Puesta en Servicio 11-25

11.6 CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN 11-25

11.7 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 11-28

ANEXO 1. PLANOS Y SECCIONES TIPO 11-30

11.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

Las franjas filtrantes son áreas de vegetación densa, uniformemente perfiladas y con una pendiente moderada, diseñadas para mantener flujos difusos en las escorrentías viarias, promoviendo su filtración. Se ubican contiguas a la berma o el terraplén, pudiendo este conformar parte de la propia franja filtrante.

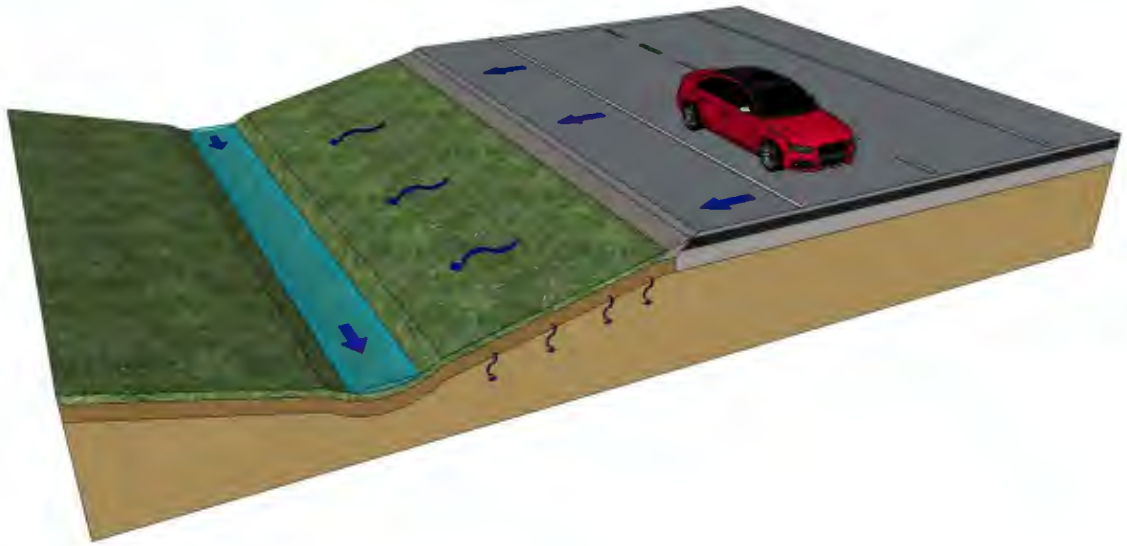


Figura 11-1. Franja filtrante integrada en el terraplén de una carretera

Las franjas filtrantes dependen de su geometría y de la densidad de la vegetación para mantener flujos difusos y unos rendimientos de eliminación de contaminantes efectivos. Las escorrentías deben recorrer la técnica en flujo superficial difuso a través de la vegetación, con velocidades lo suficientemente bajas para permitir que los procesos de tratamiento puedan ser eficaces. El flujo difuso también es fundamental para evitar el establecimiento de velocidades erosivas, que podrían acabar formando cárcavas y surcos con flujos preferenciales, por las cuales el agua atraviese la franja sin atravesar la capa de vegetación y el sustrato.

Su función principal es el tratamiento de las escorrentías mediante la eliminación de las partículas en suspensión, y sus contaminantes asociados, mediante procesos de sedimentación, filtración, infiltración y asimilación biológica. En terrenos con permeabilidad moderada permiten una cierta captación de escorrentía, que será un mecanismo dominante en caso de pequeñas precipitaciones o precipitaciones recurrentes, que puede permitir cumplir con el estándar de intercepción de la MM6.

Las características del trazado también son importantes para determinar su viabilidad. Varios estudios internacionales sugieren que las franjas filtrantes pueden emplearse para tratar las aguas de escorrentía de calzadas con un máximo de dos carriles y una IMD inferior a 30.000 vehículos/día.

Con un diseño, y mantenimiento adecuado, las franjas filtrantes pueden proveer un tratamiento de la escorrentía eficaz. También pueden proveer un área adecuada para

acumular y tratar los acopios de nieve de la vía durante la conservación y explotación invernal. Los componentes principales de una franja filtrante son:

- **Pretratamiento y elementos de dispersión**. Es recomendable usar siempre elementos longitudinales entre el borde del pavimento y la franja filtrante para disipar la energía, garantizar el flujo difuso y eliminar parte de los sedimentos de las escorrentías pluviales.

- **Pendiente de la franja**. Su inclinación y longitud controlan la velocidad de la escorrentía y el tiempo de residencia hidráulica.

- **Suelos y enmiendas**. Si los terrenos naturales están muy compactados o son muy estériles el uso de enmiendas como compost permiten soportar una vegetación sana que provea las funciones de tratamiento y control hidráulico.

- **Vegetación**. La cubierta vegetal y su altura afectan a la eficacia de la eliminación de contaminantes. Debe cubrir como mínimo el 80% de la superficie de la franja.

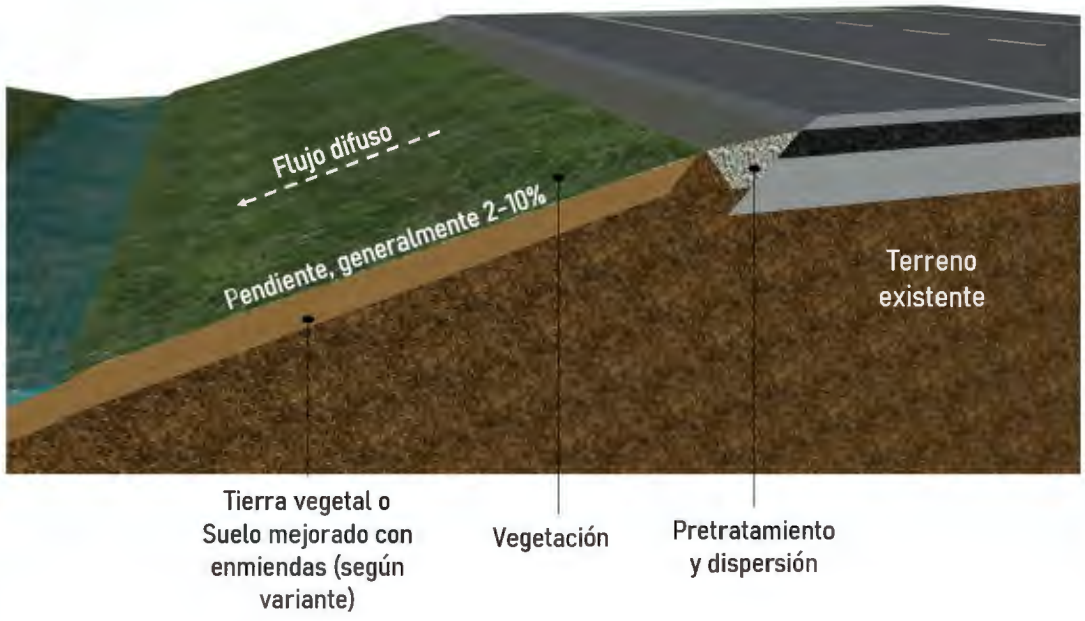


Figura 11-2. Franja filtrante con sus componentes principales

El proyectista puede seleccionar y emplear tres tipos de franjas filtrantes en función de las características del proyecto y las medidas mínimas aplicables:

- **Franjas filtrantes vegetadas (FFV):** Bandas en el terraplén lateral de la carretera, posteriormente hidrosembradas, que proveen tratamiento de la escorrentía y dirigen las aguas en flujo difuso hacia otra técnica.

- **Franjas filtrantes vegetadas estrechas (FFVE):** Su uso se limita a calzadas cuyas escorrentías recorran una distancia inferior a 10 metros. La FFVE es la más simple de diseñar y es un elemento de pretratamiento y transición hacia otras técnicas de drenaje sostenible. Cuando haya disponibilidad de espacio el

proyectista deberá dar preferencia a las FFV o las FFVM. No suelen llevar elementos de pretratamiento entre la calzada y la banda de FFVE.

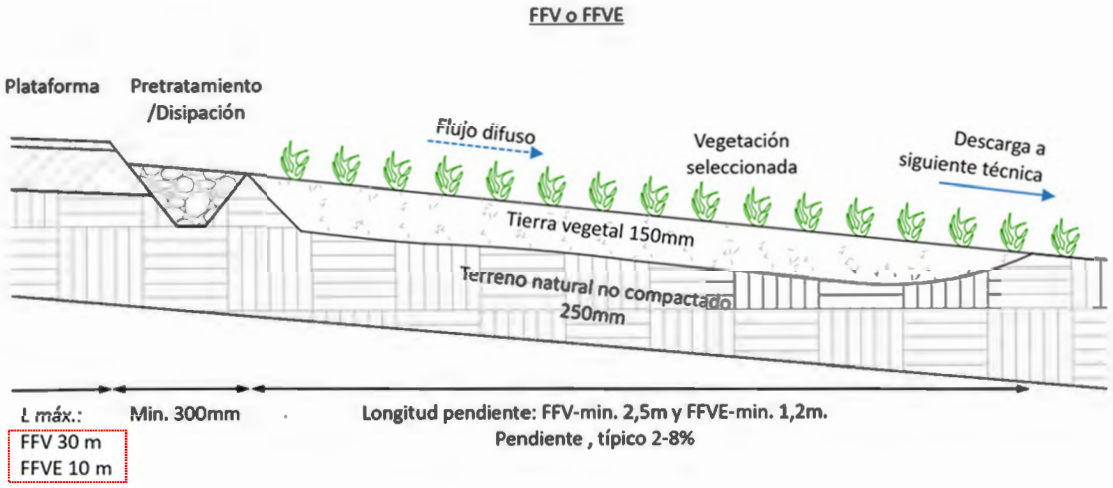


Figura 11-3. Elementos y características de las franjas filtrantes vegetadas (FFV) y franjas filtrantes vegetadas estrechas (FFVE)

- **Franjas filtrantes vegetadas mejoradas (FFVM):** Esta variación de la FFV incorpora en su diseño el uso de compost como enmienda del terreno. Estos materiales mejoran la capacidad de infiltración, aumentan la rugosidad superficial y mejoran el establecimiento y colonización de la vegetación autóctona (ver Capítulo 25). Las FFVM se emplean para cumplir con los objetivos de tratamiento para la eliminación de metales y microcontaminantes objetivo. También permiten cumplir con la detracción de lluvias recurrentes y proveen control hidráulico para la reducción de caudales y volúmenes de escorrentía.

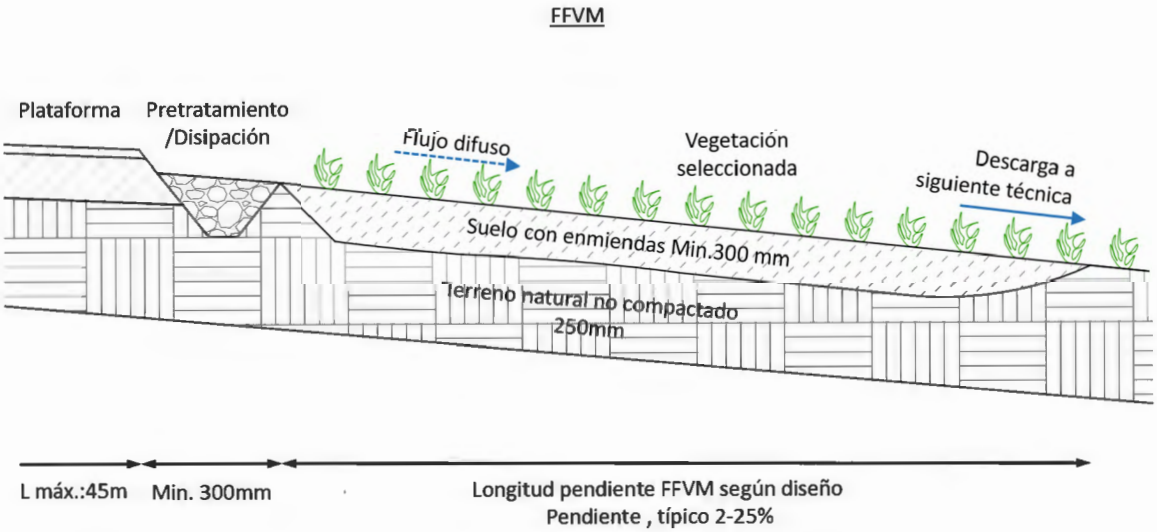


Figura 11-4. Elementos y características de las franjas filtrantes vegetadas mejoradas (FFVM)

11.2 CAPACIDAD DE TRATAMIENTO

Las franjas filtrantes y su capacidad en el tratamiento y eliminación de contaminantes de las escorrentías viarias están bien documentadas internacionalmente. Con velocidades de flujo bajas a moderadas, las franjas filtrantes reducen efectivamente sedimentos, compuestos orgánicos y metales pesados.

El rendimiento de eliminación en una franja filtrante viene condicionado, principalmente, por la geometría de esta (pendiente, longitud y la extensión del área drenante), permeabilidad, características de la vegetación y la velocidad de la escorrentía. La longitud, y por tanto tiempo de residencia en la franja filtrante, parece tener una influencia significativa en la eliminación de contaminantes. La Figura 11-5 muestra el rendimiento de eliminación de distintos contaminantes en base a la longitud de la franja. Los rendimientos alcanzan su mayor valor entre los 6 y 18 metros, estabilizándose posteriormente. No obstante, la inclinación de la pendiente hidráulica también influirá en la longitud finalmente proyectada para la práctica.

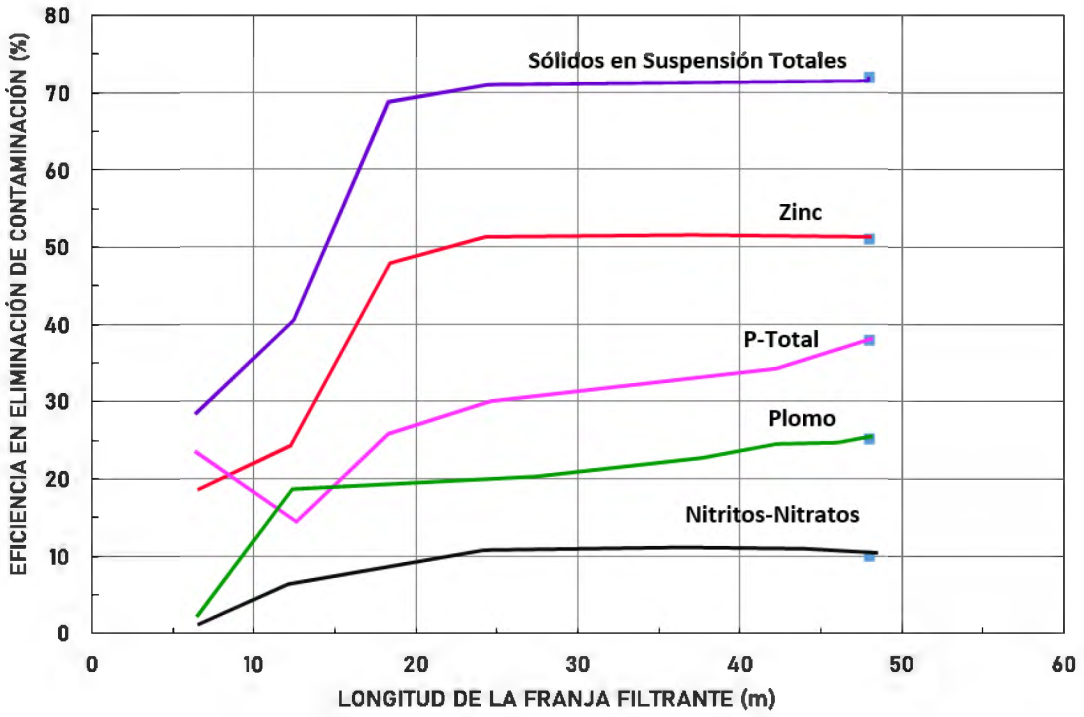


Figura 11-5. Eficiencia de eliminación de contaminantes frente a longitud de franja filtrante (Yu & Kaighn, 1992)

La eliminación de metales disueltos de las escorrentías requiere la infiltración del VCA y el uso de enmiendas con materia orgánica que mejore las propiedades del suelo y su capacidad de tratamiento. Por ello, la eliminación de compuestos disueltos depende de las velocidades de infiltración y de la capacidad de intercambio catiónico del sustrato; ambas propiedades se ven muy mejoradas en los diseños mediante FFVM.

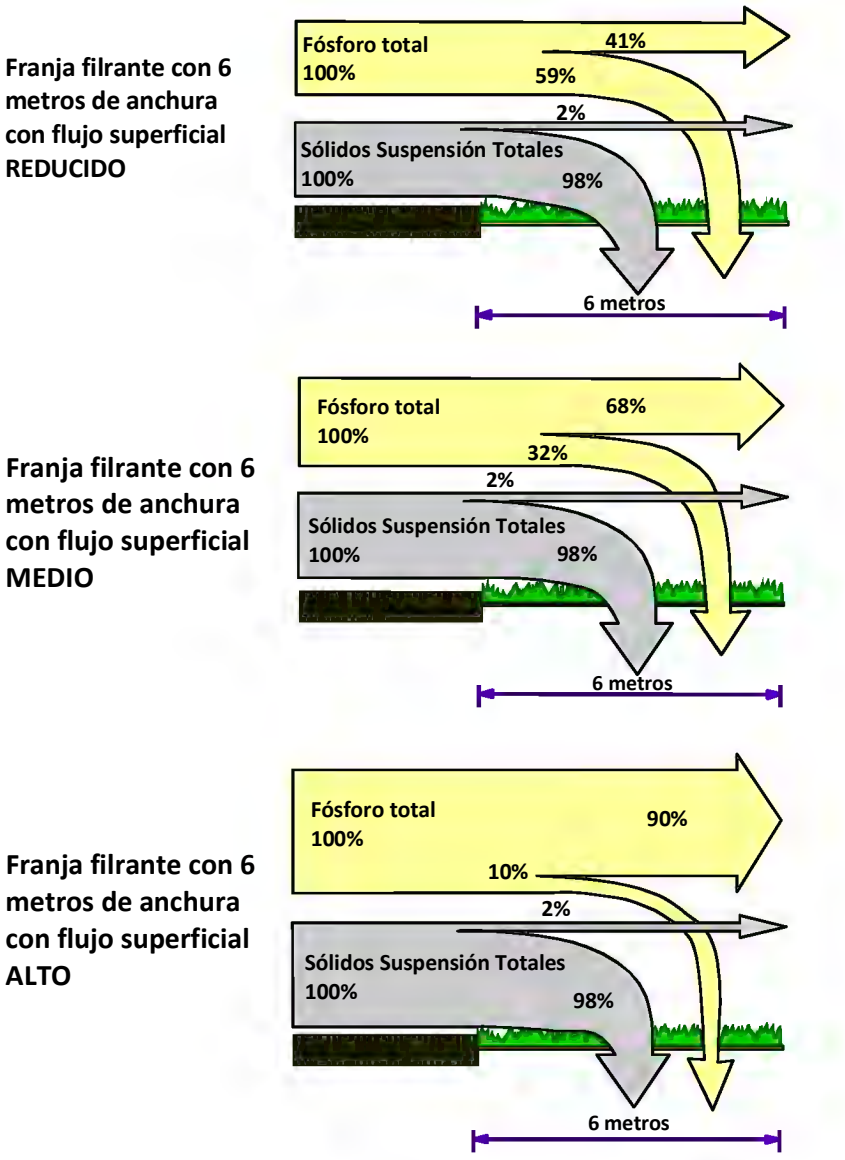


Figura 11-6. Eficiencia de una franja filtrante (6 m de longitud y pendiente del 16%) para la retención de sedimentos y fósforo en función de diferentes rangos de flujo superficial entrante (adaptada de Bren et al. 1979, citada en ARQ, 2006)

Otros estudios han mostrado rendimientos de hasta el 98% en la eliminación de sedimentos, independientemente de la concentración inicial y el caudal circulante. A caudales elevados la franja es menos efectiva en la eliminación de partículas finas (Bren *et al.*, 1997). Nutrientes como el fósforo, que tiende a adherirse a partículas muy finas de sedimento (del tamaño de las arcillas), bajo condiciones de carga hidráulica elevada atraviesan la franja, ya que las partículas no tienen tiempo de sedimentar. Por este motivo, la aplicación de franjas filtrantes debe valorarse cuando el vertido se realice a zonas sensibles al aporte de nutrientes.

En la siguiente tabla se muestran los rendimientos de eliminación para los constituyentes clave de la MM5 recopilados de bases de datos internacionales en aplicaciones relacionadas con infraestructuras viarias.

Tabla 11- 1. Rendimientos de eliminación de contaminación de franjas filtrantes para estudios internacionales sobre escorrentías viarias y referencia adoptada para la evaluación de riesgos

Constituyentes		Concentración Efluente[1]			Rango Rendimiento Internacional (%)	Ref. Evaluación riesgos (%)[2]
		P25%	Mediana	P75%		
Constituyentes Medida Mínima 5						
SST (mg/L)		10	23	50	(20-80) 54[1]	FFV 60%-FFVM 80%
Metales	Cobre total(µg/L)	5,15	10,1	22,8	58[1]	FFVM 60%
	Cobre-dis (µg/L)	3,30	6,75	13	38[1a]; 39[1]	FFV 20%-FFVM 35%
	Zinc total(µg/L)	15,0	36,0	74,0	(30-90) 68[1]	FFVM 60%
	Zinc-dis (µg/L)	7,62	17,0	33,0	64[1a]; 49[1]	FFV 20%-FFVM 60%
Microconta-minantes	MP (mg/L) [4]	-	-	-	50-80	FFVM 50%
	BaP (µg/L)[4]	-	-	-	9-42	FFVM 50%
Otros						
HTP (mg/L)		0,11[1a]	0,69[1a]	1,72[1a]	(42-97)[5]; 81[1a]	FFVM 75%
Plomo (µg/L)		1,00	3,40	13	58[1]	FFVM 50%
Cadmio (µg/L)		0,09	0,2	0,4	58[1]	FFVM 50%

1) Fuentes: Use of the State Department of Transportation Portal to the International Stormwater BMP Database (AASHTO, 2020). (1a) Valores de mediana para el 95% de confianza. Compost-Amended Biofiltration Swale Evaluation, WDOT, 2011.
2) Valor a emplearse en caso de requerir una evaluación de riesgos.
4) MP; Beryani *et al.* (2023). BaP; Kansas DOT (2009). No se dispone de datos suficientes a fecha de la presente publicación, se presentan datos de únicos estudios disponibles.
5) Washington State Transportation Center (2000).

La existencia de una mala cobertura vegetal, la presencia de canales erosionados a lo largo de la técnica que establezcan flujos preferenciales, o la existencia de zonas con una alta deposición de sedimentos, provocan que los rendimientos disminuyan. Debido a los ciclos vegetativos estacionales se pueden encontrar diferencias de rendimientos en función de la época del año.

11.3 APLICACIONES

Las franjas filtrantes tienen aplicación en los taludes laterales de la plataforma viaria interceptando las escorrentías de la zona impermeable contigua. Arcenes y medianas de carreteras y autopistas son zonas adecuadas para su implementación, así como los bordes perimetrales de aparcamientos de centros de control de tráfico y áreas de servicio.

11.3.1 Funciones de la Técnica

Las franjas filtrantes con vegetación permiten ralentizar las aguas de escorrentía y eliminar contaminantes de las escorrentías pluviales mediante distintos procesos de depuración (filtración vegetal, asimilación biológica, decantación e infiltración), además de mejorar el comportamiento hidrológico de la cuenca impermeabilizada y cierto

control hidráulico a través de procesos de intercepción, infiltración y evapotranspiración.

Las franjas filtrantes son una técnica de tratamiento de las escorrentías pluviales que permitirá cumplir con la Medida Mínima 5, tratamiento de las escorrentías pluviales. Con suelos que cumplan los criterios del ámbito para la infiltración (ver Capítulo 8) y el uso de FFVM esta técnica permite alcanzar cierto nivel de control hidráulico conforme a la MM6.

11.3.1.1 Control Hidráulico

Las FFVM y FFV permiten cumplir el objetivo de control volumétrico de la escorrentía al proveer la intercepción mínima de 5 mm de precipitación establecido en la MM6.

Las FFVM pueden permitir, además, un mayor control de los volúmenes de escorrentía pluvia al proveer mayores tasas de infiltración. La intercepción completa del VCA, y su evapotranspiración e infiltración al terreno natural, dependerá de los criterios del ámbito para la infiltración (ver Capítulo 8) y deberá ser calculado por el proyectista.

Tabla 11-2. Funciones de control hidráulico proporcionadas por las franjas filtrantes

Tipología Franja	Control Volumétrico Escorrentía		Control Caudales	
	Detracción	Lluvias Extremas	Protección Hidromorfológica	Protección Inundabilidad
FFV	5 mm (1)			
FFVE	5 mm (1)			
FFVM	Min. 5mm (2)	(3)	(3)	(3)

(1) Cumpliendo criterios establecidos para la detracción, ver abajo.
(2) Mayor capacidad puede ser provista si se justifica en el diseño.
(3) Nivel de cumplimiento debe ser determinado por el proyectista.

Para las FFV y FFVE se deben cumplir los siguientes criterios mínimos para proveer la detracción mínima de 5 mm establecida el estándar de Control Hidráulico 1:

- La pendiente hidráulica de la franja filtrante no deberá exceder el 5% si el terreno subyacente no cumple los criterios para la infiltración. El área contribuyente, cuando la pendiente sea superior al 5%, no deberá exceder 6 veces el área de superficie vegetada de la franja filtrante que reciba escorrentía pluvial.

- Si la pendiente es inferior al 5%, y se cumplen los criterios para la infiltración el área contribuyente, podrá ser hasta 25 veces mayor que el área de superficie vegetada de la franja filtrante.

- Pendientes superiores al 5% requerirán demostración de la intercepción mínima por parte del proyectista (ver Capítulo 6).

- No estar impermeabilizadas en su base.

Las FFVE y FFV no podrán ser empleadas individualmente, salvo justificación por parte del proyectista, para cumplir con los estándares de control hidráulico para el control del volumen y caudal punta para las precipitaciones extremas. Las FFVE y FFV durante precipitaciones extremas no tienen capacidad de proveer un control volumétrico de las escorrentías ya que no tienen un volumen de almacenamiento y atenuación suficiente en el sustrato.

Las FFVM permitirán conseguir independientemente de su geometría el criterio de intercepción mínima de 5mm. Pueden además proveer un mayor control hidráulico conforme a la MM6. Para poder establecer el nivel de cumplimiento se deberá estudiar la FFVM mediante un modelo hidrológico. Los volúmenes de escorrentía infiltrados y descargados, junto con la reducción del caudal punta, deberán incluirse en el estudio junto con la justificación de los estándares para su aprobación por parte de INTEBIAK.

11.3.1.2 Tratamiento de las Escorrentías

Las FFVM se emplean para cumplir con los objetivos de tratamiento de las aguas de escorrentía (ver tabla 11-3). Las FFV y FFVE se incluirán en una cadena de gestión y tratamiento para conseguir una mayor eliminación de los contaminantes objetivo.

Las franjas filtrantes que cumplan con el requisito mínimo de intercepción permitirán cumplir con el Estándar 1 de la MM5, reducción de la carga contaminante de escorrentías pluviales al medio receptor para precipitaciones recurrentes. Las FFV y FFVE pueden prevenir la movilización de contaminantes al evitar la formación de escorrentía pluvial para precipitaciones de hasta 5mm. Las FFVM debido a su capacidad de atenuación e infiltración permiten una intercepción completa del VCA.

Tabla 11-3. Funciones de tratamiento de las escorrentías proporcionadas por las franjas filtrantes

Tipología Franja	Cumplimiento Nivel Tratamiento					
	Sedimentos SST	Metales Disueltos		Microcontaminantes		Vertidos Accidentales
		Cu	Zn	MP	BaP	
FFV						
FFVE						
FFVM						

Las FFV y FFVE no permiten cumplir el Estándar 2 de la MM5, tratamiento de las escorrentías pluviales para prevenir impactos en el medio receptor, y los distintos niveles de tratamiento. Las FFVE solo se emplearán como elemento de pretratamiento y deben usarse siempre con otras técnicas para alcanzar el objetivo de tratamiento de las escorrentías. Las FFV permiten, junto con otras técnicas, alcanzar el Nivel 1 de tratamiento, cuyo objetivo es la eliminación del 80% de sedimentos, cuando se diseñen conforme a este capítulo. Su rendimiento de referencia es del 60% de eliminación de sedimentos por lo que requerirá el uso de otra técnica que permita alcanzar un 20% adicional de tratamiento. El uso conjunto con una cuneta vegetada permite lograr cumplir con el Nivel 1 de tratamiento de las escorrentías.

Las FFVM permiten cumplir como técnicas individuales en el control de sedimentos y metales pesados. Esta variante de franja filtrante deberá priorizarse, sobre las otras dos, cuando se vierta a una zona de especial protección.

Las FFVM han sido evaluadas en estudios de campo por el WDOT y han mostrado proveer unos rendimientos medios de eliminación de SST del 91% y concentraciones en el efluente muy inferiores a los valores de referencia aguas debajo de los puntos de vertido del apéndice 12 del Plan Hidrológico de 25 mg/L de SST. Los rendimientos de eliminación de Cu y Zn disuelto del estudio también justifican que esta técnica pueda emplearse individualmente para el control de metales pesados disueltos.

Tabla 11-4. Ejemplo de evaluación de la eliminación potencial de contaminantes objetivos proporcionada por las franjas filtrantes mejoradas

Proceso Eliminación (1)	Relevancia del Proceso en la Franja Filtrante (2)	Potencial Eliminación			
		SST (3)	Cu y Zn (4)	BaP (5)	MP (6)
Adsorción al sustrato	2	2	1,5	3	2
Sedimentación	1	3	1,5	3	3
Degradación microbiana	1,5	1	1	1	1
Filtración	1,5	3	1,5	3	3
Volatilización	0,75	NA	NA	2	1
Fotolisis	0,75	NA	NA	3	1
Asimilación vegetal	2	NA	1	3	NA
PUNTUACION TOTAL[a]		**13**	**10,25**	**24,75**	**14,50**

(a) Suma de los productos del valor de relevancia de cada proceso para la técnica (columna 2) por el valor del potencial de eliminación para cada contaminante (columnas 3-6). Cuando no es aplicable (NA) el proceso para la eliminación de un contaminante no suma.

Al igual que otras técnicas que usan compost, las FFVM pueden liberar nutrientes bajo determinadas condiciones. El uso de esta técnica deberá limitarse cuando se vierta a medios sensibles al aporte de nutrientes debido a la liberación de fosforo por parte del compost del medio.

Se limitará su uso a un perímetro mínimo de protección de 400 m de distancia de zonas sensibles al aporte de nutrientes si lo suelos subyacentes no cumplen los criterios de viabilidad para la infiltración (ver Capítulo 8).

11.3.2 Viabilidad

Las franjas filtrantes son especialmente adecuadas para gestionar la escorrentía a lo largo de la carretera cuando exista suficiente espacio entre la arista exterior de la calzada y la arista exterior de explanación para establecer una franja filtrante cuyas dimensiones puedan proveer flujos difusos adecuados.

En espacios abiertos y orografías poco pronunciadas pueden localizarse en arcenes y terraplenes sin una mayor ocupación del dominio público viario.

El diseño puede adaptarse y modificarse para los distintos objetivos de las MM5 y 6 para reducir las expropiaciones de terrenos.

11.3.3 Limitaciones

Para un correcto funcionamiento de la práctica, es preciso considerar las siguientes limitaciones:

- Si no se puede mantener un flujo difuso las franjas filtrantes no cumplirán su función. Estas técnicas generalmente no son viables cuando las pendientes son muy pronunciadas o el área contribuyente impermeable es muy extensa, y pueda generar velocidades de flujo elevadas.

- No se deberán emplear franjas filtrantes en suelos en los cuales no se pueda establecer una cobertura vegetal densa que retarde el flujo de forma considerable.

- El uso de franjas filtrantes puede ser impracticable en viales en donde los espacios abiertos sean escasos o costosos.

- Un perfilado y nivelación inadecuada pueden invalidar esta técnica al impedir el mantenimiento de un flujo difuso y crear flujos preferenciales para la escorrentía.

- Las franjas filtrantes no deben ubicarse en áreas donde los árboles o las estructuras causen condiciones de sombra que limiten el crecimiento de la hierba.

- Los rellenos pueden condicionar la infiltración al subsuelo que deberá ser aprobada por un técnico competente que valore las permeabilidades entre capas conforme a las recomendaciones para el drenaje subterráneo en obras de carretera de la Orden 17/2003. Pueden emplearse geomembranas para controlar las migraciones laterales de agua.

- Las franjas filtrantes deben construirse fuera de la zona de amortiguación natural de las masas de agua y no alterar el comportamiento hidráulico natural de las zonas ribereñas, respetando siempre su vegetación natural.

- Las FFVM no deben usarse como medida de tratamiento de las aguas de escorrentía cuando se vierte a masas de agua sensibles al aporte de nutrientes.

11.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

La tabla 11-5 resume los criterios que deben considerarse por parte del proyectista para diseñar una franja filtrante.

El proyectista deberá usar la herramienta de toma de decisiones y confirmar la aplicabilidad de la técnica para el ámbito de estudio. Se deberá delimitar la cuenca de aportación, conocer la IMD prevista para el nivel de servicio deseado para la vía, la elevación del nivel freático y la presencia de acuíferos vulnerables (ver Capítulo 7).

Las limitaciones fijadas en los apartados anteriores deberán también considerarse en la viabilidad de las franjas filtrantes.

El diseño detallado de franja filtrante puede realizarse mediante el siguiente procedimiento:

1. Diseño estructural y geometría.

2. Diseño hidráulico:
    a. Condiciones para flujo difuso.
    b. Determinación de caudal de calidad de aguas.
    c. Determinaciones de pendientes, calados y velocidades.
    d. Determinación de la longitud y tiempo de residencia hidráulico.

3. Diseño de elementos específicos:
    a. Vegetación.
    b. Enmiendas del suelo.
    c. Pretratamientos y entradas de agua.
    d. Señalización.

Tabla 11-5. Criterio de diseño para las franjas filtrantes

Parámetro	Valor / Criterio
Velocidad máxima	0,15 m/s para caudal de calidad de aguas, T≤1 año 1,5 m/s para transporte, T=25 años
Profundidad de flujo	25 mm o ⅔ h vegetación
Altura vegetación	100 mm para herbáceas
Resalto calzada-Franja Filtrante	<25 mm
Coeficiente de rugosidad (Manning)	0,2-0,55
Tiempo retención hidráulica	Mín. 9 minutos
L mínima (dirección del flujo en la FF)	Mín. 2,5 m para FFV Mín. 1,2 m para FFVE Longitud suficiente para cumplir el TRH
Área cuenca drenante	Máx. 2 ha imp. Recomendado 1 ha imp.
Línea máxima pendiente vial	9,4% (Ec. 11- 1)
Pendiente lateral en la FF (paralela al flujo)	Máx. 33% Recomendada 2-6% 15-33% preferiblemente FFVM (>15% en FFV usar elementos de disipación de energía y reparto de caudales)
Longitud máxima recorrida por escorrentía por el ADD Impermeable Permeable	 30 m para FFV y FFVM / 10 m FFVE 45 m para FFV y FFVM
Otros	IMD < 30.000 vehículos/día

11.4.1 Diseño Estructural y Geometría

La anchura y la longitud de las franjas filtrantes, así como su pendiente, representan parámetros clave para el diseño de la técnica. Los siguientes criterios son aplicables a las FFVM y FFV:

- Usar las franjas filtrantes en una cadena de gestión con otras técnicas para mejorar la calidad del agua siempre que sea posible.

- Cuando la FFV y FFVM no puedan implementarse en el espacio disponible el proyectista puede usar la FFVE solo como elemento de pretratamiento. En este caso el diseño debe considerar un mínimo de 1,2 metros de ancho (a lo largo del sentido del flujo) y aprovechar todo el espacio disponible.

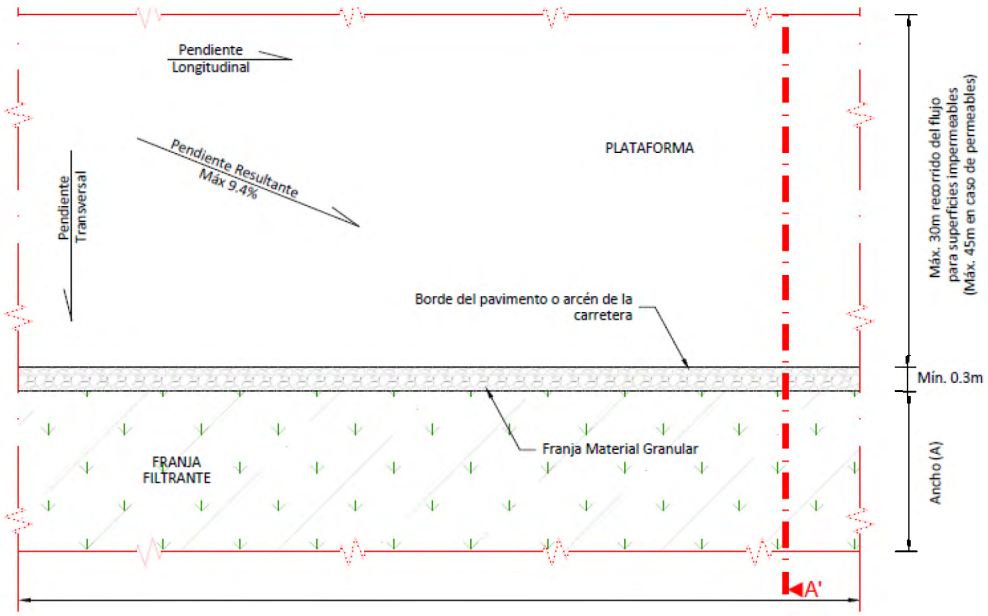


Figura 11-7. Ejemplo de planta geométrica de una franja filtrante

- El ancho mínimo de la franja filtrante vendrá calculado por el proyectista con el método de diseño propuesto.

- Cuando sea posible mantener el pie y cabeza del talud lo más horizontal posible para promover el flujo difuso. No obstante, la franja filtrante situada a lo largo del arcén seguirá la topografía del vial.

- Las FFVM y FFV se diseñarán con una pendiente lateral (a lo largo del sentido del flujo) de mínimo 2% y máximo 33%. Pendientes más pronunciadas permitirán la formación de velocidades erosivas y velocidades menores pueden producir encharcamiento.

- Con pendientes laterales superiores al 15% las FFV deben introducir encachados de piedra y difusores técnicos (repartidores de flujo) para repartir el caudal y así mantener el flujo difuso y prevenir la erosión. Siempre que sea posible se deben usar las FFVM cuando la pendiente sea superior al 15%.

11.4.2 Diseño Hidráulico

11.4.2.1 Limitaciones del Área Drenante

Las franjas filtrantes deben usarse para tratar pequeñas cuencas drenantes con un área recomendada de 1 ha impermeable y máximo 2 ha de extensión salvo que pueden garantizarse velocidades no erosivas del flujo. El agua de escorrentía debe entrar en la técnica en flujo difuso y distribuirse a lo largo (longitud mayor perpendicular al flujo) de toda la franja filtrante.

Para FFV y FFVM la longitud de cuenca máxima que aportará flujo difuso no deberá exceder los 30 metros. Para las FFVE este valor se debe reducir a un máximo de 10 metros.

La línea de pendiente máxima de la cuenca aportante será igual o menor a 9,4% calculada mediante la ecuación:

$$J \leq (p2 + i2) \cdot 0.5 \qquad \textit{(Ec. 11- 1)}$$

Donde:

J = línea de máxima pendiente (%)
p = pendiente transversal del peralte (%)
i = inclinación longitudinal de la rasante (%)

11.4.2.2 Condiciones para Flujo Difuso

Para ser efectivas, las franjas filtrantes requieren que el flujo sea difuso a través de toda su superficie. Una vez que el flujo se concentra forma canales preferenciales que no permiten un tiempo de retención adecuado en la franja filtrante.

Para mantener esta condición de flujo difuso a la entrada de la franja filtrante puede establecerse una zona no vegetada que permita asegurar una velocidad controlada de entrada. Asimismo, debe limitarse el recorrido de la escorrentía por la calzada adyacente a la técnica a 30 m ya que tras esa distancia los flujos superficiales tienden a concentrarse.

En zonas donde sea difícil mantener las condiciones de flujo difuso debido a las pendientes del terreno, o siempre que la pendiente de FFV sea superior a un 15%, se emplearán elementos de disipación y reparto de flujos que disminuyan la energía de entrada de las aguas de escorrentía a la práctica y eliminen residuos gruesos.

La altura máxima del flujo difuso sobre la práctica se limitará a 25 mm, pudiendo aumentarse a la mitad de la altura de la vegetación en función de su tipología. La velocidad máxima admisible para el flujo difuso es de 0,15 m/s.

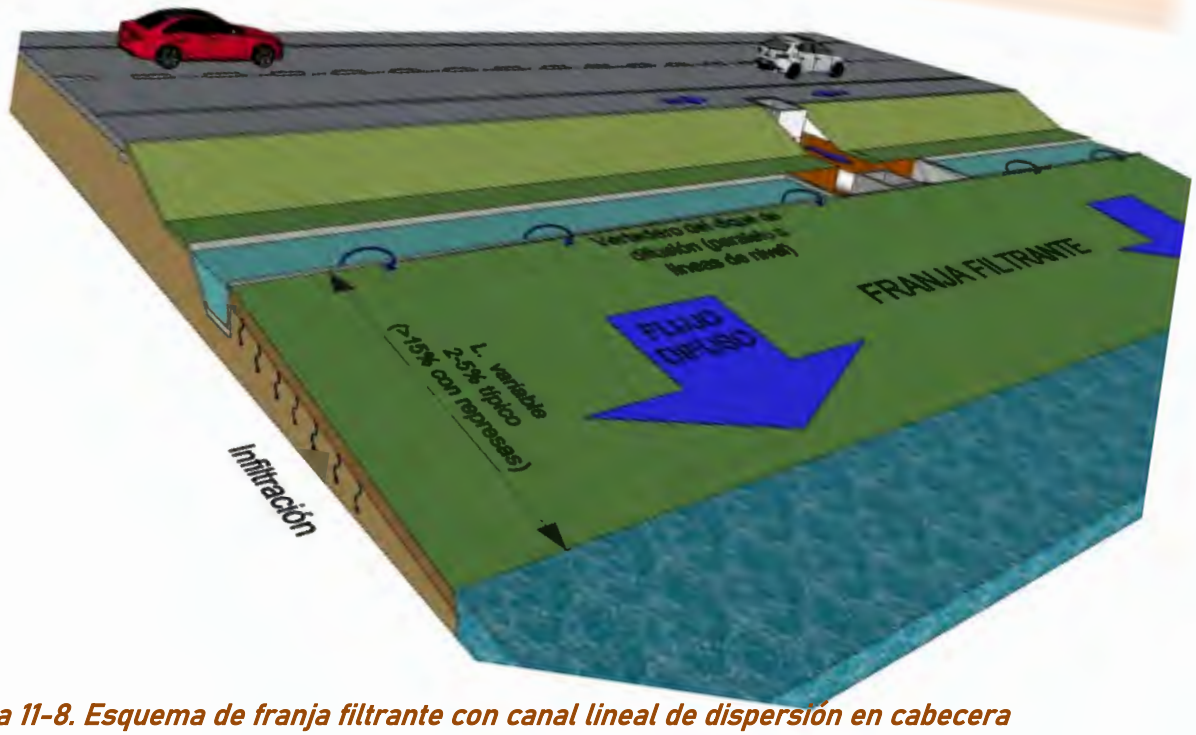


Figura 11-8. Esquema de franja filtrante con canal lineal de dispersión en cabecera

11.4.2.3 Método de Diseño

Procedimiento de diseño para FFV y FFVM

1. **Calcular el caudal de calidad de aguas (QCA).** En Bizkaia, el QCA viene definido por el caudal asociado a la lluvia de 1 año de periodo de retorno, calculado mediante un modelo hidrológico (SWMM o similar) y conforme a los requerimientos establecidos en el Capítulo 6. El procedimiento más sencillo para calcular el QCA se basa en la aplicación del método racional mediante la siguiente ecuación:

$$QCA = \frac{C \cdot I \cdot A}{360} \qquad \textit{(Ec. 11- 2)}$$

Donde:

QCA = caudal de calidad de aguas (m^3/s)
C = coeficiente de escorrentía (-)
I = intensidad asociada a la lluvia de 1 año de periodo de retorno (mm/h)
A = área de la cuenca drenante (ha)

2. **Cálculo de la profundidad de lámina de agua a caudal de diseño QCA**. Se extrae a partir de la longitud de la franja filtrante y su pendiente hidráulica. Calcular el calado mediante la siguiente variación de la ecuación de Manning:

$$QCA = \frac{1}{n} L \cdot y^{2/3} \cdot S^{1/2} \qquad \textit{(Ec. 11- 3)}$$

Donde:

QCA = caudal de calidad de aguas (m^3/s)
n = coeficiente de rugosidad de Manning ajustado a las condiciones de la vegetación y tipo de suelo del proyecto (ver Tabla 11-6)
L = longitud de la franja filtrante paralela a la calzada (m)
y = profundidad del flujo (m), considerado como radio hidráulico $\leq$ 25 mm o $\frac{1}{2}h$ vegetación, siendo *h* la altura de la vegetación
J = pendiente hidráulica (m/m)

La pendiente de la franja filtrante debe ser superior al 2% e inferior al 15% (FFV), o inferior al 33% (FFVM) con un disipador de flujo de grava. Las franjas filtrantes deben configurarse con la pendiente más horizontal posible dentro de las limitaciones del emplazamiento, permitiendo obtener el tiempo de residencia requerido para el tratamiento de la escorrentía, empleando una superficie menor que en franjas filtrantes más pronunciadas.

Tabla 11-6. Coeficiente de rugosidad superficial de Manning (n) para cálculos de diseño de franjas filtrantes vegetadas (WDOT, 2019)

Nº	Condiciones del Suelo y de la Vegetación	Coeficiente de de rugosidad n ($sm^{-1/3}$)
1	FF totalmente compactada. Aplicada hidrosiembra	0,20
2	Compactación FF minimizada y suelos modificados, hidrosembrados	0,35
3	Compactación de la FFVM minimizada; suelos modificados con un contenido orgánico mínimo del 10%; hidrosiembra; césped mantenido con una densidad del 95% y una longitud de 10 cm mediante la siega; resiembra periódica; posible ajardinamiento con arbustos	0,40*
4	Compactación de la FFVM minimizada, suelos modificados con un mínimo de 10% de contenido orgánico, con un recubrimiento de $\geq$ 7,5 cm de compost o mantillo (sembrado o ajardinado)	0,55*

* Valores estimados por WDOT mediante la metodología USDA-SCS TR-55 y según los datos para coeficientes de rugosidad del USACE, 1998: bosques con sotobosques ligero n =0,4 y con sotobosque denso n=0,8. El objetivo de la opción 3 es mejorar los suelos naturales para que tengan una rugosidad superficial equivalente a las condiciones de los bosques con sotobosque ligera. La opción 4 añade una capa superior de 70 cm de compost o mantillo para simular la capa de mantillo y humus forestal y mejorar la condición hidrológica, lo que justifica un valor n de Manning más alto, estimado en 0,55.

En la ecuación anterior, despejando el radio hidráulico se tiene:

$$y = \left(\frac{n \cdot QCA}{L \cdot J^{1/2}}\right)^{3/2} \qquad \textit{(Ec. 11- 4)}$$

Si la profundidad de flujo es superior a 25 mm o a un medio de la altura de diseño de la vegetación, deberá ajustarse la geometría de la franja filtrante o emplear otra medida de control de las de aguas pluviales.

3. **Calcular la velocidad para el caudal de calidad de aguas que circula a través de la franja filtrante**. La velocidad del fluido se calcula partir del QCA, la longitud de la franja filtrante y la profundidad de flujo o calado extraído del paso anterior mediante la siguiente fórmula:

$$V = \frac{QCA}{L \cdot y} \qquad \textit{(Ec. 11- 5)}$$

Donde:

V = velocidad de diseño para el QCA (m/s)
y = profundidad del flujo (m) extraído del paso anterior (Ec. 11- 4)

4. **Cálculo del ancho de la franja filtrante.** La anchura estará determinada por el tiempo de residencia del flujo a través de esta. Se empleará un tiempo de residencia de 9 minutos (540 s) para estimar la anchura:

$$A = t \cdot QCA = 540 \cdot V \qquad \textit{(Ec. 11- 6)}$$

Donde:

A = anchura de la franja filtrante (m)
t = tiempo (s)
V= velocidad de flujo para el QCA (m/s)

Un mínimo de 2,5 m será necesario para asegurar el funcionamiento a largo plazo de las franjas filtrantes vegetadas.

5. **Calcular la velocidad para el caudal hidráulico que circula a través de la franja filtrante para la lluvia asociada al periodo de retorno T=25 años.** La velocidad máxima ($V_{máx}$) se extrae a partir del caudal Q_{T25}. Para este caso, el coeficiente de rugosidad a emplear será de 0,03, y la velocidad de diseño será inferior a 1,5 m/s, salvo que se provean medidas de control de la erosión debidamente justificadas.

6. **Calcular la función de control volumétrico de la escorrentía.** Las FFVM pueden aportar un 30% de volumen de poros para almacenar agua en el sustrato cuando se usan enmiendas del suelo conforme a lo especificado en los siguientes apartados. El uso de enmiendas del suelo con compost proporciona una conductividad hidráulica saturada de 25 mm/h. Este valor será verificado mediante un ensayo de laboratorio o validado por un especialista en geotecnia para las condiciones particulares de la instalación o proyecto. Con el volumen de huecos y la conductividad hidráulica saturada tanto de la capa de enmienda como del terreno subyacente el proyectista deberá valorar la capacidad de infiltración de la FFVM.

Procedimiento de diseño para FFVE

Como se ha mencionado con anterioridad, las franjas filtrantes estrechas se ven limitadas a longitudes de cuenca aportante aguas arriba de la práctica de máximo 10 metros. Para trayectorias superiores, se deben diseñar las FFV o FFVM conforme al método anteriormente descrito. El dimensionamiento de una FFVE está basado en la

anchura de la carretera paralela a la franja y en la pendiente lateral o hidráulica de la técnica.

1. **Determinar la anchura de la superficie de la calzada paralela a la trayectoria del flujo que drena a la franja filtrante.** Determinar la anchura de la superficie de la calzada paralela a la trayectoria del flujo desde el borde aguas arriba hasta el borde aguas abajo de la zona impermeable que drena a la franja filtrante vegetada. Esta es la misma que la anchura de la zona pavimentada.

Determinar la pendiente lateral media de la franja filtrante. Calcular la pendiente de la franja filtrante (en la trayectoria del flujo), promediada sobre la longitud total de la franja filtrante vegetada. Si la pendiente es inferior al 2%, utilizar el 2% a efectos de dimensionamiento. La máxima pendiente lateral permitida es del 15%. Cuando un disipador de flujo de grava se encuentra entre el borde de la calzada y la franja filtrante, la pendiente lateral máxima permitida es del 33%. A efectos de dimensionamiento, el proyectista deberá utilizar los valores aplicados a una pendiente de la FFVE del 20% (eje X) de la
Figura 11-9, aunque la FFVE pueda ser construida con una pendiente de hasta el 33%.

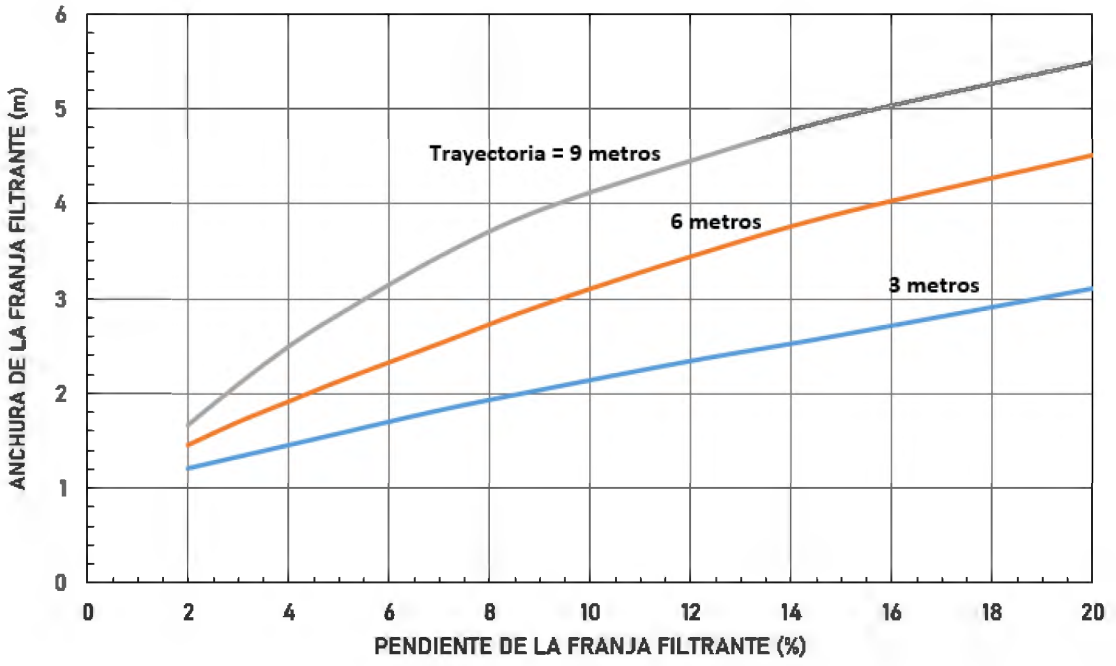


Figura 11-9. Gráfica de dimensionamiento de franjas filtrantes estrechas a distintas trayectorias

2. **Determinar el ancho requerido de la franja filtrante estrecha**. La anchura de la FF se puede extraer a partir de la pendiente y la trayectoria de flujo interpolando sobre las curvas trazadas en la figura 11-9. Éste será el ancho mínimo de FF a emplear en el diseño.

11.4.2.4 Diseño para Transporte

Las franjas filtrantes deben diseñarse recomendablemente para poder transportar la precipitación de diseño de T=25 años asociada al drenaje de márgenes y plataformas.

Al ser elementos previos a la red de transporte deberá comprobarse que el resguardo de la calzada en una determinada sección transversal medido como la diferencia de cotas entre el punto más bajo de la calzada y la lámina de agua en la coronación de la franja filtrante para el caudal T=25 años cumpla con los criterios establecidos en el apartado 3.2.2 de la 5.2IC:

- Un resguardo de la calzada mayor o igual a cinco centímetros.
- Que la lámina de agua no alcance el arcén.

Si las velocidades del fluido no pueden mantenerse por debajo de 1,5 m/s para T=25 años se podrán incluir elementos de disipación para control la velocidad (ver Capítulo 25). El proyectista puede emplear arquetas de reparto para dirige el agua alrededor de la técnica para evitar la erosión de la franja filtrante si no se pueden garantizar las velocidades de flujo requeridas.

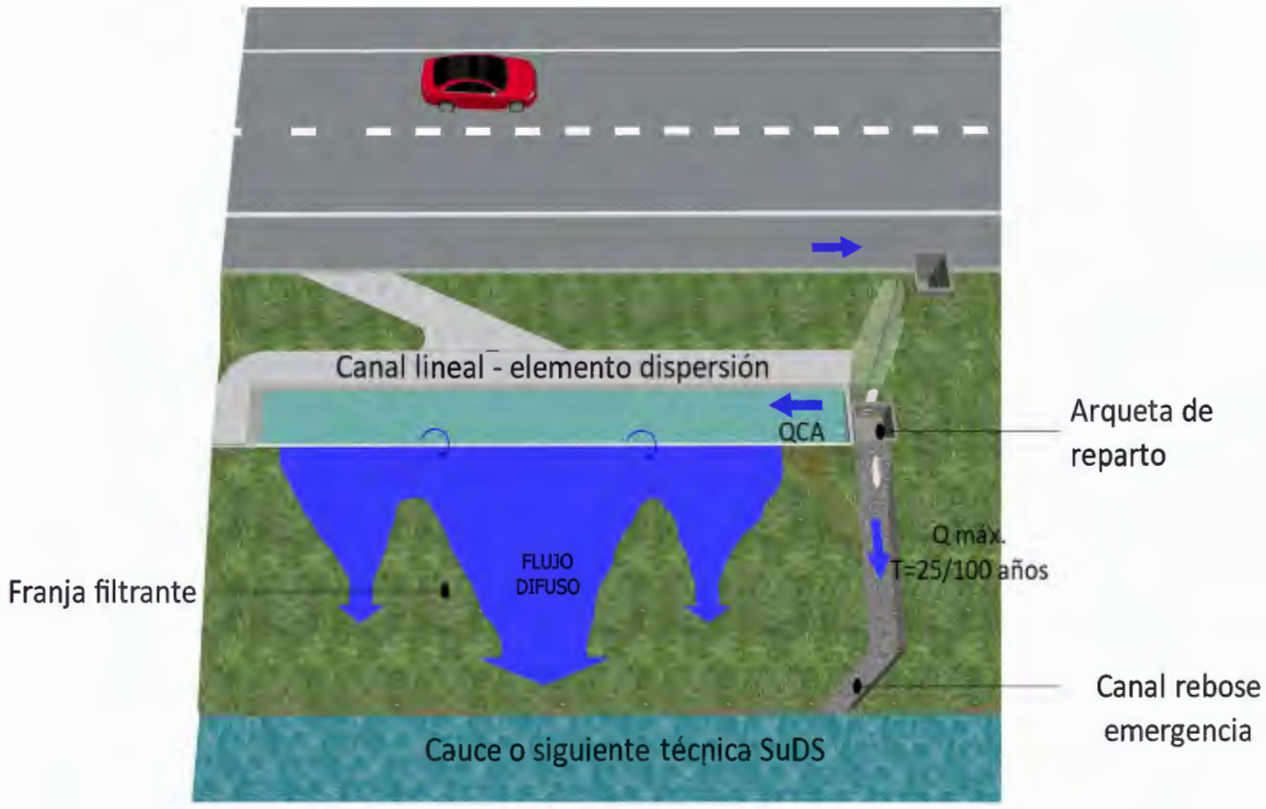


Figura 11-10. Franja Filtrante con arqueta de reparto para evacuación de caudales superiores a los de diseño

11.4.3 Diseño de Elementos Específicos

11.4.3.1 Vegetación

La franja filtrante suele consistir en un césped densamente cubierto. Las franjas filtrantes están sujetas a condiciones húmedas y secas, así como a la acumulación de sedimentos y residuos. Se requiere una mezcla de hierbas de zona seca y de zona húmeda, capaz de prevenir la erosión y de arraigar a través de depósitos de sedimentos.

Una cubierta vegetal densa es fundamental para garantizar el tratamiento de la escorrentía en las franjas filtrantes. Se ha observado una caída en el rendimiento de tratamiento cuando la cubierta vegetal es inferior al 90%. La cubierta vegetal y su altura afectan a la eficacia de la eliminación. Así, a medida que aumenta el tiempo de retención a través de la vegetación, aumenta el atrapamiento de los sólidos en suspensión, que es el principal mecanismo de eliminación de las partículas.

El suelo donde se realicé la plantación debe ser analizado para asegurar que sus condiciones de pH y contenido de nutrientes es adecuado. Como se indica en el apartado siguiente, en general se emplearán mezclas de suelo vegetal como sustrato. Lo ideal es que las franjas filtrantes se planten en primavera, cuando la vegetación puede establecerse con unas necesidades mínimas de riego. Si más del 30% del área está descubierta después de cuatro semanas será necesario resembrar, o replantar, para lograr una cobertura del 90%. Se puede considerar la posibilidad de utilizar hierbas o mezclas de siembra alternativas en caso de que la vegetación seleccionada no se establezca.

Cuando las franjas filtrantes se utilicen en viales donde las condiciones climáticas requieran el uso de fundentes de forma regular durante los meses de invierno, la plantación deberá ser tolerante a la sal.

Por lo general, deben evitarse los árboles y los matorrales densos en la franja filtrante para asegurar las condiciones de flujo difuso. En la medida de lo posible, debe evitarse la fertilización de la franja filtrante, especialmente cuando las masas de agua receptoras sean sensibles a la carga de nutrientes.

11.4.3.2 Enmiendas del Suelo

El proyectista deberá emplear enmiendas y abonados realizados "*in situ*" para el diseño de las FFVM y en el caso de otras franjas cuando el suelo no tenga las condiciones adecuadas para sustentar las plantaciones y siembras seleccionadas.

Las enmiendas para las FFVM incluyen compost de calidad y otros materiales orgánicos que permiten mejorar o acondicionar la estructura del suelo y aumentar sus funciones hidrológicas como la infiltración, intercepción o detracción natural, evapotranspiración y salud de general de la vegetación.

Las especificaciones del compost a usar en las FFVM y otras técnicas vegetadas se especifican en el Capítulo 25.

11.4.3.3 Pretratamiento y Entradas de Agua

Las entradas de agua pueden requerir pretratamiento y elementos de disipación de la energía. Estos elementos ayudan a mantener las condiciones de flujo difuso a la entrada de la franja filtrante. También permiten eliminar sedimentos gruesos de las escorrentías.

Los elementos de disipación más habituales para las franjas filtrantes (ver Capítulo 25) son encachados o capas de material granular situados entre el borde del pavimento y la franja filtrante y a lo largo de las mismas. El encachado de material granular tendrá como mínimo 300 mm de ancho situada al menos 25 mm por debajo de la coronación del firme, para garantizar su entrada a la franja filtrante y evitar que discurra paralelo al borde de la calzada. El árido deberá cumplir con la especificación recogida en el apartado relativo a estas técnicas.

Los elementos canales de reparto lineales permiten hacer una reconversión transición de flujo concentrado a flujo difuso cuando la velocidad de entrada del flujo de escorrentía es superior a la del criterio de diseño o el agua llega canalizada por el drenaje longitudinal de la vía.

11.4.3.4 Señalización y Acceso

El proyectista deberá proveer acceso a la parte superior de las franjas filtrantes para poder mantener los elementos de disipación y poder entrar en la técnica con una segadora. Para cualquier otro requisito, incluida la señalización ver Capítulo 26.

11.5 REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

A continuación, se presentan los diferentes aspectos que hay que tener en cuenta en las diferentes fases de construcción de una franja filtrante.

11.5.1 Excavación y Preparación del Terreno

La preparación del terreno viene condicionada por las dos situaciones que se pueden presentar al inicio de la obra: que se aproveche terreno ya existente, y que solo se precise una ligera conformación y plantación de vegetación, o que el terreno sea completamente nuevo, resultado de la configuración de las secciones estructurales del vial y que el perfil de suelo se vaya a configurar por completo, como por ejemplo en una zona de terraplén.

Las áreas que serán ocupadas por las franjas filtrantes deben estar claramente definidas (mediante señalización y vallas) antes de comenzar los trabajos de la obra para evitar la alteración las condiciones de los suelos durante la construcción. No debe permitirse el tráfico de vehículos, excepto el utilizado específicamente para la construcción de la técnica.

Se debe utilizar maquinaria lo más ligera posible para evitar la compactación y/o la alteración excesiva del terreno. La maquinaria pesada debe trabajar desde los laterales del área reservada para la franja filtrante.

Si se compactan los suelos se deberá, o bien retirar una capa superficial de 30 cm que será sustituida por una mezcla de tierra vegetal y arena, para promover la retención de humedad y el crecimiento biológico, o se labrará y mejorará para conseguir unas condiciones similares.

Si durante la fase de construcción el suelo existente ya tiene unas buenas propiedades para el soporte y crecimiento de la vegetación, pueden retirarse y almacenarse en las cercanías para su uso posterior en la franja de filtración.

La franja filtrante debe construirse utilizando técnicas de nivelación y perfilado meticulosas para proporcionar una pendiente longitudinal uniforme y consistente, sin ondulaciones severas que causen encharcamientos localizados o promuevan zonas con flujos preferenciales, ya que las más pequeñas irregularidades superficiales pueden comprometer las condiciones de flujo superficial homogéneo.

El proyectista deberá comprobar las rasantes acabadas y especialmente los encuentros entre el arcén y la técnica.

En franjas filtrantes con muy poca pendiente se deberán vigilar posibles zonas de estancamiento de agua. Es recomendable que tanto la parte superior como el pie del talud de la superficie de la franja sean lo más planos posible para favorecer el flujo difuso y evitar la erosión.

Figura 11-11. Franja filtrante previa al sembrado de vegetación (NCDOT, 2014)

Si se ha considerado en el diseño, se procede a construir los elementos de pretratamiento y disipación de la energía antes de la siembra. Si se utiliza una zanja con grava como distribuidor no se debe compactar el suelo tampoco (se debe seguir el proceso constructivo definido para zanjas de infiltración).

11.5.2 Control de la Erosión y Sedimentos

Una franja filtrante debe protegerse durante la fase de construcción, y durante la fase de desarrollo de la vegetación, de la erosión y socavación si a la zona llegan flujos de la calzada, o se producen lluvias importantes. Esto puede lograrse mediante las siguientes acciones:

- Desviando la escorrentía alrededor de la franja filtrante hasta que se desarrolle la vegetación.
- Utilizando césped ya arraigado en tepes u otro tipo de mantos con la vegetación ya desarrollada.
- Cubriendo la franja filtrante con plástico transparente hasta que la vegetación esté bien arraigada y desarrollada.
- Colocando una "manta" de control de la erosión sobre la mezcla de semillas recién aplicada.

11.5.3 Siembra o Cubrición con Vegetación

Solo se procederá a la siembra o cubrición con vegetación cuando el área de emplazamiento haya sido estabilizada y se hayan adoptado medidas de control temporal de la erosión.

La franja debe construirse en la época del año en la que sea más probable el desarrollo exitoso de la vegetación sin riego. Lo ideal es que las franjas filtrantes se planten en primavera, cuando la vegetación puede arraigarse y crecer con unas necesidades mínimas de riego. Sin embargo, debe estar prevista la necesidad de realizar riegos en períodos de poca lluvia o sequía.

Si se va a respetar la vegetación existente, esta debe ser alterada lo mínimo posible y evitar la compactación del suelo, aunque lo normal es que las necesidades de nivelación suelan implicar la eliminación de toda la vegetación existente. Cuando se plante vegetación diferente a la natural esta se debe arrancar y limpiar de forma eficiente, para evitar que rebrote.

Las siembras de semillas de césped sobre un suelo ya preparado deberán protegerse, con esteras o mantas, para el control de la erosión. El control de la erosión en las franjas filtrantes sembradas debe mantenerse al menos durante los 2-3 primeros meses.

La cobertura vegetal mediante el uso de tepes de césped se debe colocar con las piezas lo suficientemente apretadas para evitar huecos y debe haber una cierta superposición de los bordes para evitar la formación de canales para el agua de escorrentía. Una vez posicionados los tepes debe procederse a su compactación para evitar bolsas de aire entre el césped y la tierra.

11.5.4 Verificación y Puesta en Servicio

Una vez que la franja filtrante tenga una vegetación suficientemente arraigada y tras comprobar que el área drenante está estabilizada la técnica podrá ponerse en servicio.

Es muy importante que la vegetación de la franja filtrante esté completamente desarrollada antes de recibir el flujo de aguas pluviales desde la calzada.

Si más del 30% del área está descubierta de vegetación después de cuatro semanas será necesario resembrar, o replantar, para lograr una cobertura del 90%. Se puede considerar la posibilidad de utilizar hierbas o mezclas de siembra alternativas en caso de que la vegetación seleccionada no se arraigue y desarrolle.

Se deben verificar cotas y planos *as built* conforme a diseño.

Entregar a los servicios de conservación y explotación el plan de mantenimiento incluyendo detalles de la garantía de las plantaciones, planos *as built* y las acciones y condiciones para su adecuado mantenimiento.

11.6 CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN

El mantenimiento de las franjas filtrantes es relativamente sencillo para las cuadrillas de jardinería y la inspección, y el mantenimiento regular es importante para un funcionamiento eficiente.

Los problemas más frecuentes de conservación de esta técnica incluyen:

- Baipás de la escorrentía debido al establecimiento de flujos preferenciales del agua a través de la técnica.
- Acumulación de basuras en la técnica.
- Cubrición vegetal insuficiente.
- Rendimientos de eliminación bajos por establecimiento de flujos preferenciales que baipasean el mismo.

Para prevenir o minimizar estos problemas es importante que durante el diseño de la técnica se contemplen los criterios geométricos de diseño y las condiciones de flujo difuso.

Es fundamental dejar acceso al borde superior de la franja filtrante para permitir el mantenimiento del pretratamiento y el acceso a la franja. El rendimiento del tratamiento de las franjas filtrantes depende de la acumulación de sedimentos, por lo que la retirada de sedimentos periódica es una variable importante para conservar la efectividad de estas.

Después de la construcción y puesta en servicio de la franja filtrante esta debe ser inspeccionada de forma detallada cada mes, o después de cada evento de lluvia importante, durante el primer año con el fin de valorar si la superficie de la franja

filtrante y la vegetación requieren o no actuaciones correctivas inmediatas. Se deben supervisar los siguientes puntos críticos:

- **Flujo difuso:** la superficie pavimentada drena hacia la franja filtrante y existe una distribución adecuada del agua de escorrentía a través de la superficie vegetada de la franja filtrante.

- **Vegetación:** La densidad de la vegetación es suficiente (mínimo 80% tras primer año) y no se establecen malas hierbas, vegetación no deseada o especies invasoras. Se pueden requerir resiembras puntuales.

- **Flujos preferenciales:** No existen surcos o canales en la superficie generados por la erosión de la escorrentía. Pueden requerirse rellenos y estabilizaciones puntuales de la superficie.

La Tabla 11-7 ofrece orientación sobre el tipo de requisitos operativos y de mantenimiento que pueden ser apropiados. La lista de acciones no es exhaustiva y algunas acciones pueden no ser siempre necesarias. Durante el primer año las frecuencias serán mensuales para las acciones definidas en el apartado de mantenimiento regular.

Después de un periodo inicial de asentamiento y maduración de la vegetación (normalmente de 1 años), el mantenimiento generalmente debería realizarse con frecuencias ordinarias. Las tareas fundamentales de mantenimiento de las franjas filtrantes son:

- La eliminación de la basura y los desechos acumulados en la superficie.

- El principal requisito de mantenimiento de las franjas filtrantes es la siega. Se debe mantener una altura de hierba de 75-250 mm a lo largo de la superficie principal de tratamiento para ayudar a filtrar los contaminantes y retener los sedimentos. Los restos de la siega deben retirase de la superficie de la franja filtrante para eliminar nutrientes y contaminantes. Todas las actividades de gestión de la vegetación deberán tener en cuenta la necesidad de evitar la propagación de especies invasoras.

- Retirar sedimentos cuando sea necesario (por ejemplo, cuando los depósitos superen los 50 mm de profundidad), aunque esto puede minimizarse asegurándose de que las zonas situadas aguas arriba estén totalmente estabilizadas.

- Canalizaciones y erosión, cualquier daño generado por las actividades de conservación y/o por la explotación de la técnica que genere flujos preferenciales que baipasean la técnica deberá ser reparado e inmediatamente resembrado o plantado.

Tabla 11-7. Necesidades de conservación y explotación de las franjas filtrantes

Calendario de Mantenimiento	Acción Requerida	Frecuencia Típica
Mantenimiento Regular	Retirada de basura y residuos	*Trimestral o cuando se excede 1 m^3 por cada 100 m^2 de área*
	Corte de hierba – mantenimiento de la altura de hierba en el rango de diseño (100mm)	La necesaria para mantener la altura de hierba considerada en el diseño
	Gestión de la vegetación y retirada de plantas molestas	Mensual al inicio, después cuando sea necesario
	Inspección de la superficie para identificar evidencias de erosión, crecimiento defectuoso de la vegetación, compactación, estancamientos, sedimentación y contaminación (por ejemplo, por aceites)	Mensual al inicio, después semestral
	Chequeo del distribuidor de flujo y la superficie de la franja para equilibrar posibles gradientes	Mensual al inicio, después semestral
	Inspección del distribuidor de flujo de grava aguas arriba para localizar obturaciones	Mensual al inicio, después semestral
	Inspección de las ratios de acumulación de sedimentos y establecimiento de frecuencias apropiadas de retirada. Verificar que la capa de sedimento sobre la FF no supera los 5 cm de espesor	Mensual al inicio, después semestral
Mantenimiento Ocasional	Repoblar zonas con crecimiento pobre de la vegetación; modificación de la tipología de plantas a otras que se adapten mejor, en caso necesario	Cuando sea necesario, o si la proporción de suelo descubierto supera el 10% del área de la franja filtrante
Actuaciones Correctoras	**Condición**	**Acción Correctora**
	Reparación de la erosión u otros daños por medio de resiembra	Cuando sea necesario
	Nivelado de superficies irregulares reinstaurando los parámetros de diseño. En el caso de surcos o áreas desnudas de menos de 30 cm de ancho, reparar la zona dañada rellenándola con una mezcla 50/50 de grava triturada y compost (FFVM). Si las zonas desnudas son grandes, generalmente de más de 30 cm de ancho, la FF debe ser reacondicionada y resembrada.	Cuando sea necesario
	Escarificar y fresar la capa superior del suelo para mejorar el rendimiento de la infiltración, romper los depósitos de limo y evitar la compactación de la superficie del suelo	Cuando sea necesario
	Retirar y gestionar los residuos de aceites y combustibles empleando prácticas seguras	Cuando sea necesario

11.7 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

AG (2013). "Standards and guidelines for municipal waterworks, wastewater and storm drainage systems". Alberta Government. Part 5 Stormwater Management Guidelines of a Total of 5 Parts.
https://open.alberta.ca/dataset/f57fec02-7de8-4985-b948-dcf5e2664aee/resource/aa3ba3a4-e415-4d85-ad66-496f98c9bc8e/download/part5-stormwatermanagementguidelines-2013.pdf

ARQ (2006). "Australian Runoff Quality. A guide to Water Sensitive Urban Design". Australian Runoff Quality Authorship Team.
https://www.engineersaustralia.org.au/sites/default/files/Learned%20Society/Resources-Guidelines%26Practice%20notes/Australian_Runoff_Quality-Guide_to_WSUD.pdf

Beryani *et al.* (2023). "Performance of a gross pollutant trap-biofilter and sand filter treatment train for the removal of organic micropollutants from highway stormwater (field study)".

CIRIA (2015). "The SuDS Manual". Construction Industry Research and Information Association. London (UK).
http://www.scotsnet.org.uk/documents/nrdg/ciria-report-c753-the-suds-manual-v6.pdf

Claytor and Schueler. (1996). "Design of Stormwater Filtering Systems. Center for Watershed Protection. Chesapeake Research Consortium. Silver Spring, MD.

FHWA (2000), "Stormwater Best Management Practices in an Ultra-Urban Setting: Selection and Monitoring". Publication N0. FHWA-EP-00-002. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.
file:///C:/Users/Augas/Downloads/dot_25727_DS1.pdf

GEORGIA EPD (2016). "Stormwater management manual". Atlanta Regional Commission (USA).
http://documents.atlantaregional.com/gastormwater/GSMM_2016%20EDITION_FINAL_V1.pdf

KANSAS DOT (2009). Treatment of contaminated roadway runoff using vegetated filter strips.

MASS-HIGHWAY (2004). "The Storm Water Handbook for Highways and Bridges". Commonwealth of Massachusetts, Executive Office of Environmental Affairs, Department of Environmental Protection. Massachusetts Highway Department.
https://www.mass.gov/doc/storm-water-handbook-for-highways-and-bridges/download

MFOM (2004). "Orden circular 17/2003. Recomendaciones para el Proyecto y construcción del drenaje subterráneo en obras de Carretera." Serie normativas. Dirección general de carreteras.
https://www.mitma.gob.es/recursos_mfom/0610200.pdf

MFOM (2019). "Norma 5.2-IC de la Instrucción de Carreteras. Drenaje superficial". BOE del 5 de junio de 2018. Serie Normativas. Ministerio de Fomento; Dirección General de Carreteras.

https://cdn.mitma.gob.es/portal-web-drupal/carreteras/52ic_fom2982016_err_fom1852017_res180326_consolidado.pdf

MOP (1963). "Instrucción DGC 7.1-IC sobre Plantaciones en la zona de servidumbre de las carreteras." BOE. 84. 8 de abril de 1963. Pg 5908.
https://www.boe.es/boe/dias/1963/04/08/pdfs/A05908-05909.pdf

MOPT (1992). "Manual de plantaciones en el entorno de la carretera". Ministerio de Obras Públicas y Transportes. 77 pág.
https://www.mitma.es/recursos_mfom/1310100.pdf

NORTH CAROLINA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION – NCDOT (2014). "Stormwater Best Management Practices Toolbox". NCDOT BMP Toolbox v2 4/2014. Raleigh (NC, USA).
https://connect.ncdot.gov/resources/hydro/HSPDocuments/2014_BMP_Toolbox.pdf

NORTH SYDNEY (2004). "Water sensitive urban design technical guidelines for Western Sydney" URS Australia for the Upper Parramatta River Catchment Trust
https://catalogue.nla.gov.au/Record/3251868

PSBMPM (2006). "Pennsylvania Stormwater Best Management Practices Manual". Pennsylvania Department of Environmental Protection. 363-0300-002 / December.
http://www.stormwaterpa.org/bmp-manual-introduction.html

TENNESSEE DEC (2014). "Tennessee Permanent Stormwater Management and Design Guidance Manual". Tennessee Department of Environment and Conservation. Division of Water Resources. First ed. Tennessee, USA.
https://app.box.com/s/pdl1afehg00s1wwqa94d8qmizyptxw3i/file/25367692645

WASHINGTON STATE TRANSPORTATION CENTER (2000). Contaminant detention in highway grass filter strips.

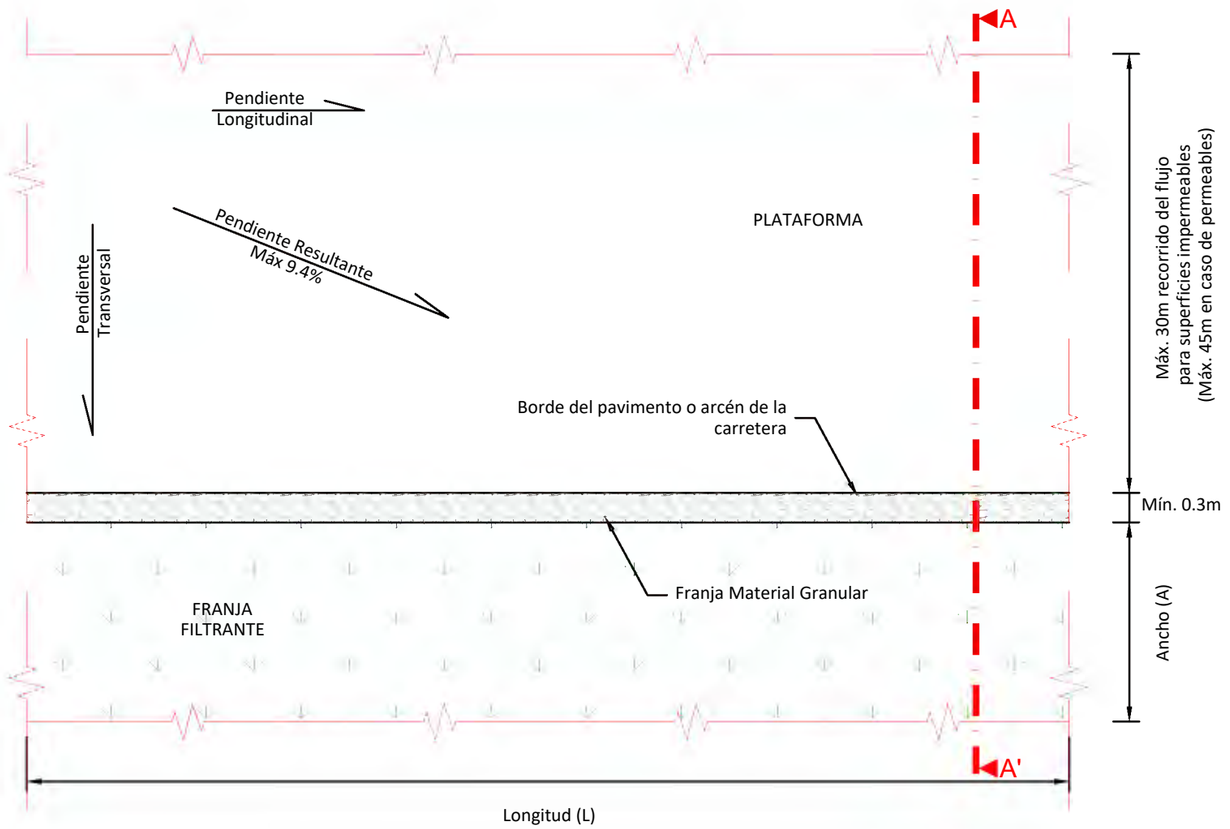
WASHINGTON DOT (2011). "Eastern Washington Steep Slope Research for Management of Highway Stormwater". WSDOT Research Report. WA-RD 771.1.
https://www.wsdot.wa.gov/research/reports/fullreports/771.1.pdf

WASHINGTON DOT (2019). "Highway Runoff Manual". Washington State Department of Transportation. Engineering and Regional Operations. Development Division, Design Office. Washington, USA.
https://wsdot.wa.gov/publications/manuals/fulltext/M31-16/highwayrunoff.pdf

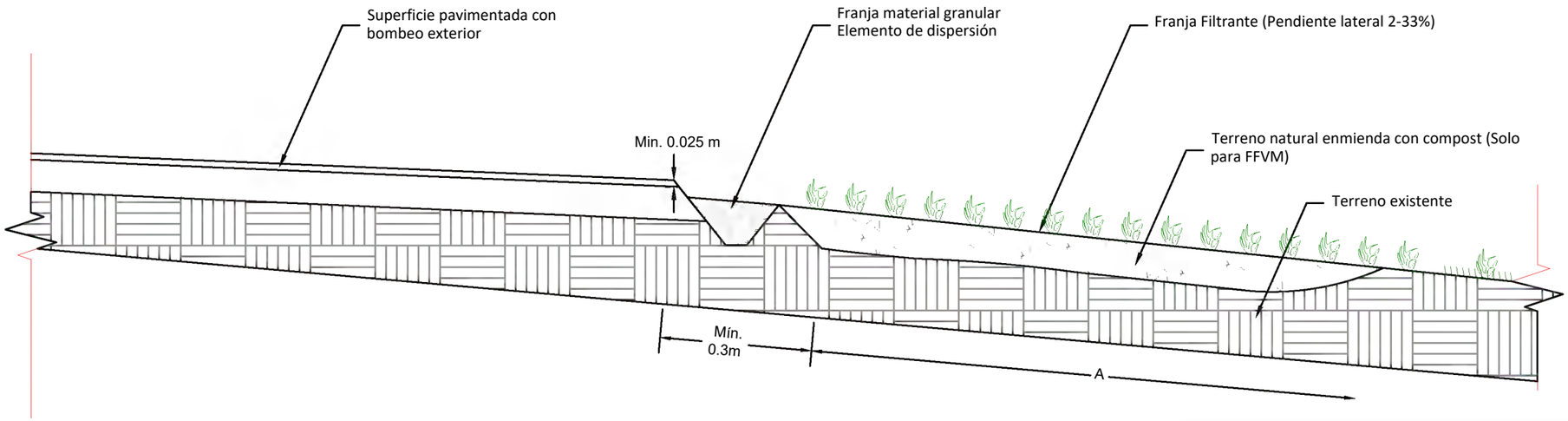
WRF (2020). "International Stormwater BMP Database. 2020 Summary Statistics". The Water Research Foundation.
International Stormwater BMP Database: 2020 Summary Statistics (waterrf.org)

ANEXO 1. PLANOS Y SECCIONES TIPO

PLANTA



SECCIÓN A-A'



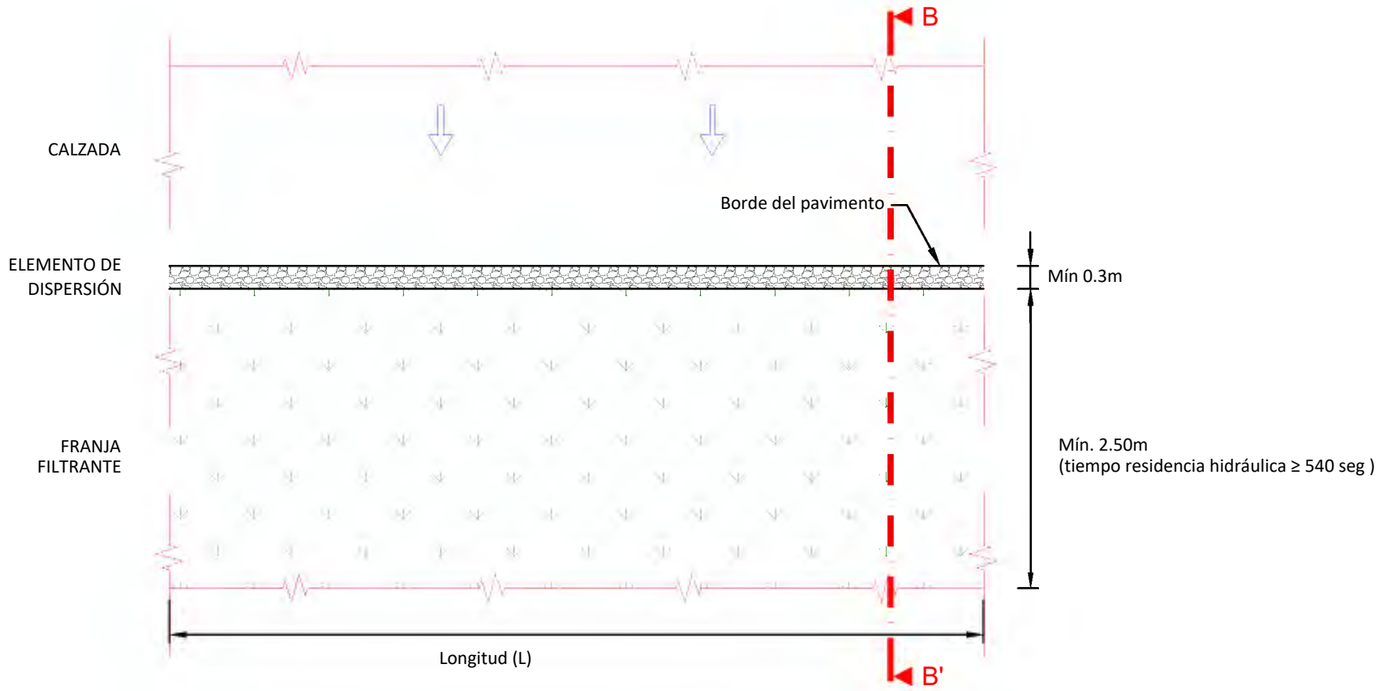
***Este plano es ilustrativo y debe adaptarse a cada proyecto.*

PLANO NO.:
FRANJA FILTRANTE VEGETADA (TR.2)

SECCIÓN Y PLANTA TIPO 1/3

Bizkaia interbiak

PLANTA



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Elemento dispersión (Franja material granular): Dimensiones mínimas 300 mm de ancho x 300 mm profundidad y con resalto mínimo de 25 mm a capa rodadura. Formado con árido triturado de piedra de cantera o grava natural uniforme (ver Cap. 25)

Franja filtrante: Longitud paralela al flujo determinada mediante la profundidad de flujo y velocidad de diseño para un tiempo de retención hidráulica de mínimo 540 segundos. Hidrosembrada con mínimo 20 gr semillas herbáceas, con una cobertura mínima del 90% tras primera época de siembra.

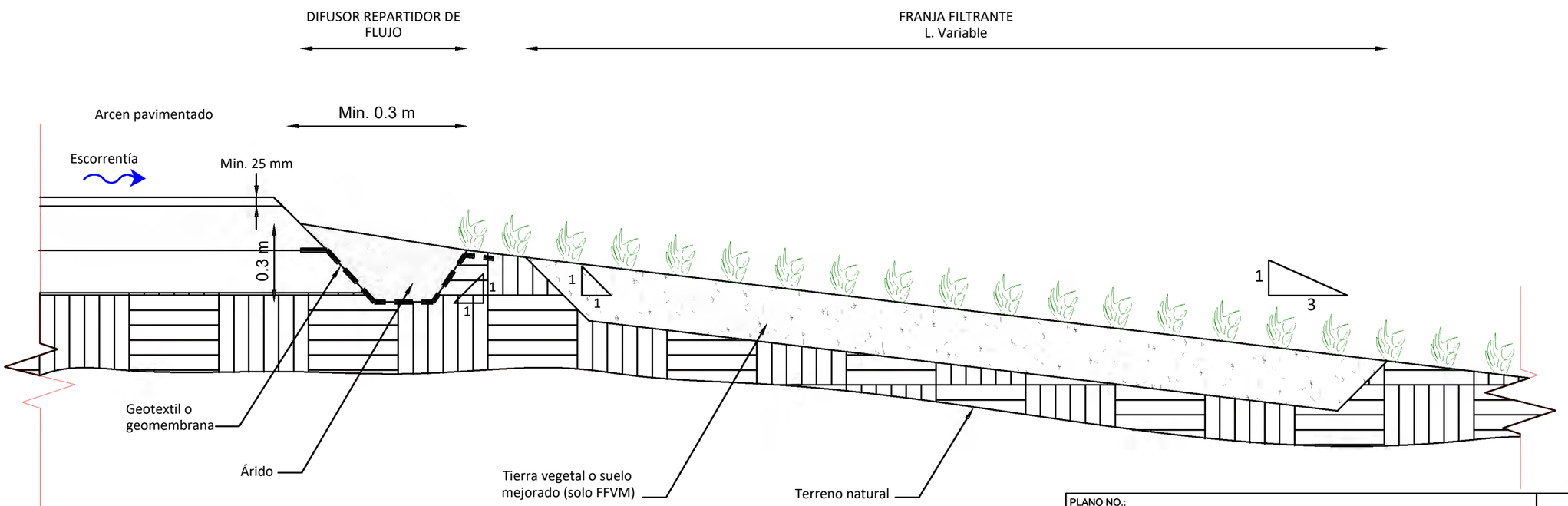
Tierra vegetal (FFV y FFVE): menos 5% contenido arcilla, pH 6-7 y un contenido en materia orgánica de mínimo 2%. Uniformemente distribuido y con un espesor de 30 mm. Reforzado con red orgánica o geomallas si se requiere.

Suelo mejorado (FFVM): Capa de suelo natural mejorado con compost conforme a procedimientos y especificaciones del capítulo 25. Porosidad para cálculo del 30% para almacenar agua (previa verificación), espesor 300 mm, min 5% contenido materia orgánica.

Terreno natural: Cualquier tipo de suelo (excepto rellenos).

Geotextil y/o geomembrana: Especificaciones conforme Cap. 25

SECCIÓN B-B'

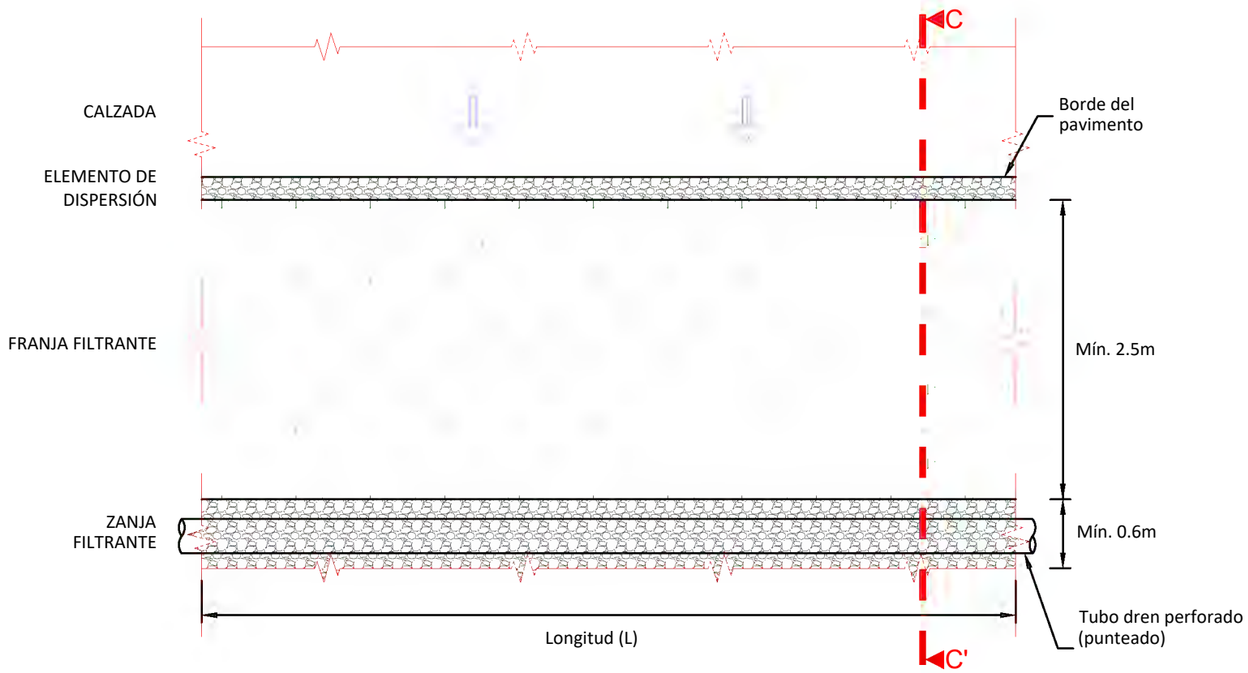


PLANO NO.:
FRANJA FILTRANTE VEGETADA (TR.2)

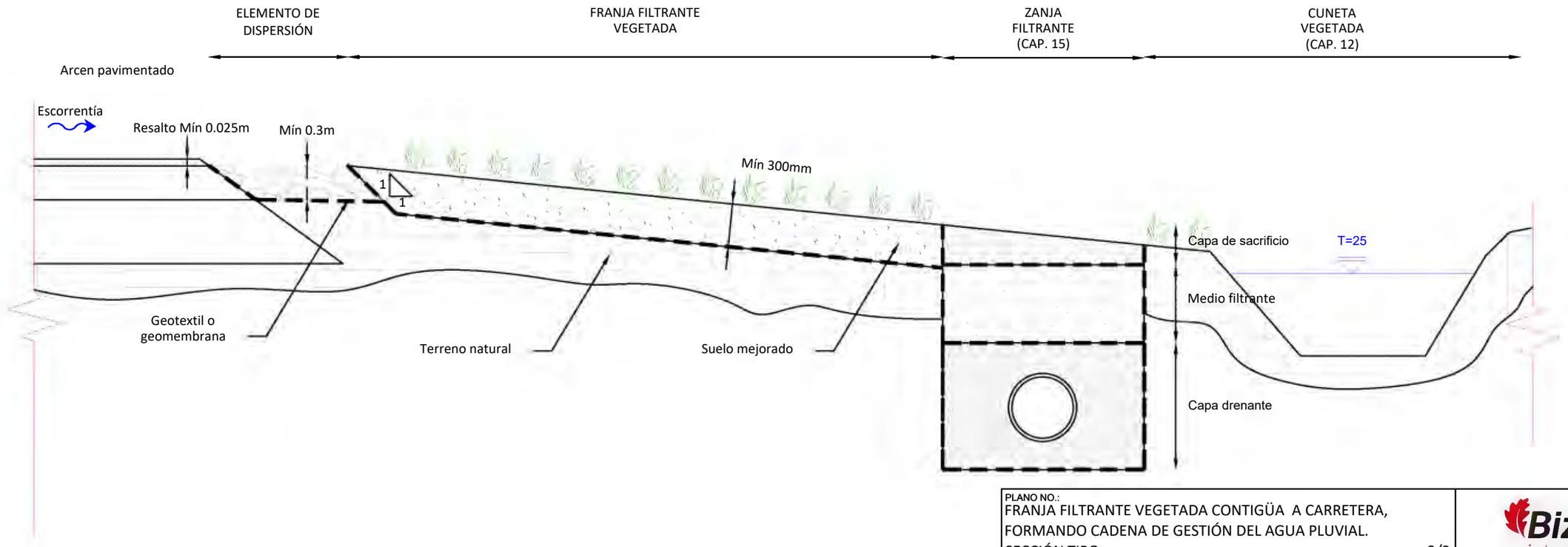
SECCIÓN Y PLANTA TIPO 2/3

Bizkaia interbiak

PLANTA



SECCIÓN C-C'



PLANO NO.:
FRANJA FILTRANTE VEGETADA CONTIGÜA A CARRETERA, FORMANDO CADENA DE GESTIÓN DEL AGUA PLUVIAL.
SECCIÓN TIPO

Bizkaia interbiak

Capítulo 12. CUNETAS VEGETADAS

Descripción

Canales vegetados poco profundos, diseñados principalmente para transportar escorrentías pluviales. El paso del agua por la vegetación provee funciones de tratamiento mediante la filtración y sedimentación. Suelen reemplazar a la red convencional de drenaje.

Funciones

Tratamiento	
Sólidos en suspensión	✓
Metales objetivo*	✓
Microcontaminantes objetivo	✓
Vertidos accidentales	✗
Control Volumétrico Escorrentía	
Detracción	✓
Lluvias extremas	✗
Control Caudales	
Prot. hidromorfológica*	✓
Prot. Inundabilidad	✗

*Solo variante de cuneta mejorada

Coste de Inversión	Coste de Mantenimiento	Vida útil
Baja - Medio	Bajo	5 - 20 años

Beneficios y Aplicaciones

Transporte y mejora de la calidad de las escorrentías, elemento de drenaje longitudinal.

Detracción de las lluvias recurrentes y reducción del impacto térmico de la calzada.

Bajos costes de construcción y baja necesidad de conservación y explotación.

Versatilidad en proyectos de renovación.

Pueden ubicarse en el pie de los taludes disminuyendo los requerimientos de espacio y expropiaciones.

Limitaciones

No emplear con pendientes longitudinales superiores al 5% sin represas.

Requieren velocidades no erosivas y calados bajos para tratar la escorrentía.

No proporcionan tratamiento adicional aguas abajo de otras técnicas.

Mantenimiento

Siega y/o poda	✓
Vía servicio / apartadero	✓
Equipo especializado	✗
Formación específica	✗
Acceso camión succión	✗
Acceso a válvulas	✗

Criterios Diseño

Área contribuyente: máx. 2 ha
Calado
Anchura del canal
Velocidad de la escorrentía
Tiempo de residencia
Vegetación

ÍNDICE

12.1 DESCRIPCIÓN GENERAL 12-3
12.2 CAPACIDAD DE TRATAMIENTO 12-7
12.3 APLICACIONES 12-8
12.3.1 Funciones de la Técnica 12-8
12.3.1.1 Control Hidráulico 12-9
12.3.1.2 Tratamiento de Escorrentías 12-10
12.3.2 Viabilidad 12-12
12.3.3 Limitaciones 12-13
12.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO 12-15
12.4.1 Diseño Estructural y Geometría 12-16
12.4.2 Diseño Hidráulico 12-17
12.4.2.1 Limitaciones del Área Drenante 12-17
12.4.2.2 Método de Diseño 12-18
12.4.2.3 Diseño para Transporte 12-24
12.4.3 Diseño de Elementos Específicos 12-25
12.4.3.1 Represas 12-25
12.4.3.2 Vegetación 12-25
12.4.3.3 Enmiendas del Suelo y Medios Filtrantes 12-25
12.4.3.4 Elementos de Dispersión 12-25
12.4.3.5 Señalización y Acceso 12-26
12.5 REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS 12-26
12.5.1 Excavación y Preparación del Terreno 12-26
12.5.2 Control de la Erosión y Sedimentos 12-27
12.5.3 Siembra o Cubrición con Vegetación 12-27
12.5.4 Verificación y Puesta en Servicio 12-27
12.6 CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN 12-28
12.7 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 12-30
ANEXO 1. PLANOS Y SECCIONES TIPO 12-32
ANEXO 2. TABLA DE GEOMETRÍAS SECCIONES DE CANALES 12-40

12.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

Las cunetas vegetadas son canales vegetados poco profundos, diseñados principalmente para transportar y proveer cierto nivel tratamiento a la escorrentía pluvial de pequeñas áreas de drenaje. Las cunetas tienen una sección transversal trapezoidal o en forma de "V", con pendientes laterales relativamente tendidas. Las cunetas vegetadas tienen un mayor valor paisajístico que las revestidas de hormigón y son, generalmente, más económicas de construir.

Generalmente irán asociadas a otras técnicas SuDS, funcionando como elementos de pretratamiento o formando parte de una cadena de gestión integral de las escorrentías pluviales. Como elementos de pretratamiento permiten ralentizar la velocidad de las escorrentías y reducir la impermeabilización de la cuenca.

El objetivo de la cuneta vegetada es la reducción de la velocidad del fluido, y el consiguiente aumento del tiempo de residencia, para promover la sedimentación y filtración por parte de la vegetación de las escorrentías pluviales. Las cunetas construidas en suelos suficientemente permeables, y con pendientes poco inclinadas, pueden contribuir al control hidráulico mediante la reducción del volumen de escorrentía por infiltración. Un cierto grado de infiltración mejora también los procesos de tratamiento.

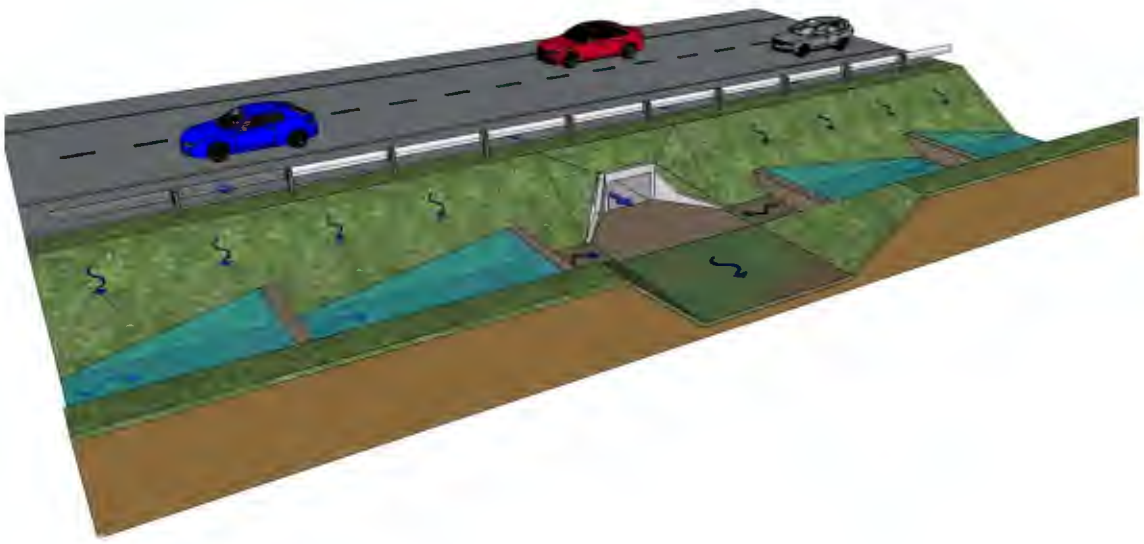


Figura 12-1. Cuneta vegetada con entrada lateral de en flujo difuso y represas para mejorar el control hidráulico

El uso de represas en las cunetas vegetadas permite controlar las velocidades erosivas en pendientes longitudinales elevadas y permite mejorar el control hidráulico proporcionado por la técnica. Además, puede proveer un control de vertidos accidentales cuando las cunetas sean impermeables.

Las cunetas vegetadas pueden construirse en distintas formas geométricas y pueden plantarse con distintas variedades de vegetación para integrarse en el paisaje natural y aumentar la conectividad natural y biodiversidad.

En climas fríos las cunetas vegetas pueden ver limitada su funcionalidad debido al hielo formado en la superficie y en los intersticios del terreno subyacente. Es recomendable que la técnica esté libre de agua antes de las heladas o nevadas invernales. Esto puede conseguirse limitando la entrada de agua o garantizando que la técnica drena adecuadamente.

Al igual que con otras técnicas vegetadas superficiales, los lugares de acopio de nieve durante las labores de conservación y explotación de la vía deberían determinarse durante la fase de diseño. Las cunetas vegetadas no pueden ser usadas para albergar grandes pilas de nieve ya que darán lugar a acumulaciones de sedimentos elevadas, daños a la vegetación y reducción de las velocidades de infiltración.

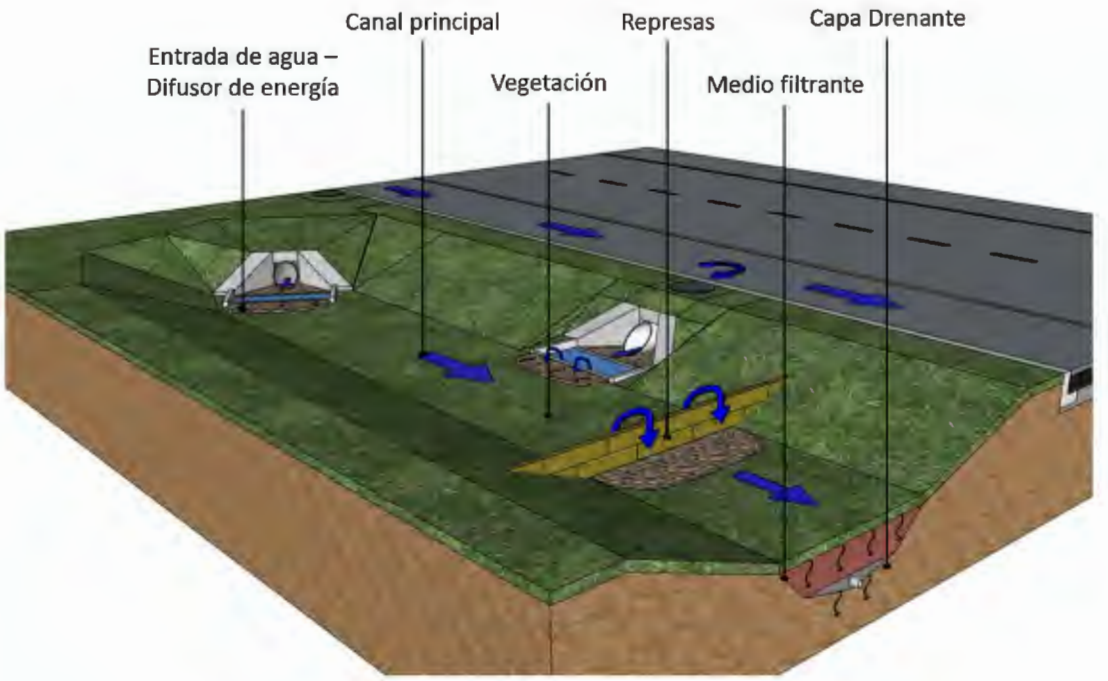


Figura 12-2. Cuneta vegetada mejorada con entradas de agua canalizadas y disipadores de energía

La cuneta vegetada es una técnica de gran versatilidad para transportar escorrentías de plataformas y márgenes que, además, requiere bajos costes constructivos. Los componentes principales de una cuneta vegetada son:

- **Canal principal**: Es el componente principal de la cuneta, puede tener distintas geometrías, pero la trapezoidal es la más habitual y la recomendada. Transporta las escorrentías a una velocidad y calado determinados por el diseño. Tiene una pendiente moderada y unos taludes más tendidos que otras cunetas de drenaje convencional. La seguridad vial y la facilidad para la siega definen la pendiente máxima de sus taludes que suele ser de mínimo 3H:1V.

- **Vegetación**: Formada por una mezcla de herbáceas altas y tersas, en densidades altas y sin formar agrupaciones para prevenir la formación de flujos preferentes.

- **Entradas de agua**: En función de su disposición con respecto al vial, la escorrentía puede entrar canalizada mediante elementos de disipación de energía que controlen su velocidad de entrada, o entrar lateralmente desde el vial de forma difusa por los taludes laterales de la cuneta y hacia el canal vegetado. En función de la forma de entrada del agua el dimensionamiento será diferente.

- **Represas**: Cuando las pendientes longitudinales son muy pronunciadas o cuando se quiera aumentar el tiempo de residencia el uso de estructuras de contención transversales o represas (ver Capítulo 25), formadas con madera o árido, permite controlar la velocidad y aterrazar la técnica.

- **Medio filtrante**: La cuneta puede construirse sobre un medio filtrante (ver Capítulo 25) para mejorar las funciones de tratamiento. El medio filtrante tiene un espesor de 45 a 90 cm, y un contenido en materia orgánica del 5% en peso, para aumentar el CIC y para el control de metales pesados disueltos.

- **Capa drenante**: Formada por un dren de fondo y una capa de material granular, suele emplearse cuando hay niveles freáticos altos o la infiltración del terreno subyacente es muy baja.

El proyectista puede seleccionar distintas variantes de cunetas vegetadas en función de los objetivos del diseño:

- **Cuneta Vegetada Básica (CVB):** Se emplea como un medio para transportar la escorrentía pluvial desde la calzada hacia otros SuDS. El proyectista puede diseñar esta cuneta para proveer un tratamiento total o parcial de sólidos suspendidos totales. El calado de diseño permitirá filtrar las escorrentías a lo largo del canal vegetado.

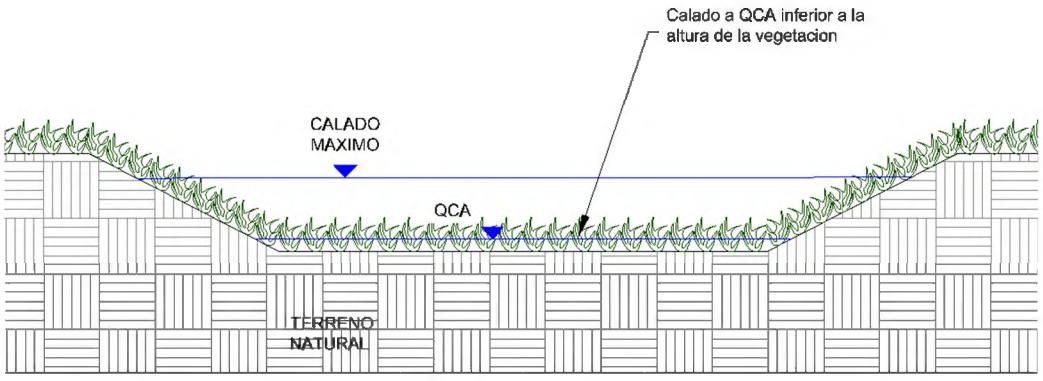


Figura 12-3. Sección tipo de una cuneta vegetada básica

- **Cuneta Vegetada Mejorada (CVM):** El proyectista puede utilizar enmiendas o un medio filtrante en la base del canal vegetado para proveer control de metales pesados disueltos. El uso de compost como enmienda del suelo (ver Capítulo 25) en el fondo del canal permitirá también un mayor control hidráulico y detracción. Esta cuneta puede o no incluir una capa drenante en su base en función de la permeabilidad del suelo subyacente y de la viabilidad para la

infiltración en el emplazamiento. Puede llevar una geomembrana impermeable cuando quiera evitarse completamente la infiltración de las escorrentías o cuando exista riesgo de vertidos accidentales.

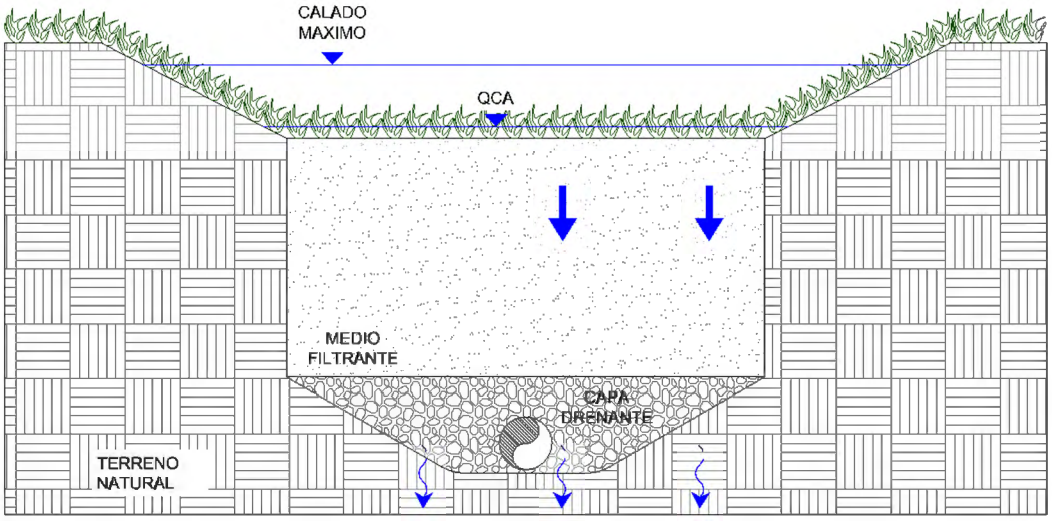


Figura 12-4. Esquema en sección de una cuneta vegetada mejorada con lecho filtrante subsuperficial y dren de fondo

- **Cunetas Vegetadas con Lámina de Agua Permanente (CVLAP):** Es una variación de la cuneta vegetada básica empleada cuando las pendientes longitudinales son muy tendidas, los niveles freáticos altos, o existe un aporte continuo de un caudal base a la técnica, que pueda generar condiciones de saturación hidráulica en el canal vegetado.

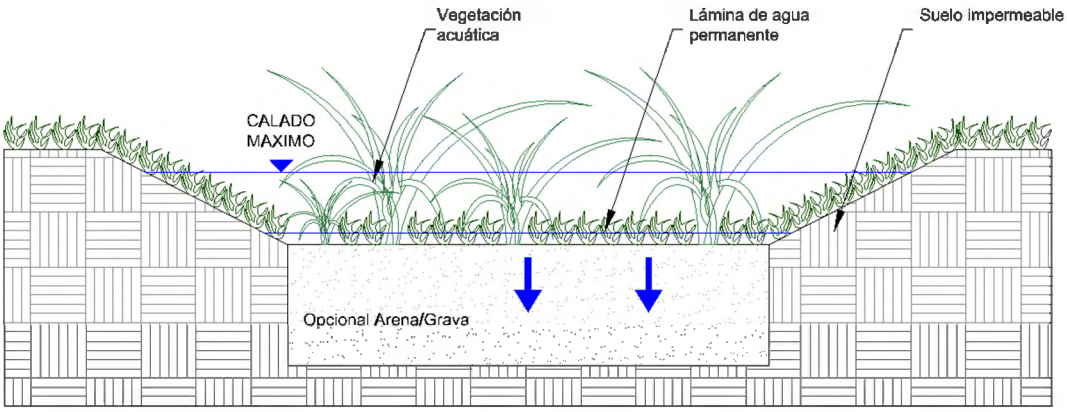


Figura 12-5. Esquema en sección de una cuneta vegetada con lámina de agua permanente

Los suelos saturados de agua pueden generar que la vegetación herbácea muera en un corto espacio de tiempo, por lo que se requiere una especial selección de plantas para esta variante. Esta vegetación, generalmente de

mayor porte y densidad, requiere un dimensionamiento diferente para poder seguir proveyendo un control de sedimentos debido a que no drena completamente. Esta variante requiere una ocupación en planta que duplica la de las otras variantes. La CVLAP requiere una mayor superficie de ocupación debido a las diferencias en la vegetación establecida en un ambiente con agua permanente. La circulación hídrica prolongada crea unas condiciones que dan lugar a vegetación menos densa que requieren de un aumento del área de tratamiento para lograr una adecuada eliminación de contaminantes.

12.2 CAPACIDAD DE TRATAMIENTO

Las cunetas vegetadas proporcionan tratamiento de las escorrentías pluviales mediante el contacto con la vegetación del canal. El principal mecanismo de eliminación de contaminantes en la CVB y la CVLAP es la sedimentación de materias en suspensión en el canal vegetado y la filtración por parte de la vegetación. El medio filtrante en la CVM incluye, además, procesos de adsorción e intercambio catiónico para el control de metales pesados disueltos.

El factor más relevante en el rendimiento de tratamiento de esta técnica es el tiempo de residencia de las escorrentías a lo largo de la misma (pendientes longitudinales y transversales, calado y velocidad del fluido), y es clave para que los rendimientos de eliminación de contaminantes sean efectivos.

La mejora de los suelos con enmiendas y el uso de represas, proveerán mejores tasas de infiltración y aumentarán el tiempo de residencia, lo cual permitirá aumentar la eliminación de contaminantes disueltos mediante la adsorción a las partículas de suelo.

La asimilación por parte de la vegetación es un mecanismo de tratamiento limitado pero importante en esta técnica. Este proceso permite eliminar algunos contaminantes orgánicos e inorgánicos por la vegetación mediante la asimilación de nutrientes y su bioacumulación en los tejidos vegetales. La fotólisis y volatilización también juegan un papel relevante en la eliminación de compuestos orgánicos en esta técnica.

La densidad y porte de la vegetación influye sobre la capacidad de depuración de las cuentas vegetadas. Las mejores tasas de eliminación se han conseguido con césped denso en los que se mantiene una altura de hierba uniforme de al menos 5 cm por encima del calado al caudal de tratamiento (FHWA, 1995). Un recubrimiento con vegetación demasiado corta no proporciona suficiente ralentización del fluido circulante o filtración de contaminantes. Algunas recomendaciones establecen que una vegetación demasiado larga tiende a doblarse y aplanarse, permitiendo que la escorrentía discurra sobre la hierba y no a través de esta. No obstante estudios recientes han demostrado que este fenómeno no compromete la capacidad de depuración por lo que no se considera estrictamente necesario mantener la hierba corta en todas las cunetas.

Los rendimientos de eliminación de las escorrentías viarias en las cunetas vegetadas son altamente variables. Estudios recientes han determinado tasas de eliminación de sedimentos (>25 micras) superiores al 50% en cunetas superiores a 30 m de longitud para un rango variable de pendientes longitudinales (0,5%-10%), ocurriendo la mayor eliminación en los 10-15m iniciales de la técnica (Lucke et al, 2014). Se han determinado reducciones importantes en las concentraciones medias de suceso para el cobre y zinc

total con valores medios del 60% pero los resultados una vez más son muy variables (Barret, 2008).

Las CVM permiten la eliminación de los metales pesados objetivo, Cu y Zn disuelto. Las fracciones particuladas de otros metales pesados ha mostrado ser efectiva en las cunetas vegetadas e incluso comparable a la de las mejoradas. La efectividad de este proceso depende de que la profundidad de fluido sea inferior a la altura de la hierba. Cuando la eliminación de fracciones particuladas de metales sea el objetivo del diseño, las cunetas vegetadas bien conservadas y mantenidas pueden ser la mejor opción debido a sus bajos costes de construcción y explotación a lo largo de su vida útil (Ekka *et al*, 2021).

Tabla 12-1. Rendimientos de eliminación de contaminación en cunetas vegetadas para estudios internacionales sobre escorrentías viarias y referencia adoptada para la evaluación de riesgos

Constituyentes		Concentración Efluente[1]			Rango Rendimiento Internacional (%)	Ref. Evaluación riesgos (%)[2]
		P25%	Mediana	P75%		
Constituyentes Medida Mínima 5						
SST (mg/L)		5,60	12,9; 6[1a]	33,0; 7,5[1a]	(91-93)[1a]; 48[1]	CVB 80% CVM y CVLAP 85%
Metales	Cobre total(µg/L)	3,40	6,50	42[1]	42[1]	CVM 40%
	Cobre-dis (µg/L)	3,56	5,10	22[1]	38[1a]	CVM 35%
	Zinc total(µg/L)	16,0	25,9	43[1]	43[1]	CVM 40%
	Zinc-dis (µg/L)	13,2	20,0	82[1a]; 42[1]	64[1a]; 42[1]	CVM 60%
Microcontaminantes	MP (mg/L) [3]	-	-	-	-	CVM 50%
	BaP (µg/L)[3]	-	-	-	-	CVM 50%
Otros						
HTP (µg/L)		0,11[1a]	0,69[1a]	1,72[1a]	(42-97); 81[1a]	CVM 75%
Plomo (µg/L)		0,694	1,66	4,00	52[1]	CVM 60%
Cadmio (µg/L)		0,165	0,20	0,26	33[1]	CVM 40%

1) Fuente: Use of the State Department of Transportation Portal to the International Stormwater BMP Database, AASHTO, 2020. Valores de mediana para el 95% de confianza. (1a) Valores de mediana para el 95% de confianza. Compost-Amended Biofiltration Swale Evaluation, WDOT, 2011.
2) Valor a emplearse en una evaluación especifica de riesgos.
3) Los microplásticos (partículas de desgaste de neumáticos) no disponen de datos relevantes contrastados a fecha de la presente publicación. Se asume que sus propiedades y grado de eliminación es similar al de otras partículas orgánicas de tamaño similar.

12.3 APLICACIONES

12.3.1 Funciones de la Técnica

Las cunetas vegetadas son especialmente útiles como alternativa a los sistemas convencionales de transporte longitudinal de la vía y como elementos de transporte hacia y desde otras técnicas de control, o técnicas SuDS, formando una cadena de gestión.

Las cunetas vegetadas permiten cumplir con la Medida Mínima 5. Su capacidad de control hidráulico es más limitada y solo suelen permitir gestionar las lluvias recurrentes. Su capacidad de reducir los volúmenes y caudales punta para precipitaciones de mayor magnitud es más limitada y depende en gran medida de pendientes, permeabilidad del terreno y variaciones alternativas en el diseño explicadas más adelante.

12.3.1.1 Control Hidráulico

Al ser principalmente elementos de transporte de las aguas pluviales la capacidad de atenuación de volúmenes de escorrentía es poco importante. Se deberá hacer uso de la topografía natural del lugar, y de líneas de drenaje natural en la mayor extensión posible, para promover la detracción de las aguas pluviales.

Las CVB y CVM permiten cumplir el objetivo de detracción establecido en la Medida Mínima 6 siempre que no están impermeabilizadas en su base. La CVLAP no proveerá la función de detracción salvo demostrado explícitamente en el diseño.

Tabla 12-2. Funciones de control hidráulico proporcionadas por las cunetas vegetadas

Tipología Cuneta	Control Volumétrico Escorrentía		Control Caudales	
	Detracción	Lluvias Extremas	Protección Hidromorfológica	Protección Inundabilidad
CVB	5 mm(1)	(3)	(3)	(3)
CVM	Min. 5mm(2)	(3)	(3)	(3)
CVLAP			(3)	(3)

(1) Cumpliendo criterios establecidos para la detracción, ver abajo.
(2) Mayor capacidad puede ser provista si se justifica en el diseño.
(3) Nivel de cumplimiento debe ser determinado por el proyectista.

Para las CV se deben cumplir los siguientes criterios mínimos para proveer la detracción mínima de 5 mm establecida el estándar de Control Hidráulico 1:

- La pendiente longitudinal de la CV no deberá exceder el 2% si el terreno subyacente no cumple los criterios para la infiltración. El área contribuyente no deberá exceder 6 veces el área superficial de la CV.

- Si la pendiente es inferior al 2% y se cumplen los criterios para la infiltración el área contribuyente podrá ser hasta 25 veces mayor que el área de superficie vegetada de la CV.

- No estar impermeabilizadas en su base.

Las cunetas vegetadas deberán generalmente acompañarse de otras técnicas para cumplir con la MM6, control hidráulico. La introducción en el diseño de represas, enmiendas del suelo, materiales filtrantes y capas granulares mejorarán la capacidad para el control de caudales punta y la reducción de volúmenes de escorrentía pluvial.

El área de la cuenca contribuyente, tipo de suelo, pendiente y dimensiones de la técnica influirán en el rendimiento hidráulico de la técnica. Las CVB deberán tener pendientes inferiores al 2% y los suelos subyacentes deberán cumplir con los requisitos mínimos para la infiltración para proveer reducciones de volumen y caudal para las precipitaciones extremas. La rugosidad superficial del canal vegetado permite ralentizar y reducir parcialmente los caudales punta.

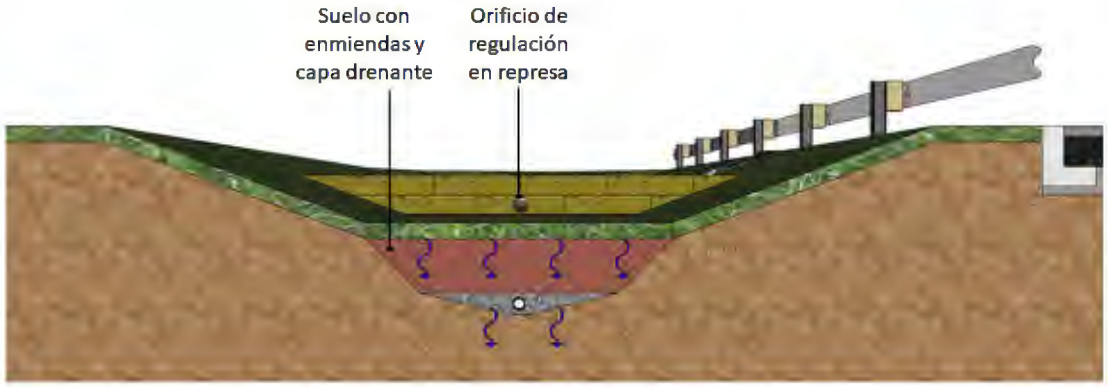


Figura 12-6. Esquema en sección de una cuneta vegetada con entrada lateral desde la vía y con represas para mejorar el control hidráulico

Para poder establecer el nivel de cumplimiento de control de volumen y caudal punta se deberá estudiar el diseño resultante mediante un modelo hidrológico u otros métodos adecuados conforme a los criterios hidráulicos establecidos en el Capítulo 6. Los volúmenes de escorrentía infiltrados y evacuados deberán incluirse en el informe estudio hidrológico previo para la autorización del proyecto por parte de INTERBIAK.

El alcance del control hidráulico para la reducción del volumen de escorrentía pluvial dependerá de la variante de diseño, la velocidad de infiltración del terreno subyacente, la extensión de la ADD, el área de la técnica y el tipo de vegetación.

12.3.1.2 Tratamiento de Escorrentías

Las CVM permiten cumplir con los objetivos de tratamiento de las aguas de escorrentía. Todas las variantes de diseño de cuentas vegetadas cumplen con el estándar de Control de Calidad 1 y 2 de la MM5.

Tabla 12-3. Funciones de tratamiento de las escorrentías proporcionadas por las cunetas vegetadas

Tipología Cuneta Vegetada	Cumplimiento Nivel Tratamiento					
	Sedimentos SST	Metales Disueltos		Microcontaminantes		Vertidos Accidentales
		Cu	Zn	MP	BaP	
CVB						
CVM						
CVLAP						

La aplicabilidad de la técnica para el ámbito de estudio debe ser analizada mediante la herramienta de toma de decisiones (ver Capítulo 10) una vez determinada la cuenca aportante, IMD, existencia de acuíferos o masas de agua subterráneas vulnerables a la contaminación y tras verificar el cumplimiento de los criterios del ámbito para la infiltración (ver Capítulo 7).

Para optimizar los procesos de depuración en la cuneta vegetada el tiempo de residencia o contacto entre la vegetación y las aguas de escorrentía debe maximizarse en la mayor medida posible y siempre por encima del mínimo establecido en los parámetros de diseño. El incumplimiento del tiempo de residencia en el diseño dará invalidez a la función de tratamiento de la técnica.

Las CVB proveen rendimientos muy variables entre eventos por lo que se recomienda su uso en conjunto con otras técnicas SuDS para cumplir la MM5. Se le asigna un rendimiento máximo del 80% en la eliminación de sedimentos. La CVB de entrada lateral puede usarse junto con la FF para proveer mejores resultados. Si los tratamiento son iguales o superiores pueden aportar funciones de control hidráulico y transporte, pero el proyectista no deberá considerar que proveen funciones adicionales de tratamiento.

Las CVLAP combinan los beneficios en cuanto al tratamiento de las escorrentías de los humedales y las CVB. Estas deberán emplearse cuando se vierta zonas sensibles al aporte de nutrientes ya que permiten mayores eliminaciones de nitrógeno que las otras variantes.

Tabla 12-4. Ejemplo de evaluación de la eliminación potencial de contaminantes objetivos proporcionada por una cuneta vegetada

Proceso Eliminación (1)	Relevancia del Proceso en las Cunetas Vegetadas (2)	Potencial Eliminación			
		SST (3)	Cu y Zn (4)	BaP (5)	MP (6)
Adsorción al sustrato	2	2	1,5	3	2
Sedimentación	1,5	3	1,5	3	3
Degradación microbiana	1,5	1	1	1	1
Filtración	2	3	1,5	3	3
Volatilización	1	NA	NA	2	1
Fotolisis	0,75	NA	NA	3	1
Asimilación vegetal	2	NA	1	3	NA
PUNTUACION TOTAL[(a)]		**16**	**11,75**	**28,25**	**17,75**

(a) Suma de los productos del valor de relevancia de cada proceso para la técnica (columna 2) por el valor del potencial de eliminación para cada contaminante (columnas 3-6). Cuando no es aplicable (NA) el proceso para la eliminación de un contaminante no suma.

Las CVM, debido al uso de compost pueden liberar mayores concentraciones de fósforo total por lo que no deben emplearse a menos de 400 m de distancia de zonas sensibles al aporte de nutrientes si lo suelos subyacentes no cumplen los criterios de viabilidad para la infiltración (ver Capítulo 7).

Las CVM permitirán cumplir con el objetivo de eliminación de sedimentos y metales disueltos. La CVM permitirá cumplir con el objetivo de tratamiento de microcontaminantes. Los microplásticos serán reducidos de forma significativa si son filtrados a través del sustrato con enmiendas de una CVM.

La adición de represas puede contener el vertido en la cuneta vegetadas antes de que alcance el medio receptor o la siguiente técnica. Pueden añadirse medios de contención secundarios aguas abajo de la cuneta. Cuando se usen para el cumplimiento del nivel 4 deberán valorarse si se requiere impermeabilizar el fondo del canal vegetado.

12.3.2 Viabilidad

La forma lineal de las cunetas las convierte en una técnica apropiada y versátil para carreteras y autopistas con limitaciones en la zona de dominio público. Pueden integrarse como una continuación natural de los arcenes y en las medianas de los viales. Lo taludes de un terraplén pueden diseñarse como una parte de la cuneta y son más efectivos cuando el fluido de agua tiene una menor velocidad, momento en el que desagua del trazado.

Sus costes bajos de construcción y explotación permiten integrar las cunetas vegetadas como una continuación natural de los arcenes o en las medianas de los viales para proveer funciones de tratamiento.

El talud de la cuneta vegetada contiguo a la vía puede diseñarse como una franja filtrante para proveer un mayor control hidráulico junto con el canal de la cuneta vegetada.

Figura 12-7. Cunetas vegetadas con bordillo discontinuo para entrada lateral de agua

El proyectista debe considerar siempre que sea posible las cunetas longitudinales de la vía como puntos potenciales para introducir canales vegetados que permitan tratar las aguas de escorrentía. Estos elementos sustituyen a colectores y sumideros,

eliminando un sistema de transporte muy efectivo en la concentración y movilización de contaminantes de la vía.

12.3.3 Limitaciones

Para un correcto funcionamiento de la práctica es preciso considerar las siguientes limitaciones:

- Para conseguir las funciones de tratamiento establecidas el tiempo de residencia hidráulica debe ser de 9 minutos, como mínimo, para el QCA (ver Capítulo 6). Si determinadas zonas de la vía que aportan escorrentías hacia la cuneta vegetada no cumplen este criterio no recibirán tratamiento en esta técnica.

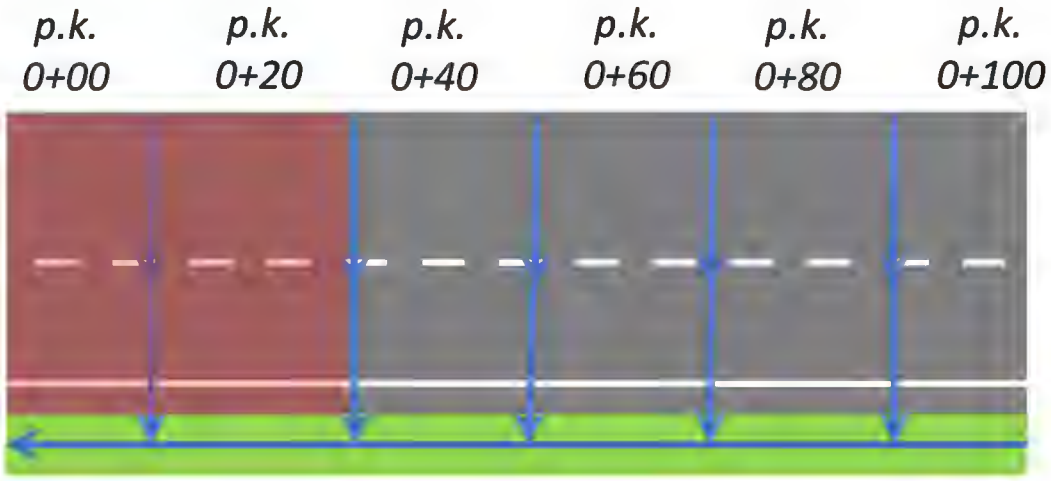


Figura 12-8. La escorrentía (flecha azul) que no recorre al menos 30 metros de longitud sobre la cuneta no cumplen el tiempo de residencia de 9 minutos, el área sombreada en rojo de la calzada no recibe tratamiento

- Las cunetas vegetadas con entradas de agua canalizadas deben contar con elementos de dispersión para controlar la velocidad erosiva de entrada y proteger el canal vegetado.

- Cuando la entrada sea única y en cabecera es recomendable proveer sistemas de pretratamiento, especialmente para las CVLAP. Cuando en la cuenca existan taludes sin una adecuada estabilización contra la erosión, y sus aguas no se segreguen de los de la plataforma, se deberá prestar especial atención a este aspecto.

- Cuando una entrada lateral aporte más del 10% de QCA esta entrada será la que limite el tiempo de residencia y se considerará la cabecera de la cuneta a efectos de cálculo.

- Las cunetas de geometría triangular solo se emplearán para pequeñas cuencas de aportación inferiores a 1000 m^2. Los canales trapezoidales permiten un

mayor tiempo de contacto escorrentía-vegetación, menores calados y mayor facilidad de mantenimiento.

- En viales con entrada lateral de escorrentía se deberá considerar el aumento del nivel de la lámina de agua sobre el canal vegetado con el aumento de área contribuyente. La lámina de agua a QCA deberá estar siempre por debajo de la altura de la hierba para proveer funciones de tratamiento. Las zonas de cuneta vegetada que excedan el calado máximo requerido para el tratamiento no proveerán tratamiento.

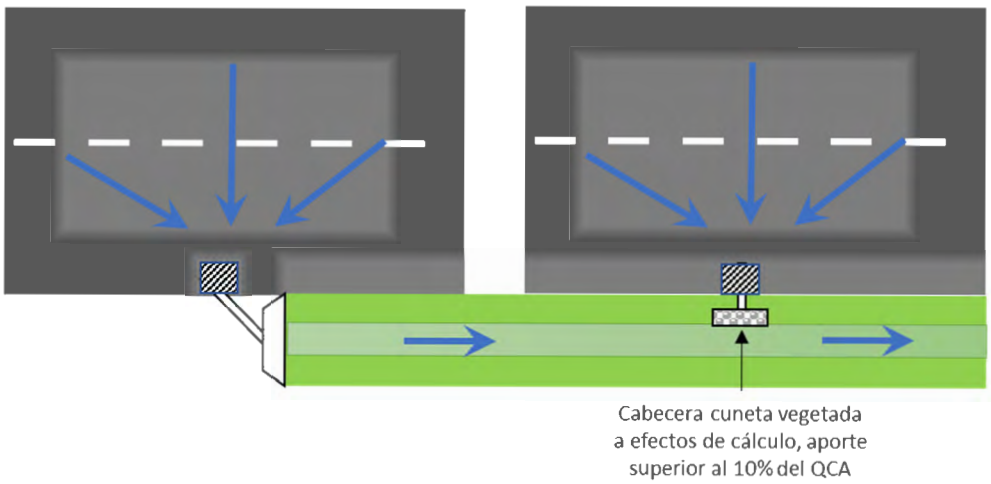


Figura 12-9. El segundo punto de entrada en el esquema se considera el punto de entrada del agua para calcular el TRH en la cuneta

- Las CVLAP deben usarse solo en paralelo y requerirán una estructura de reparto de caudales en cabecera para proteger la vegetación de daños. La vegetación de esta técnica, al contrario que las herbáceas, requerirá de varias semanas para volver a su posición vertical si es aplanada por el caudal de escorrentía.

- La velocidad de fluido debe ser no erosiva o la efectividad de la técnica se reduce y la erosión dentro del canal puede convertirse en un problema. Si el diseño no permite lograr velocidades de agua inferiores a las definidas en el apartado 12.4, se deben contrarrestar estos efectos empleando otras técnicas para el control hidráulico.

- No se deberán emplear cunetas vegetadas en suelos en los cuales no se pueda establecer una cobertura vegetal densa. Zonas de sombra donde no haya una exposición adecuada a la luz solar pueden inhibir el crecimiento de la vegetación. Asimismo, la presencia de árboles de hoja caduca puede requerir un mantenimiento más extensivo debido a la acumulación de hojas y ramas en la cuneta.

- En zonas donde exista un riesgo especial de aplicación excesiva de fertilizantes o herbicidas que puedan contaminar la escorrentía afectando a la vegetación debe descartarse el uso de esta técnica.

12.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

El diseño de las cunetas vegetadas requiere un control de la velocidad y el calado que aumente el tiempo de contacto entre las escorrentías pluviales y la vegetación del canal para promover los procesos de sedimentación, filtración e infiltración. Los criterios generales de diseño se resumen en la tabla 4.

Tabla 12-4. Resumen de criterios de diseño de cunetas vegetadas

Criterio o Parámetro	Valor / Criterio
Área contribuyente máxima	Máx. 2 ha Recomendado 1 ha
Pendiente longitudinal	CVB y CVM: 2 – 5 % CVLAP: <2% Con represas hasta 10%
Pendiente lateral máxima (sección trapezoidal)	Mín. 3H:1V (Si triangular 6H:1V)
Velocidad del fluido	0,3 m/s a QCA ≤ 1,5 m/s (no erosiva) a Q_{MAX}
Tiempo de residencia	Min. 9 min a QCA
Coeficiente de Manning a QCA	Ver tabla 12.5
Anchura de la base	CVB y CVM: 0,5 – 3 m CVLAP: 0.5-6 m
Profundidad fluido máx. a QCA (calado)	5 cm si siega habitualmente, 10 cm máx. CVLAP: 10cm
Resguardo	30 cm a Q_{MAX}
Longitud mínima	30 m, mayor que longitud del vial contribuyente L<30m solo funciones de pretratamiento
Altura vegetación	CVB y CVM: 10 - 15 cm CVLAP: Variable
Densidad vegetación	Alta (3000-9000 tallos/m^2) Cobertura superior al 95%
Represas	Necesarias con pendiente longitudinal >5%
Altura represas	10 - 30 cm
Dren de fondo	Requerido si pendiente < 2%

El diseño detallado de un estanque de retención puede realizarse mediante el siguiente procedimiento:

1. Diseño estructural y geometría.

2. Diseño hidráulico:
   a. Cálculo del área mojada, el perímetro mojado y el radio hidráulico.
   b. Determinaciones de pendientes, calados y velocidades.
   c. Sección de la cuneta.
   d. Determinación de la longitud y tiempo de residencia hidráulico.
   e. Diseño para transporte.

3. Diseño de elementos específicos:
    a. Represas.
    b. Vegetación.
    c. Enmiendas del suelo.
    d. Elementos de dispersión.
    e. Señalización y acceso.

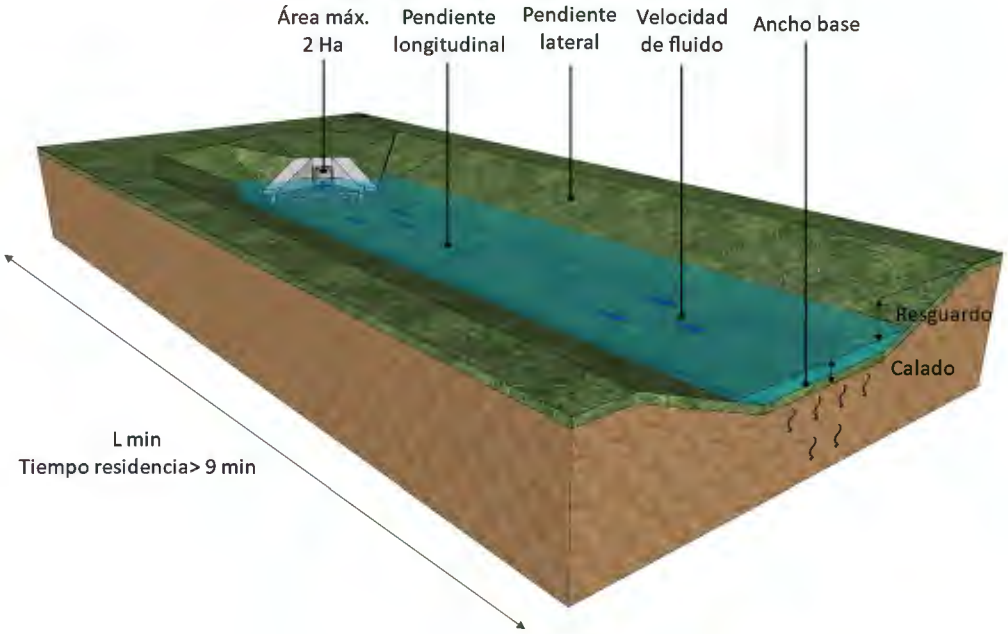


Figura 12-10. Sección esquemática con términos y dimensiones empleados en el diseño estructural de una cuneta vegetada

12.4.1 Diseño Estructural y Geometría

Se emplearán secciones transversales trapezoidales siempre que sea posible, o triangulares cuando la cuenca aportante sea inferior a 1.000 m^2. Las secciones trapezoidales son preferidas por su mayor área para el establecimiento de la vegetación y facilidad de mantenimiento.

La anchura de la base de la CVB y la CVM debe situarse entre 0,5 - 3 m. La anchura exacta de la base viene determinada por el calado máximo admisible. Los canales muy anchos, superiores a 3 m, son más susceptibles a la canalización del agua y tienen menor facilidad para proveer flujo difuso a lo ancho de la base durante toda la longitud de la cuenta vegetada.

Cuando el ancho de la base del canal calculado para la CVB y CVM sea superior a 3 m se pueden diseñar cunetas en paralelo. Cunetas con anchuras calculadas de hasta 4,5 m pueden dividirse por la mitad empleando bandas longitudinales de algún material no erosionable y resistente (plásticos, metal o madera). Estos elementos distribuirán el caudal para evitar el establecimiento de surcos y cárcavas. La base de la cuneta trapezoidal tendrá un ancho mínimo de 0,5 m que permita el uso de máquinas cortacésped.

La CVLAP requiere el doble del área que las otras variantes, la lámina de agua permanente y la baja pendiente de esta variante permiten incrementar su ancho hasta los 7,5 m.

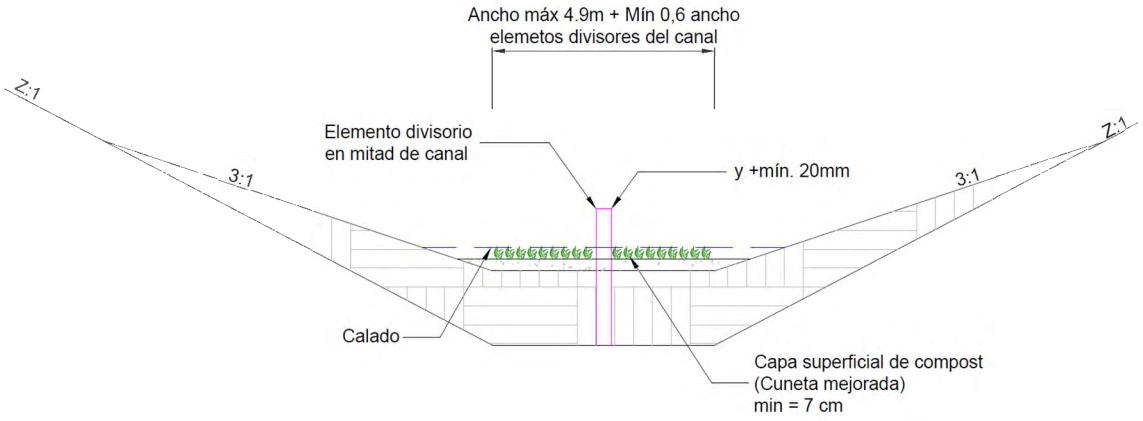


Figura 12-11. Esquema en sección de cuneta con división longitudinal

La pendiente longitudinal de la cuneta vendrá condicionada en gran medida por el entorno en el que se construya, pero debe encontrarse en un rango comprendido entre el 2-5% para las CVB y CVM. Las pendientes inferiores al 2% son susceptibles de generar encharcamientos, mientras que pendientes del 5-10% requerirán de la instalación de represas.

las pendientes laterales del canal se limitarán a 3H:1V para garantizar la estabilidad del talud. Las pendientes laterales deben ser lo más planas posibles, para facilitar el pretratamiento de la escorrentía (en caso de entrada lateral de agua), facilitar las operaciones de siega de las hierbas y conservar la seguridad vial. Las pendientes laterales en cunetas muy poco profundas (<15 cm) pueden llegar a tener pendientes superiores.

Las secciones triangulares se construirán con pendientes laterales 6H:1V o más tendidas. Este tipo de secciones se emplearán preferiblemente en aparcamientos y zonas de servicio y se deberán evitar en la medida de lo posible ya que tienden a aumentar la velocidad de fluido.

Las dimensiones del canal se determinan utilizando la ecuación de Manning y la ecuación de continuidad conforme al procedimiento descrito en el apartado siguiente. Se recomienda una longitud de canal de al menos 30 metros para proveer el tiempo de residencia necesario.

12.4.2 Diseño Hidráulico

12.4.2.1 Limitaciones del Área Drenante

Se considera que, en general, en las cunetas que transportan la escorrentía de áreas de drenaje de más de 2 ha, la velocidad y la profundidad del fluido a través de la

canalización se tornan demasiado grandes para tratar la escorrentía o prevenir la erosión del canal.

12.4.2.2 Método de Diseño

La sección geométrica de la cuneta determina el cálculo del área mojada, el perímetro mojado y el radio hidráulico. A continuación, se definen las ecuaciones de estos parámetros hidráulicos para la sección trapezoidal (para distintas geometrías consultar Anexo 2):

$$A = (b + z \cdot d)d \qquad \textit{(Ec. 12-1)}$$

$$P_m = b + 2 \cdot d\sqrt{z^2 + 1} \qquad \textit{(Ec. 12-2)}$$

$$R_h = \frac{A}{P} \qquad \textit{(Ec. 12-3)}$$

Donde:

A = sección transversal (m^2)
P_m= perímetro mojado (m)
R_h = radio hidráulico (m)
D = profundidad total de la cuneta (m)
T = anchura de la cuneta (m)
d = altura del agua/calado (m)
b = anchura de la base (m)
z = pendientes laterales 1V:Zh
T = ancho total de la cuneta (m)

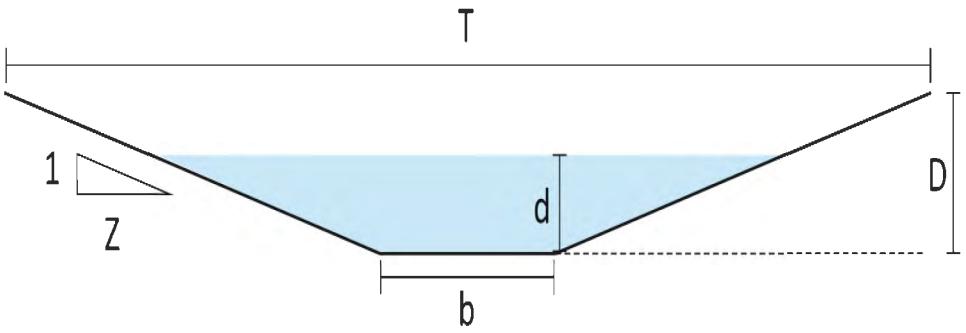


Figura 12-12. Esquema de las variables empleadas en el cálculo hidráulico de una cuneta trapezoidal

Entrada Única en Cabecera (CVB y CVM)

Las cunetas vegetadas con entrada única en cabecera requerirán comprobar el cumplimiento con el tiempo de residencia según el siguiente procedimiento:

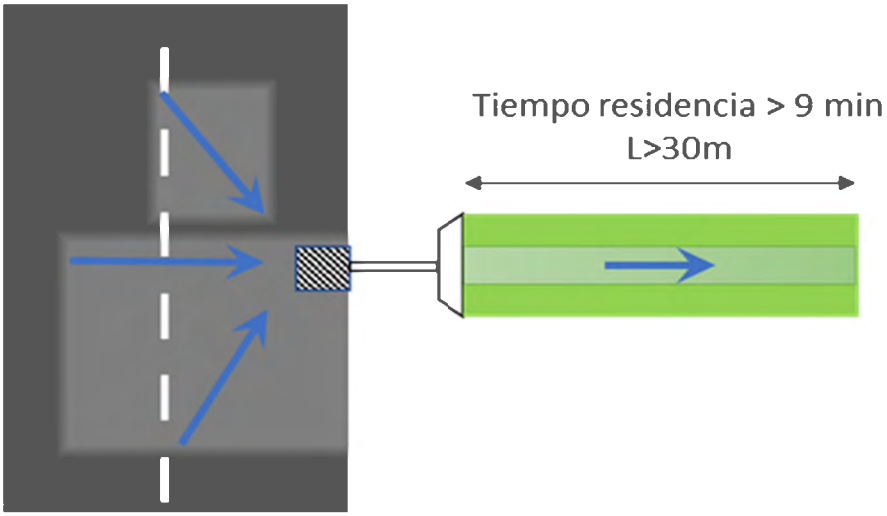


Figura 12-13. Cuneta vegeta con entrada única en cabecera

1. **Calcular el caudal de calidad de aguas (QCA)**. Calcular el QCA del ámbito de estudio conforme a lo estipulado en el Capítulo 6. Considerar el aporte de escorrentía de los taludes laterales de la cuneta a lo largo de la misma. El procedimiento más sencillo para calcular el QCA se basa en la aplicación del método racional mediante la siguiente ecuación:

$$QCA = \frac{C \cdot I \cdot A}{360} \qquad \textit{(Ec. 12-4)}$$

Donde:

QCA = caudal de calidad de aguas (m^3/s)
C = coeficiente de escorrentía (-)
I = intensidad asociada a la lluvia de percentil 90 de intensidad (mm/h)
A = área de la cuenca drenante (ha)

2. **Establecer la pendiente longitudinal de la cuneta (ver tabla 12.4).**

3. **Seleccionar un tipo de suelo y una cobertura vegetal adecuada para la cuneta vegetada (tabla 12.5).**

4. **Seleccionar el calado, de (tabla 12.4).**

5. **Establecer la sección de la cuneta (por ejemplo, trapezoidal).** Si se escoge otra sección, revisar el cálculo del radio hidráulico R, y la profundidad d. Con sección trapezoidal, el cálculo del radio hidráulico se obtiene a partir de:

$$R_h = \frac{A}{P_{mojado}} = \frac{A}{b + 2 \cdot d\sqrt{z^2 + 1}} \qquad \textit{(Ec. 12-5)}$$

Donde:

R= radio hidráulico del canal (m)
P_{mojado} = Perímetro mojado (m)
A = Área de la sección de canal (m^2)
b = Ancho de la base del canal (m)
d = altura de la lámina de agua (m)
z = relación de la pendiente lateral (1V:Zh)

6. **Usa la ecuación de Manning aproximando el radio hidráulico al de una cuneta de sección trapezoidal para obtener un valor del ancho de la cuneta de biofiltración**:

$$QCA = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \qquad \textit{(Ec. 12-6)}$$

Donde:

QCA = caudal de tratamiento (m^3/s)
n = coeficiente de rugosidad de Manning
A = área de la sección de la cuneta (m^2)
R = radio hidráulico de la cuneta (m)
S = pendiente longitudinal de la cuneta (m/m)

Si se considera una sección trapezoidal para la cuneta, a partir de la fórmula anterior se puede calcular la base de la cuneta conforme a:

$$B = \frac{QCA \cdot n}{d^{5/3} \cdot S^{1/2}} \qquad \textit{(Ec. 12-7)}$$

Donde:

B = anchura de la base (m)
QCA = caudal de calidad de aguas (m^3/s)
n = coeficiente de rugosidad de Manning
d = profundidad del agua
S = pendiente longitudinal (m/m)
Z = pendiente lateral 1V:zH

7. **Calcular el área mojada (A) para el QCA utilizando las ecuaciones de la del Anexo 2.**

8. **Cálculo de la velocidad a QCA:** La velocidad del fluido es una función del área mojada, la pendiente y la resistencia a la fricción de la vegetación. La siguiente expresión de la ecuación de Manning se utiliza para calcular la velocidad del fluido en un canal:

$$VQCA = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \qquad \textit{(Ec. 12-8)}$$

Donde:

VQCA = velocidad del fluido (m/s)
R = radio hidráulico (m)
S = pendiente longitudinal (m/m)
n = coeficiente de rugosidad de Manning

O también:

$$VQCA = \frac{QCA}{A} \qquad \textit{(Ec. 12-9)}$$

Donde:

VQCA = velocidad del fluido a QCA (m/s)
A = área mojada (m^2)

Si la VQCA > 0,3 m/s, se debe incrementar la anchura de la base o investigar modos de reducir el QCA y repetir los pasos 7, 8 y 9 hasta que VQCA sea inferior a 0,3 m/s. Una velocidad superior produce aplanamiento de la hierba reduciendo la capacidad de filtración.

Tabla 12-5. Coeficientes de rugosidad de Manning aplicados a cunetas vegetadas para el QCA

Suelo y Cobertura	Coeficiente de Manning
Mezcla de gramíneas y leguminosas en terreno natural compactado	0,20
Mezcla de gramíneas y leguminosas en tierra vegetal ligeramente compactada (1)	0,22
Mezcla de gramíneas y leguminosas sobre tierra vegetal ligeramente compactada con una capa de compost de 8 cm	0,35

(1) La capa de tierra vegetal es de al menos 20 cm de espesor.
(2) Las cunetas vegetadas no precisan compost multicapa, la capa de compost será de al menos 8 cm.
(3) Para calados superiores a 100 mm (altura vegetación) estos valores no podrán aplicarse.

9. Establecer la longitud de la cuneta, L (m):

$$L = VQCA \cdot t \qquad \textit{(Ec. 12-10)}$$

Donde:

VQCA = velocidad del fluido para el QCA
t = tiempo de residencia (s)≥ 540 s

10. Si no hay espacio suficiente para las dimensiones calculadas considerar las siguientes soluciones:

- Segregar el drenaje del lugar y dirigirlo hacia varias cunetas vegetadas.
- Utilizar otras técnicas aguas arriba de la cuneta vegetada para obtener una velocidad de fluido más baja.
- Modificar el calado si es posible (tabla 12.4).
- Reducir la superficie de la actuación de tal forma que se gane espacio para el canal vegetado.
- Reducir la pendiente longitudinal usando una geometría sinuosa, a modo de meandro, a lo largo del canal vegetado.

- Ubicar la cuneta dentro o alrededor de otra técnica de tratamiento de aguas pluviales.

11. **Comprobar el resguardo:** El proyectista debe realizar una comprobación del resguardo entre la elevación máxima del agua y la parte superior de la cuneta para la combinación del caudal máximo esperado y la menor cobertura-altura de la vegetación. El caudal máximo esperado será el asociado al periodo de retorno de 25 años. La comprobación del resguardo no será necesaria cuando la cuneta se encuentre en paralelo a la red de transporte o sistema de detención.

    - Calcular velocidad y calado para el caudal esperado a T=25 años. Seleccionar un coeficiente de Manning n = 0,03 o el más bajo posible según criterio de proyectista.

    - Comprobar que la profundidad de la cuneta es superior al calado para T=25 años y que existe un resguardo mínimo de 300 mm.

    - La velocidad máxima admisible depende de la cobertura vegetal. La mayoría de las coberturas de hierba establecidas permiten velocidades entre 1 y 1,8 m/s. Para simplificar, se considera que una velocidad de 1,5 m/s o inferior es una velocidad no erosiva en cunetas vegetadas.

Entrada Lateral no Canalizada

El cálculo para determinar la longitud de la cuneta tiene como objetivo conseguir un tiempo de residencia medio de 9 minutos en la técnica. Asumiendo una entrada lateral de escorrentía equitativa a lo largo del vial se asume un tiempo de residencia inicial de 18 minutos para el diseño. Esto permite compensar el tiempo de residencia para las escorrentías que se incorporan aguas abajo de la técnica.

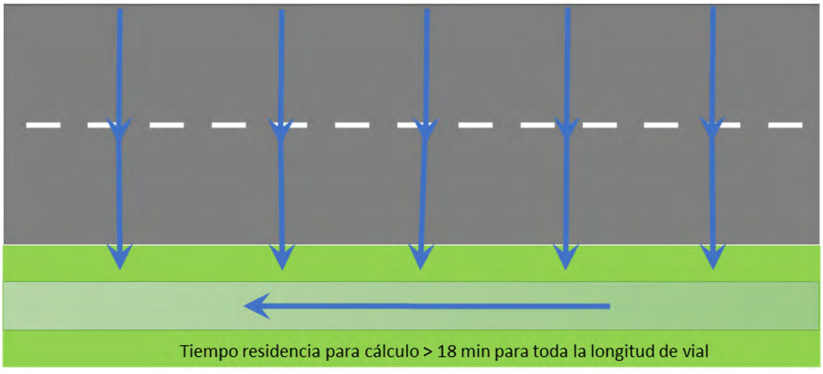


Figura 12-14. Cálculo del tiempo de residencia a lo largo de toda la longitud de la cuneta vegetada

Emplear el mismo método de diseño anteriormente descrito hasta el paso 6.

En caso de pretender ajustar un tiempo de residencia inferior a 18 minutos, considerando los beneficios del flujo laminar a través de las pendientes laterales que vierten a la cuneta (pendiente 3H:1V o inferior y longitud >1,5 m), se puede sustituir el paso 7 del método de cálculo por los siguientes:

7. Calcular el área mojada, A, a QCA utilizando las ecuaciones de la del Anexo 1.

7.a. Determinar el área de la sección transversal de la cuneta (igual que en el método anterior).

7.b. Dividir la cuenca de drenaje de la cuneta en áreas contribuyentes discretas de tal modo que ninguna contribuya más del 10% del total del caudal total. Incluir solamente áreas que entren en flujo difuso a través de las pendientes laterales de la cuneta vegetada.

7.c. Determina la velocidad de fluido a través de cada sección de pendiente lateral, $v_{n,pl}$ (m/s), empleando los pasos 1-3 del método de diseño de franjas filtrantes vegetadas (ver Capítulo 11).

7.d. Determina el tiempo de residencia hidráulico en cada sección de pendiente lateral vegetada, $t_{n,pl}$ (s), para cada área empleando:

$$t_{n,pl} = \frac{L_{n,pl}}{v_{n,pl}} \qquad \textit{(Ec. 12-11)}$$

Donde:

$L_{n,pl}$ = longitud de la pendiente lateral de la cuneta de la n- ésima cuenca (m).

7.e. Determina el tiempo de residencia hidráulico ponderado, $t_{medio,pl}$, para el conjunto de los caudales afluentes a la cuneta por medio de:

$$t_{medio,pl} = \frac{[Q_1(t_{1,pl}) + Q_2(t_{2,pl}) + \ldots + Q_n(t_{n,p})]}{Q_{total,p}} \qquad \textit{(Ec. 12-12)}$$

Donde:

Q_n = caudal de n-ésima área contribuyente n (m^3/s)
$Q_{total,pl}$ = suma de los caudales circulantes por todas las secciones de pendiente lateral (m^3/s)

7.f. Determinar el tiempo de residencia hidráulico ajustado, t_{aj} (s,) usando:

$$t_{aj} = t_{medio,pl} x R_h \qquad \textit{(Ec. 12-13)}$$

Donde:

R_h = $Q_{total,pl}$ / QCA
QCA = caudal de calidad de aguas

7.g. La cabecera de la cuneta debería estar aguas arriba de los taludes laterales vegetados y la base de la cuneta se sitúa a lo largo de todo el pie de los taludes laterales contribuyentes. El tiempo de residencia de diseño se obtiene de descontar el t_{aj} a 1080 s (18 min).

Continuar con los pasos 8 a 10 del procedimiento propuesto anteriormente, incluyendo en el paso 9, el tiempo de residencia de diseño obtenido en el paso 7.g.

Cunetas Vegetadas con Lámina de Agua Permanente

Las CVLAP deben instalarse siempre en paralelo por lo que requieren una estructura de reparto de caudales en cabecera.

Usar el mismo método de cálculo que la CVB con entrada en cabecera considerando una profundidad de lámina de agua de 10 cm a QCA. El cálculo de resguardo no se requiere ya que la técnica debe instalarse en paralelo.

Cuando haya un aporte de caudal base continuado, el diseño de la CVLAP requiere duplicar el área (entendida como ancho de la base de la cuneta por longitud) obtenida por medio del método de cálculo de la CVB con entrada en cabecera. Cuando se use como elemento de transporte de la escorrentía a la salida de una balsa o estructura de control hidráulico se duplicará también el área.

Se debe guardar una relación longitud-anchura de 5:1, pudiendo aumentar el ancho hasta 7,5 m sin requerir elementos divisores longitudinales.

Cuando la pendiente longitudinal sea mayor al 2% el proyectista debe aterrazar la CVLAP para que cada sección tenga una pendiente igual o inferior al 2%. Las represas pueden emplearse para aterrazar la CVLAP.

12.4.2.3 Diseño para Transporte

El dimensionamiento hidráulico de las cunetas vegetadas, salvo la CVLAP, considera el caudal máximo correspondiente al periodo de retorno T=25 años recogido en la 5.2 IC por lo que generalmente se instalaran en línea cuando se incluyen en el drenaje de plataformas y márgenes.

En el drenaje transversal y si no existen un control hidráulico previo se deberán usar elementos de reparto de caudales o comprobar el cálculo para el periodo de retorno fijado, generalmente T=100 años.

Precipitaciones superiores a las de diseño de la cuneta vegetada requerirán vías de desagüe de los caudales excedentes. El proyectista puede incluir elementos de rebose cuya coronación se encuentre a una elevación superior a la de la lámina de agua más desfavorable en el diseño para transportar los caudales excedentes. Debido a la naturaleza lineal de esta técnica es posible que se requieran varios reboses. Los elementos de rebose deberían ubicarse lo más cerca posible a la cabecera para minimizar el riesgo de erosión y resuspensión de contaminantes generado por estos fenómenos.

La capacidad de transporte y rutas de desagüe para precipitaciones superiores a las de diseño deberá comprobarse mediante los métodos establecidos en el Capítulo 6.

12.4.3 Diseño de Elementos Específicos

12.4.3.1 Represas

Las represas son estructuras permanentes que reducen la pendiente efectiva de la cuneta, aumentan el volumen de almacenamiento y el tiempo de residencia hidráulica. Las represas deben utilizarse en serie, con la coronación de la represa aguas abajo a la misma altura que la parte inferior de la represa aguas arriba (ver Capitulo 25).

Los criterios de diseño que deben considerarse en el diseño de estos dispositivos deben tener en cuenta los criterios de seguridad vial y se debe valorar la necesidad de reforzar las barreras, todo ello de forma coherente con la serie normativas "Orden Circular 35/2014 sobre criterios de aplicación de sistemas de contención de vehículos" (Ministerio de Fomento, 2014).

12.4.3.2 Vegetación

Las características asociadas a vegetación en cunetas son asimilables a las referidas a franjas filtrantes (ver Capítulo 11). Las herbáceas deben poseer tallos elevados y cubriciones densas que puedan soportar las velocidades de fluido consideradas en el diseño.

Para maximizar la eficacia del tratamiento de la cuneta, la vegetación debe ser lo más densa posible. Deberá alcanzar una cubrición del 90% tras la época de plantación.

En el caso de cunetas de base húmeda, la vegetación a emplear en la zona inundable de la cuneta es equiparable a la empleada en humedales (ver Capítulo 21).

12.4.3.3 Enmiendas del Suelo y Medios Filtrantes

El proyectista deberá emplear enmiendas y abonados realizados *in situ* para el diseño de las CVM o cuando el suelo no tenga las condiciones adecuadas para sustentar las plantaciones y siembras seleccionadas. El suelo puede mejorarse mediante enmiendas conforme a las especificaciones del apartado (ver Capítulo 25).

Las CVM también podrán incluir un medio filtrante en la base de canal vegetado conforme a las especificaciones la técnica de biorretención (ver Capítulo 17).

12.4.3.4 Elementos de Dispersión

Los elementos de dispersión serán requeridos en las incorporaciones de flujos canalizados a un determinado tramo de la cuneta vegetada (ver Capítulo 25).

La función de pretratamiento para la cuneta puede ser llevada a cabo en el terraplén del vial que generalmente se conforma como franja filtrante vegetada estrecha (ver Capítulo 11). En los diseños en los que la incorporación de la escorrentía se realiza de forma difusa a través del talud del vial, la pendiente lateral de la cuneta realiza la función de pretratamiento para la técnica.

12.4.3.5 Señalización y Acceso

El proyectista deberá proveer acceso para poder mantener los elementos de disipación y poder entrar en la técnica con una segadora. Para cualquier otro requisito, incluida la señalización ver Capítulo 26.

12.5 REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

12.5.1 Excavación y Preparación del Terreno

El diseño y construcción de la cuneta vegetada debe considerar la topografía, geología y características ambientales de su ocupación y las áreas contiguas. El área de ocupación de la técnica debería estar claramente definidas (mediante señalización y vallas) antes de comenzar los trabajos de la obra para evitar la alteración las condiciones de los suelos durante la construcción. No debe permitirse el tráfico de vehículos, excepto el utilizado específicamente para la construcción de la técnica.

La preparación del terreno seguirá las recomendaciones de las franjas filtrantes (ver Capítulo 11). Los pasos constructivos se resumen en los siguientes puntos:

- Excavación y perfilado de la sección de la cuenta. Se deberá evitar la compactación excesiva y/o la alteración del terreno con maquinaria pesada. En la medida de lo posible, la maquinaria debe operar desde los laterales de la cuneta vegetada.

- Añadir o instalar capa drenante, enmiendas o medio filtrante si se incluyen en el diseño.

- Instalar represas conforme a planos constructivos si se incluyen en el diseño.

- Proceder a la siembra o hidrosiembra del canal y los taludes, aplicar mantas contra la erosión si se requieren.

Figura 12-15. Vista de las cunetas vegetadas previa a la plantación de la cubierta vegetal

- Verificar y poner en servicio. Pequeños desniveles pueden comprometer las condiciones de flujo por lo que la cuneta deberá estar bien perfilada y acabada en cuanto a nivelaciones.

12.5.2 Control de la Erosión y Sedimentos

La cuneta vegetada no debe entrar en operación hasta que la cuenca contribuyente está lo suficientemente estabilizada. Cuando sea posible desviar la escorrentía durante el periodo de establecimiento de la vegetación. Cuando esto no sea posible proteger las zonas plantadas con medidas adecuadas de control contra la erosión (redes orgánicas, geomallas, etc.).

Deberán proveerse métodos de pretratamiento adecuados. Valorar tras la construcción la necesidad de retirar sedimentos y restaurar la vegetación tras la construcción. El mantenimiento de las estructuras de pretratamiento es crítico para su efectividad en la eliminación de sedimentos.

El control de la erosión y sedimentos deberá recoger lo estipulado en el PCTES durante la construcción de la técnica. Los sistemas de pretratamiento si se incluyen deberán instalarse antes de construir la cuneta para proteger la técnica.

12.5.3 Siembra o Cubrición con Vegetación

Ver requerimientos para franjas filtrantes (Capítulo 11). Comprobar que las propiedades del suelo o tierra vegetal son adecuadas y conforme a la especificación de proyecto.

La siembra, plantación e instalación del posible revestimiento se realizará según los planes aprobados y de acuerdo con la lista de plantación final. Realizar la plantación en la cuneta en una época del año en la que sea más probable su establecimiento efectivo. Puede ser necesario el riego temporal en períodos de poca lluvia o sequía. La vegetación debe establecerse lo antes posible para evitar la erosión y la socavación.

12.5.4 Verificación y Puesta en Servicio

Una vez que la franja filtrante tenga una vegetación suficientemente arraigada y tras comprobar que el área drenante está estabilizada la técnica podrá ponerse en servicio.

- Es muy importante que la vegetación de la franja filtrante esté completamente desarrollada antes de recibir la escorrentía pluvial desde la calzada. En caso de no ser posible deberá estabilizarse y protegerse con mallas orgánicas u otros medios.

- Si más del 30% del área está descubierta de vegetación después de cuatro semanas será necesario resembrar, o replantar, para lograr una cobertura del 90%. Se puede considerar la posibilidad de utilizar hierbas o mezclas de siembra alternativas en caso de que la vegetación seleccionada no se arraigue y desarrolle.

- Verificar cotas y planos *as built* conforme a diseño. Comprobar taludes laterales, pendientes, láminas de agua, represas, etc.

- Comprobar elementos de pretratamiento conforme a planos y en operación.

- Verificar o ensayar permeabilidad del medio filtrante.

Entregar a los servicios de conservación y explotación el plan de mantenimiento incluyendo detalles de la garantía de las plantaciones, planos *as built* y las acciones y condiciones para su adecuado mantenimiento.

12.6 CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN

El mantenimiento de las cunetas vegetadas es relativamente sencillo y, por lo general, sólo debería requerirse una pequeña cantidad de trabajo adicional con respecto a lo necesario para mantener una zona verde viaria estándar.

El fallo más común de esta técnica es la falta de cubrición vegetal necesaria para el tratamiento del agua. Este aspecto deberá supervisarse durante todo el primer año de servicio y añadir cubrición vegetal para alcanzar como mínimo el 90% de cobertura. Otros problemas comunes pueden ser:

- Sedimentación excesiva. Debido generalmente a cuenca desestabilizada o pretratamientos no mantenidos. Se deberá estabilizar la cuenca lo antes posible para evitar aportes incontrolados hacia la técnica.

- Erosión en las entradas canalizadas de agua debido a incorrecta ejecución o diseño del disipador. Requerirá corregir el elemento de disipación o la entrada de agua para garantizar velocidades no erosivas hacia el canal vegetado.

- Flujos de escorrentía no contemplados hacia la técnica que generen erosión. Se deberán eliminar aportes externos de agua no contemplados en el diseño o proveer entradas controladas según lo requerido.

- Establecimiento incontrolado de malas hierbas. Se deberá limitar su presencia mediante adiciones de mantillo, retiradas manuales o herbicidas aplicados de forma controlada.

Durante el primer año de puesta en operación deberán realizarse las siguientes acciones:

- Riego de la vegetación si no hay precipitaciones hasta garantizar su correcto establecimiento.

- Comprobar cubrición de la vegetación mínima del 90%.

- Inspecciones mensuales o tras eventos significativos de precipitación de más de 10 mm.

- Comprobar que no hay evidencias de erosión en la técnica.

- Comprobar vaciado completo en 48 horas.
- Otras acciones requeridas establecidas en la tabla 12-6.

Debería proporcionarse un acceso adecuado a la cuneta vegetada para su inspección y mantenimiento. El principal requisito de mantenimiento de las cunetas vegetadas es la siega, que debería mantenerse entre una altura de 7,5 – 15 cm, para ayudar a filtrar los contaminantes y retener los sedimentos y para reducir el riesgo de aplanamiento durante los eventos de escorrentía. Sin embargo, se considera que las longitudes de vegetación más largas, cuando son apropiadas, no suponen un riesgo significativo para la funcionalidad.

Tabla 12-6. Necesidades de operación y mantenimiento de las cunetas vegetadas

Calendario de Mantenimiento	Acción Requerida	Frecuencia Típica
Mantenimiento Regular	Retirada de basura y residuos	*Trimestral o cuando se excede 1 m^3 por cada 100 m^2 de área*
	Corte de hierba – mantenimiento de la altura de hierba en el rango de diseño (7,5 – 15 cm)	La necesaria para mantener la altura de hierba considerada en el diseño
	Gestión de la vegetación y retirada de plantas molestas	Mensual (al inicio, después cuando sea necesario)
	Reemplazar vegetación cuando no se alcance el 90% de cobertura requerido	La que sea necesaria
	Inspección de entradas y salidas de agua, libres de obstrucciones y buen estado estructural	Mensual
	Área libre de sedimentos. Infiltración drena en menos de 48 horas si aplicable	Mensual (o cuando sea necesario)
	Retirar sedimentos de elementos de pretratamiento y canal vegetado (<30mm)	La que sea necesaria para pretratamientos. Canal vegetado bianual.
Mantenimiento Ocasional	Sembrar zonas con crecimiento pobre de la vegetación	Cuando no se alcance el 90% cubrición
Actuaciones Correctoras	**Condición**	**Acción Correctora**
	Reparación de la erosión u otros daños	Cuando sea necesario
	Escarificar y fresar la capa superior del suelo para mejorar el rendimiento de la infiltración, romper los depósitos de limo y evitar la compactación de la superficie del suelo	La técnica no vacía en 48 h
	Retirar vertidos accidentales si técnica posee represas	Cuando sea necesario

La hierba cortada debe retirarse fuera de la zona de la cuneta, para eliminar la liberación no controlada de nutrientes. En el caso de cunetas con lámina de agua permanente, no es necesario segar la vegetación. Sin embargo, puede ser conveniente retirar la vegetación muy densa en otoño, tras la muerte de las plantas, para evitar un aumento excesivo de materia orgánica en las aguas del medio receptor. Todas las

actividades de gestión de la vegetación deben evitar la propagación de especies invasoras.

Ocasionalmente, será necesario retirar sedimentos (por ejemplo, cuando los depósitos superen los 25 mm de profundidad), aunque esto puede minimizarse asegurándose que las zonas situadas aguas arriba estén estabilizadas e incorporando dispositivos eficaces de pretratamiento.

Cualquier daño estructural debido a la extracción de sedimentos o a la erosión deberá ser reparado e inmediatamente resembrado o plantado. La eliminación de la basura y de los desechos debe llevarse a cabo como parte del mantenimiento general del paisaje del emplazamiento.

12.7 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

AG (2013). "Standards and guidelines for municipal waterworks, wastewater and storm drainage systems". Alberta Government. Part 5 Stormwater Management Guidelines of a Total of 5 Parts.
https://open.alberta.ca/dataset/f57fec02-7de8-4985-b948-dcf5e2664aee/resource/aa3ba3a4-e415-4d85-ad66-496f98c9bc8e/download/part5-stormwatermanagementguidelines-2013.pdf

CIRIA (2015). "The SuDS Manual". Construction Industry Research and Information Association. London (UK).
http://www.scotsnet.org.uk/documents/nrdg/ciria-report-c753-the-suds-manual-v6.pdf

Claytor and Schueler. (1996). "Design of Stormwater Filtering Systems. Center for Watershed Protection. Chesapeake Research Consortium. Silver Spring, MD.
https://owl.cwp.org/mdocs-posts/design-of-sw-filtering-systems/

FHWA (2000). "Stormwater Best Management Practices in an Ultra-Urban Setting: Selection and Monitoring". Publication N0. FHWA-EP-00-002. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.
https://rosap.ntl.bts.gov/view/dot/25727

GEORGIA EPD (2016). "Stormwater management manual. Volume 2: Technical Handbook". Atlanta Regional Commission (USA).
https://cdn.atlantaregional.org/wp-content/uploads/gsmm-2016-edition-final-v2.pdf

MFOM (2019). "Norma 5.2-IC de la Instrucción de Carreteras. Drenaje superficial". BOE del 5 de junio de 2018. Serie Normativas. Ministerio de Fomento; Dirección General de Carreteras.
https://cdn.mitma.gob.es/portal-web-drupal/carreteras/52ic_fom2982016_err_fom1852017_res180326_consolidado.pdf

Ministerio de Fomento (2014). "Orden Circular 35/2014 sobre criterios de aplicación de sistemas de contención de vehículos". Ministerio de Fomento. Secretaría de Estado de Infraestructuras, transporte y Vivienda. Dirección General de Carreteras.

NORTH CAROLINA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION – NCDOT (2014). "Stormwater Best Management Practices Toolbox". NCDOT BMP Toolbox v2 4/2014. Raleigh (NC, USA).
https://connect.ncdot.gov/resources/hydro/HSPDocuments/2014_BMP_Toolbox.pdf

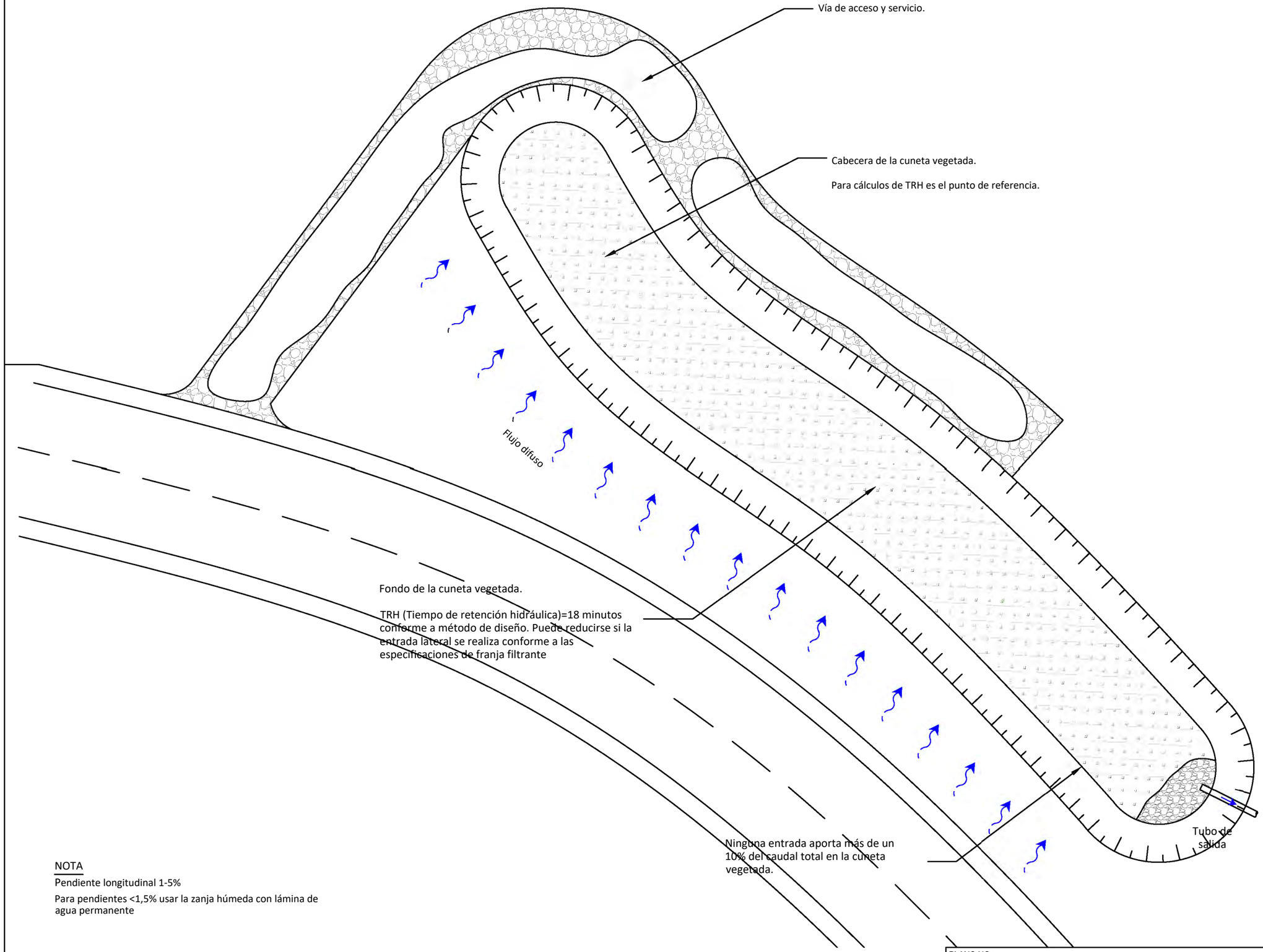
MARYLAND DEPARTMENT OF TRANSPORTATION (2005). "Grassed Swale Pollutant Removal Efficiency Studies". State Highway Administration Research Report. University of Maryland.
https://roads.maryland.gov/OPR_Research/MD-05-SP208B4E-Grassed-Swale-Pollutant-Efficiency-Study-Report.pdf

TENNESSEE DEC (2014). "Tennessee Permanent Stormwater Management and Design Guidance Manual". Tennessee Department of Environment and Conservation. Division of Water Resources. First ed. Tennessee, USA.
https://app.box.com/s/pdl1afehg00s1wwqa94d8qmizyptxw3i/file/25367692645

WASHINGTON DOT (2019). "Highway Runoff Manual". Washington State Department of Transportation. Engineering and Regional Operations. Development Division, Design Office. Washington, USA.
https://wsdot.wa.gov/publications/manuals/fulltext/M31-16/highwayrunoff.pdf

WESTERN SYDNEY (2004). "Water sensitive urban design technical guidelines for Western Sydney" URS Australia for the Upper Parramatta River Catchment Trust
https://catalogue.nla.gov.au/Record/3251868

ANEXO 1. PLANOS Y SECCIONES TIPO



NOTA

Pendiente longitudinal 1-5%

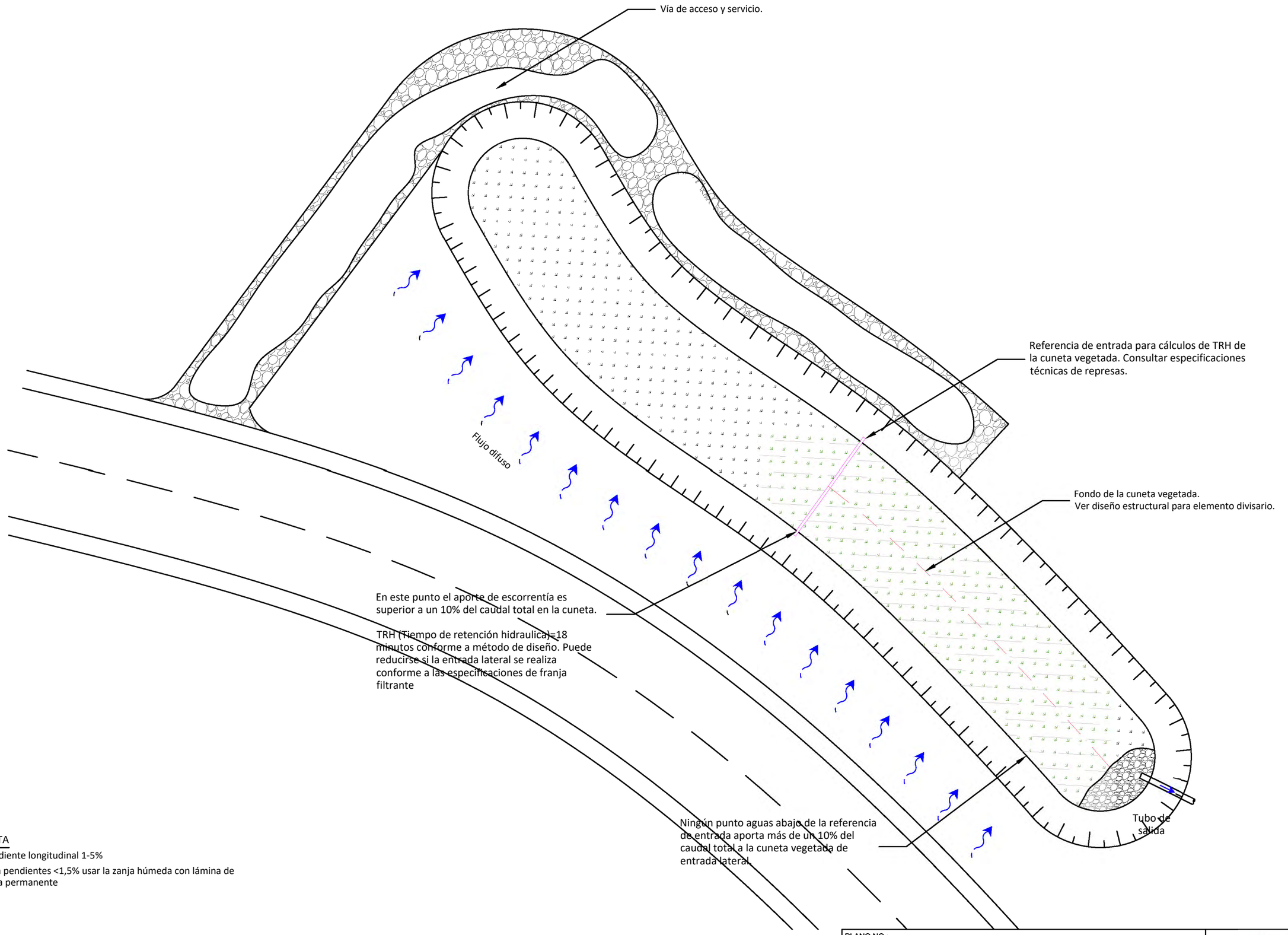
Para pendientes <1,5% usar la zanja húmeda con lámina de agua permanente

PLANO NO.:

CUNETA VEGETADA DE ENTRADA LATERAL (TR.3)

PLANTA TIPO

Bizkaia interbiak



NOTA

Pendiente longitudinal 1-5%

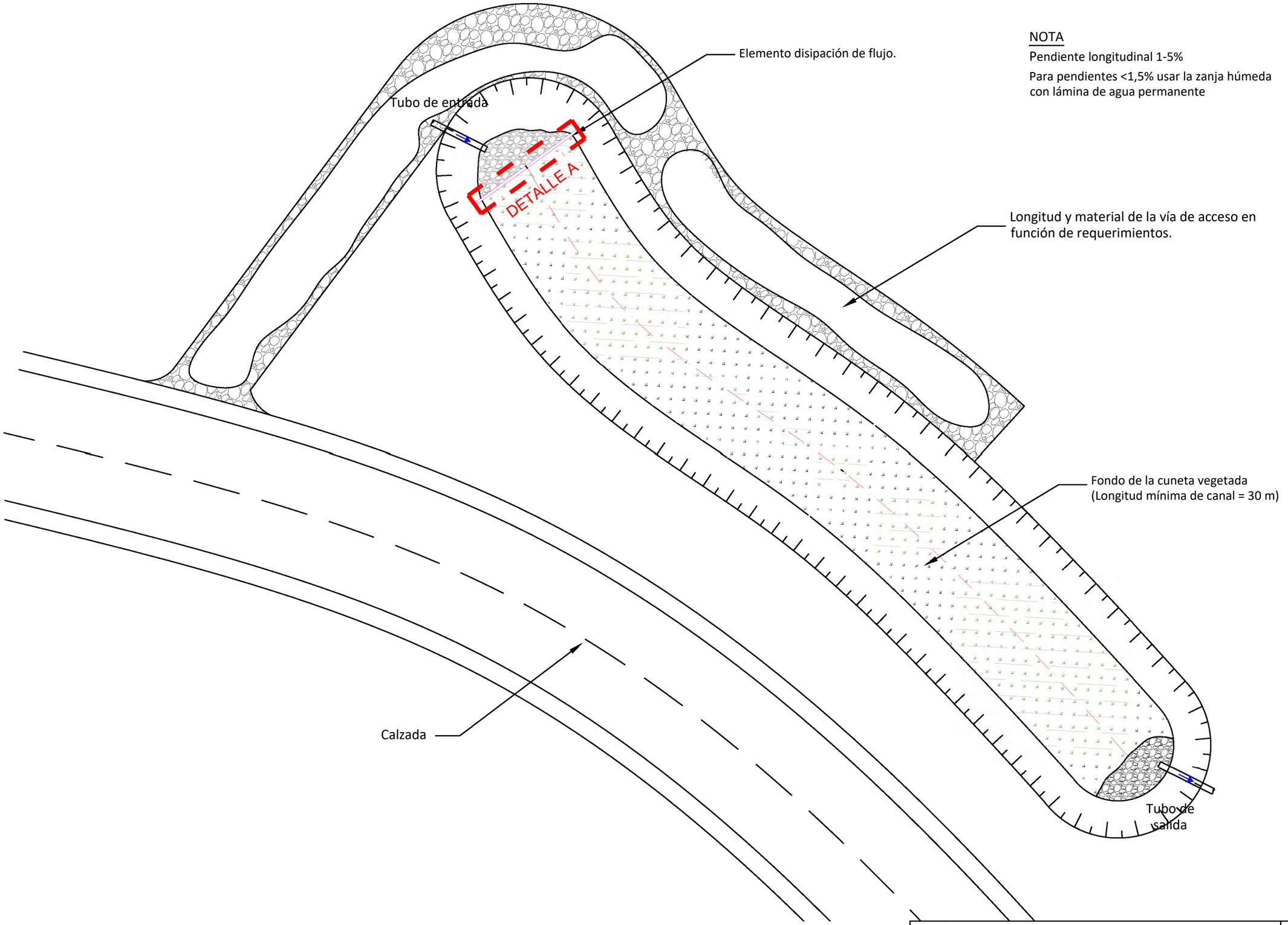
Para pendientes <1,5% usar la zanja húmeda con lámina de agua permanente

PLANO NO.:

CUNETA VEGETADA DE ENTRADA LATERAL (TR.3)

PLANTA TIPO - REF. CÁLCULO 2/6

Bizkaia interbiak



NOTA

Pendiente longitudinal 1-5%

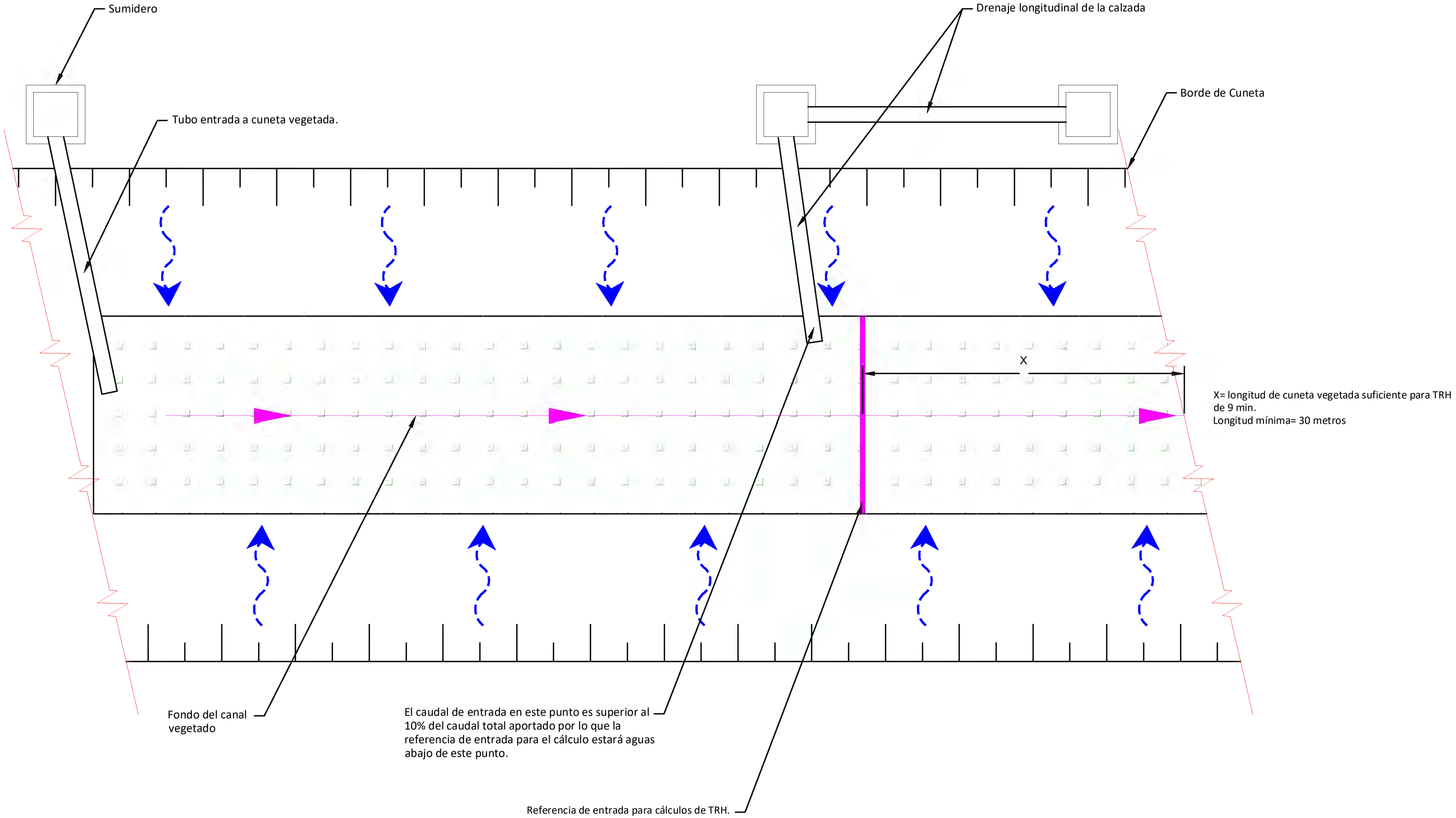
Para pendientes <1,5% usar la zanja húmeda con lámina de agua permanente

PLANO NO.:

CUNETA VEGETADA CON ENTRADA CANALIZADA (TR.3)

PLANTA TIPO

Bizkaia interbiak



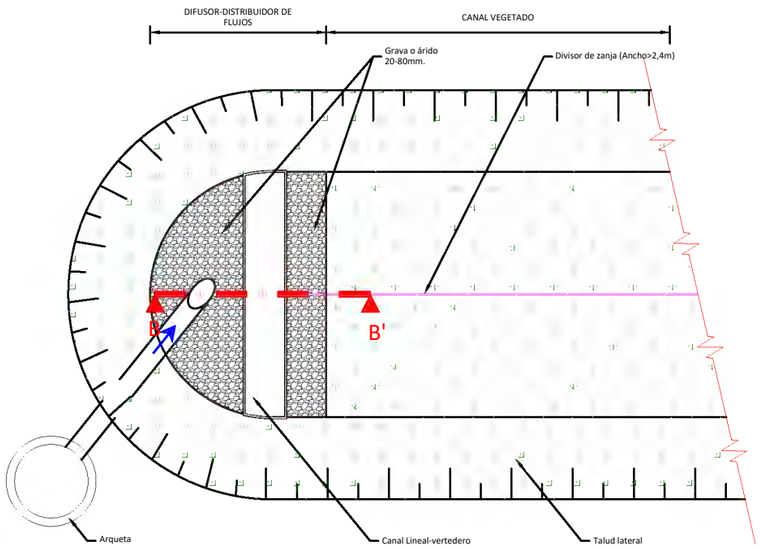
PLANO NO.:

CUNETA VEGETADA DE ENTRADA CANALIZADA Y LATERAL DIFUSA. (TR.3)

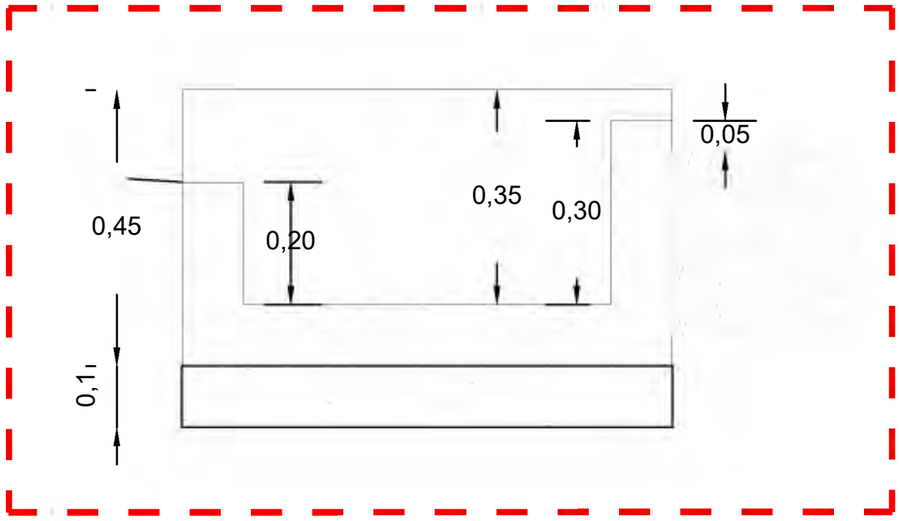
PLANTA TIPO

Bizkaia interbiak

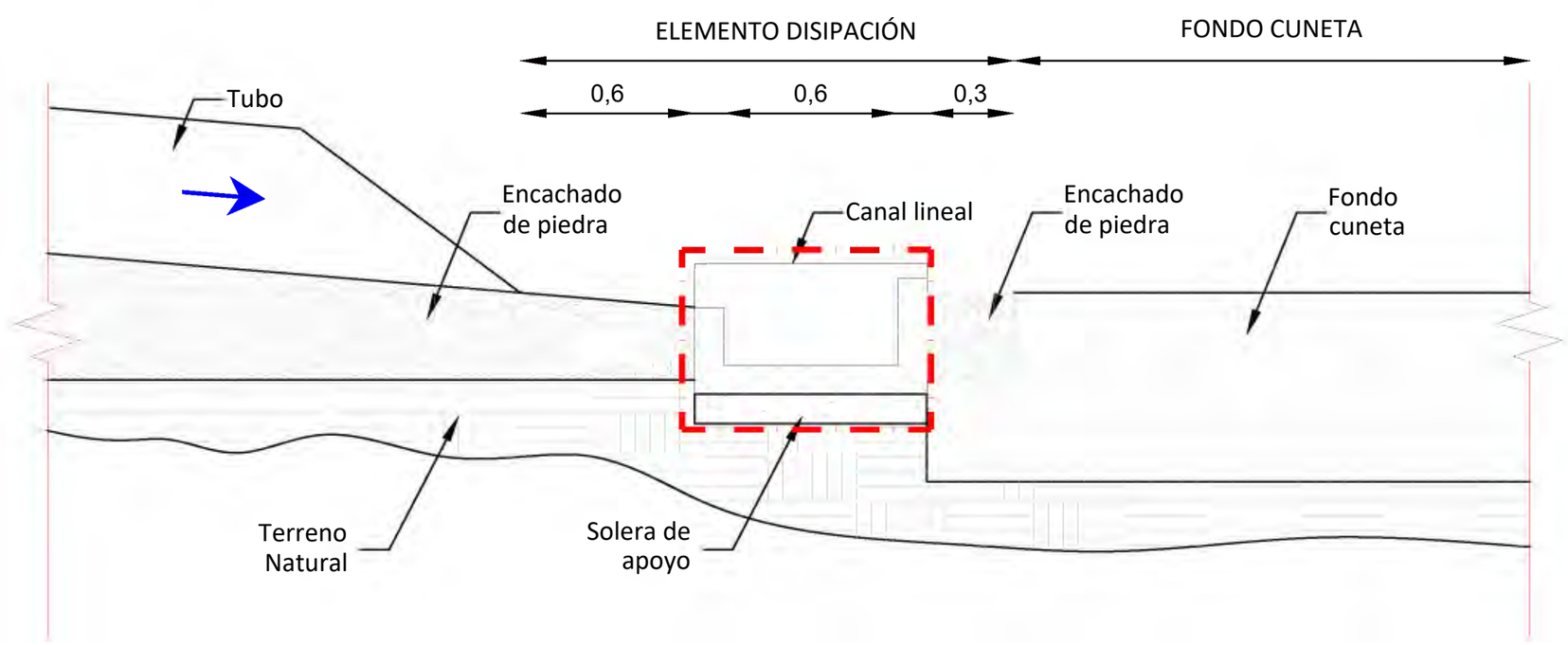
DETALLE A



CANAL LINEAL



SECCIÓN B-B'



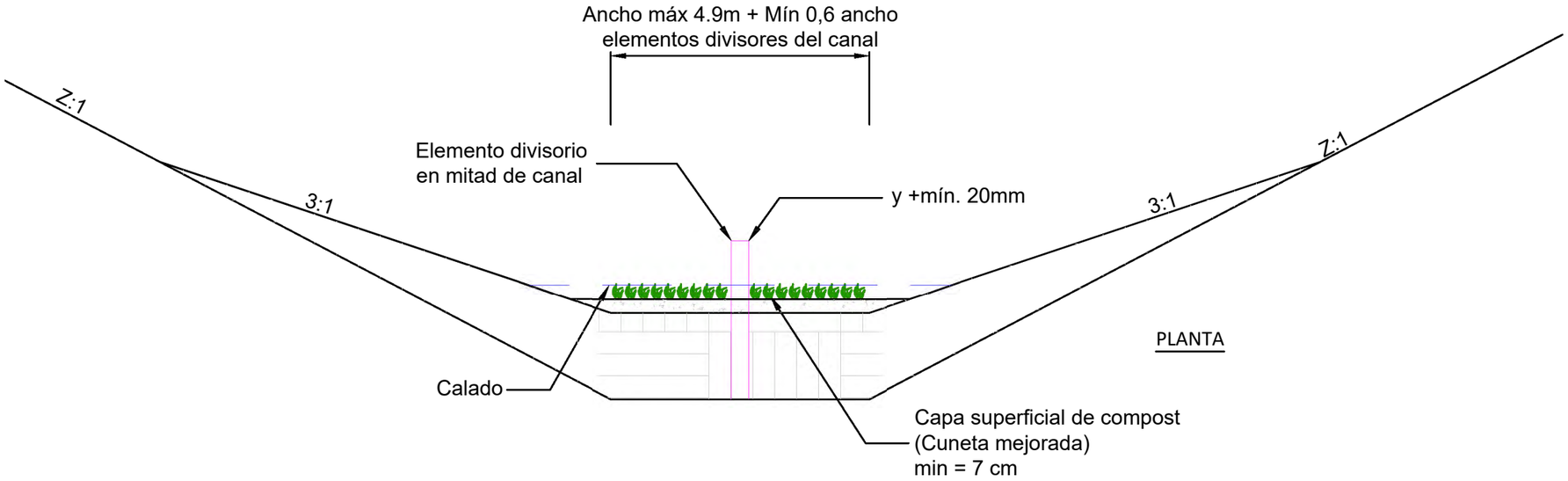
PLANO NO.:

ELEMENTO DE DISPERSIÓN EN ENTRADA CANALIZADA (TR.3)

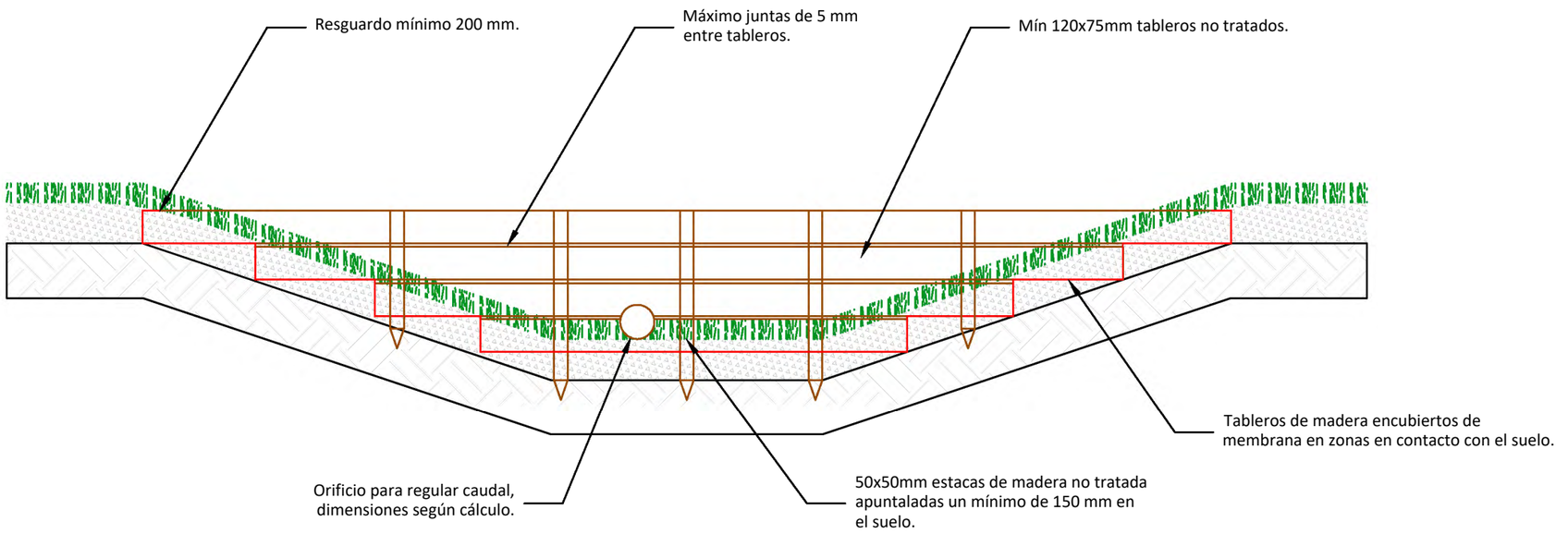
PLANTA Y SECCIÓN TIPO

Bizkaia interbiak

DETALLE ELEMENTO DIVISORIO LONGITUDINAL



DETALLE REPRESA DE MADERA



PLANO NO.:

DETALLES DE ELEMENTOS EN CUNETA VEGETADA (TR.3)

SECCIÓN TIPO 6/6

Bizkaia interbiak

ANEXO 2. TABLA DE GEOMETRÍAS SECCIONES DE CANALES

Sección	Área A	Perímetro mojado B	Radio Hidráulico R	Ancho máx. W	Calado D	Factor geométrico Z
Rectangular	by	$b+2y$	$\frac{by}{b+2y}$	b	y	$by^{1.5}$
Trapezoidal	$(b+zy)y$	$b+2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{(b+zy)y}{b+2y\sqrt{1+z^2}}$	$b+2zy$	$\frac{(b+zy)y}{b+2zy}$	$\frac{[(b+zy)y]^{1.5}}{\sqrt{b+2zy}}$
Triangular	zy^2	$2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{zy}{2\sqrt{1+z^2}}$	$2zy$	$^1/_2y$	$\frac{\sqrt{2}}{2}zy^{2.5}$
Circular	$^1/_8(\theta - \sin\theta)d_{ll}^2$	$^1/_2\theta d_{ll}$	$^1/_4(1-\frac{\sin\theta}{\theta})d_{ll}$	$(\sin(^1/_2\theta)d_{ll})$ or $2\sqrt{y(d_{ll}-y)}$	$^1/_8\left(\frac{\theta-\sin\theta}{\sin^1/_2\theta}\right)d_{ll}$	$\frac{\sqrt{2}}{32}\frac{(\theta-\sin\theta)^{1.5}}{(\sin^1/_2\theta)^{0.5}}d_{ll}^{2.5}$
Parábola	$^2/_3Ty$	$T+\frac{8y^2}{3T}$ *	$\frac{2T^2y}{3T^2+8y^2}$ *	$\frac{3A}{2y}$	$^2/_3y$	$^2/_9\sqrt{6}Ty^{1.5}$
Rectángulo de fondo redondo (y>r)	$(\frac{\pi}{2}-2)r^2+(b+2r)y$	$(\pi-2)r+b+2y$	$\frac{(\frac{\pi}{2}-2)r^2+(b+2r)y}{(\pi-2)r+b+2y}$	$b+2r$	$\frac{(\frac{\pi}{2}-2)r^2}{(b+2r)}+y$	$\frac{[(\frac{\pi}{2}-2)r^2+(b+2r)y]^{1.5}}{\sqrt{b+2y}}$
Triangulo de fondo redondo	$\frac{T^2}{4z}-\frac{r^2}{z}(1-z\cot^{-1}z)$	$\frac{T}{z}\sqrt{1+z^2}-\frac{2r}{z}(1-z\cot^{-1}z)$	$\frac{A}{P}$	$2[z(y-r)+r\sqrt{1+z^2}]$	$\frac{A}{T}$	$A\sqrt{\frac{A}{T}}$

Capítulo 13. ÁREAS DE DISPERSIÓN

Descripción

Es una técnica que consiste en emplear los suelos y vegetación para el control hidráulico y el tratamiento de la escorrentía. La escorrentía entra en la zona de dispersión directamente en flujo difuso o a través de un canal lineal de dispersión que redistribuye un flujo concentrado de escorrentía a flujo difuso.

Coste de Inversión	Coste de Mantenimiento	Vida útil
Baja	Bajo	50 años

Funciones

Tratamiento	
Sólidos en suspensión	✓
Metales objetivo	✓
Microcontaminantes objetivo	✓
Vertidos accidentales	✗
Control Volumétrico Escorrentía	
Detracción	✓
Lluvias extremas	✓
Control Caudales	
Prot. hidromorfológica	✓
Prot. inundabilidad	✓

Beneficios y Aplicaciones

Proveen funciones para la gestión de la escorrentía sin apenas procesos constructivos.

El flujo difuso promueve la filtración e infiltración de la escorrentía pluvial, dando funciones de tratamiento y detracción completa del VCA.

Adaptabilidad a configuraciones lineales.

La dispersión aumenta el tiempo de contacto de la escorrentía con la vegetación, reduce la erosión y mantiene un flujo en forma difusa evitando su concentración..

Limitaciones

Requieren mantener el flujo difuso para ser una medida efectiva.

Área amplia de dispersión.

No adecuada para la gestión de grandes extensiones impermeables.

Pendientes superiores al 33% no permiten mantener el flujo difuso.

Mantenimiento	
Siega y/o poda	✓
Vía de servicio / apartadero	✓
Equipo especializado	✗
Formación específica	✗
Acceso camión de succión/limpieza	✗
Acceso a válvulas	✗

Criterios diseño
Pendientes
Flujo difuso
Tasas de infiltración
Enmiendas del suelo
Expropiaciones

ÍNDICE

13.1 DESCRIPCIÓN GENERAL 13-3

13.2 CAPACIDAD DE TRATAMIENTO 13-5

13.3 APLICACIONES 13-6

13.3.1 Funciones de la Técnica 13-6

13.3.1.1 Control Hidráulico 13-6

13.3.1.2 Tratamiento de Escorrentías 13-6

13.3.2 Viabilidad 13-7

13.3.3 Limitaciones 13-8

13.4 CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO 13-9

13.4.1 Diseño Estructural y Geometría 13-10

13.4.2 Diseño Hidráulico 13-11

13.4.2.1 Criterios de Flujo Difuso 13-12

13.4.2.2 Criterios de Reconversión de Flujo Canalizado a Flujo Difuso. 13-14

13.4.2.3 Método de Diseño 13-15

13.4.3 Diseño de Elementos Específicos 13-17

13.4.3.1 Vegetación 13-17

13.4.3.2 Enmiendas del Suelo 13-18

13.4.3.3 Elementos de Dispersión 13-18

13.4.3.4 Señalización y Acceso 13-19

13.5 REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS 13-19

13.5.1 Excavación y Preparación del Terreno 13-19

13.5.2 Control de la Erosión y Sedimentos 13-20

13.5.3 Siembra o Cubrición con Vegetación 13-20

13.5.4 Verificación y Puesta en Servicio 13-20

13.6 CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN 13-21

13.7 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 13-22

ANEXO 1. PLANOS Y SECCIONES TIPO 13-24

13.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

La técnica de dispersión utiliza la vegetación, los suelos y la topografía existentes, para proporcionar uno de los métodos más eficaces y sencillos de control hidráulico y tratamiento de las escorrentías viarias. Generalmente, requieren muy poca, o ninguna actividad de construcción, e idealmente son capaces de gestionar toda la escorrentía entrante al mantener los flujos difusos y evitar la concentración de caudales.

Las técnicas de dispersión emplean áreas naturales, o áreas de terreno mejoradas con enmiendas del suelo, sobre las que se distribuye el flujo de manera uniforme. La selección del emplazamiento es muy importante para el buen funcionamiento de esta técnica. Los procesos de eliminación de contaminantes, y el control de caudales y volúmenes de escorrentía, se producen por medio de la infiltración en los suelos existentes, la adsorción, la asimilación vegetal, la evaporación y la transpiración.

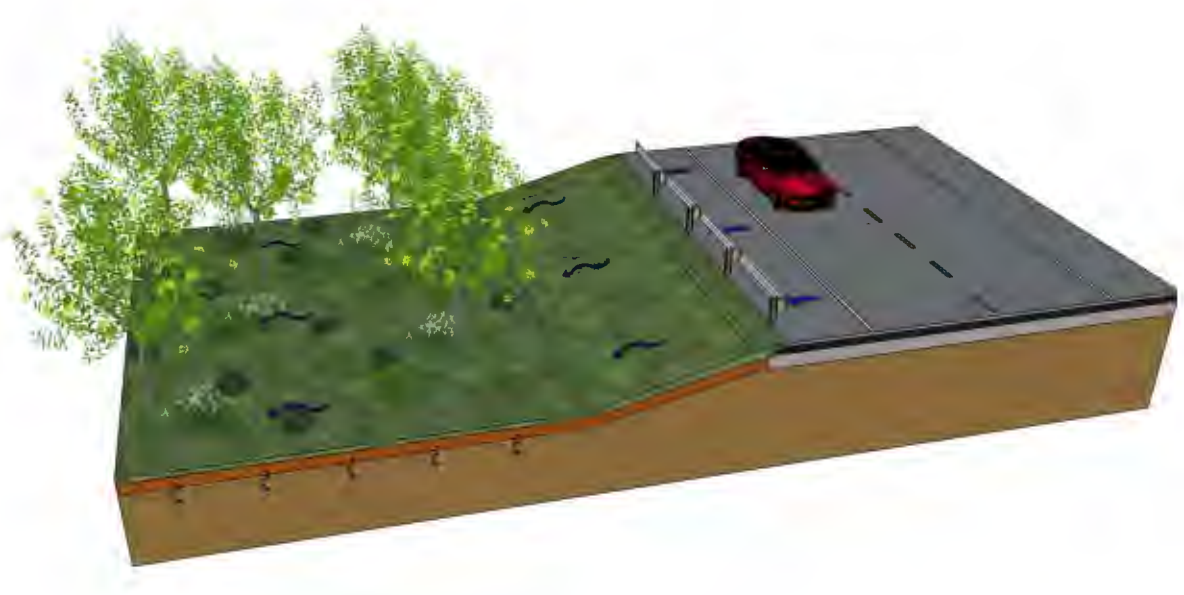


Figura 13-1. Área de dispersión de las escorrentías en una vía de alta capacidad

En el ámbito de este Manual se diferencian dos tipologías de técnicas de dispersión en función de la naturaleza del terreno empleado:

- **Dispersión natural:** La zona sobre la que se dispersa la escorrentía es un terreno natural con buena cobertura vegetal. Al atravesar una franja transversal de vegetación contigua se consigue una atenuación efectiva y el tratamiento de la escorrentía.

- **Dispersión técnica:** En las zonas de dispersión técnica el flujo se distribuye, de manera directa o a través de un elemento de dispersión, a través de un área con un suelo que ha sido mejorado con enmiendas.

El objetivo de ambas variantes de diseño es que todos los flujos de escorrentías sean dispersados dentro de una zona natural, y reducir la probabilidad de su descarga directa a una masa de agua superficial.

La utilización de la técnica de dispersión natural en los proyectos dará lugar a beneficios a la hora de aplicar las MM (ver Capítulo 5). El proyectista debe tener en cuenta las nuevas superficies impermeables que descargan a las zonas de dispersión al determinar la nueva superficie impermeable total del proyecto, contabilizando la parte de la calzada que drena a un área de dispersión como superficie impermeable no efectiva. Las superficies impermeables que vierten hacia áreas de dispersión diseñadas para conseguir una dispersión completa cumplirán con todos los requerimientos de las MM5 y 6.

Para que el método de dispersión sea efectivo, la escorrentía procedente de la zona impermeable debe entrar en la técnica en flujo difuso y este debe ser repartido uniformemente a lo largo del ancho de una franja de suelo y vegetación que permita lograr un control hidráulico y tratamiento eficaces. El objetivo final es que los flujos de escorrentía se dispersen en el medio natural, reduciendo la probabilidad de que éstos lleguen de forma directa a las masas de agua superficiales, y sin generar un punto de vertido definido.

Figura 13-2. Componentes de las áreas de dispersión

Las zonas de dispersión son técnicas que suelen requerir mayores franjas de expropiación dentro del Dominio Público Viario pero sus costes constructivos y de conservación son relativamente bajos. Los componentes principales de una zona de dispersión son:

- **Suelos naturales**. La dispersión requiere un suelo sano y bien desarrollado, con una cubierta vegetal densa y una estructura edafológica que permita la

infiltración de la escorrentía y la asimilación vegetal. Las siguientes áreas son candidatas a la dispersión por la posibilidad de retener estas condiciones a largo plazo:

1. Zonas agrícolas
2. Zonas de bosques
3. Dominio público viario en estado natural
4. Zonas rurales con baja densidad, inferior a 1 vivienda por cada 2 ha.

- **Enmiendas del suelo**. La dispersión técnica puede requerir el uso de compost como enmienda del suelo para mejorar su capacidad de absorción y tratamiento de las escorrentías.

- **Elementos de dispersión**. Se requieren para garantizar las condiciones de flujo difuso cuando la pendiente lateral del terraplén es superior al 25% (1V:4H).

Por tanto, las zonas de dispersión ya sean naturales o técnicas, se pueden diseñar a partir de criterios de flujo difuso o de flujo canalizado redistribuido, que habrá que repartir uniformemente sobre el terreno con un elemento de dispersión.

Las zonas de dispersión natural permiten realizar un control de la escorrentía en origen o en fuente, y entran dentro del denominado desarrollo de bajo impacto (DBI), basados en la gestión del agua pluvial mediante el uso de elementos naturales locales para conservar el estado natural y su hidrología promoviendo procesos de dispersión, infiltración, filtración, almacenamiento, evaporación y transpiración. El uso de elementos descentralizados integrados en la gestión del agua pluvial y el diseño del proyecto es clave para el DBI. Los proyectos de construcción viario dependen de la dispersión e infiltración para alinearse con los requerimientos del DBI.

13.2 CAPACIDAD DE TRATAMIENTO

Los procesos de tratamiento asociados a la dispersión son similares a los desarrollados para la técnica de franjas filtrantes vegetadas mejoradas (FFVM, ver Capítulo 11). No obstante, dado que el uso de una técnica de dispersión no implica la modificación sustancial del terreno, ni la plantación de determinadas tipologías de vegetación, resulta difícil definir con exactitud el nivel de tratamiento producido por la absorción de la vegetación, la filtración y la infiltración. Se debe asegurar un contenido en materia orgánica superior al 5% en el terreno para favorecer la eliminación de metales pesados disueltos. Si los suelos no contienen esta cantidad de materia orgánica el suelo se debe mejorar implementando una zona de dispersión técnica.

Los microcontaminantes objetivo son contaminantes emergentes para los cuales los datos en las escorrentías viarias son limitados. El BaP y los microplásticos son partículas que probablemente se comportan de forma similar a otras partículas orgánicas de tamaño similar y por tanto cabe esperar que sean eliminadas en proporciones similares a estas últimas (Microproof, 2019).

La eficacia de la dispersión depende de que se mantenga el flujo superficial uniformemente distribuido hacia el elemento de dispersión, lo que maximiza el contacto del agua de escorrentía con el suelo y la vegetación y evita la aparición de flujos preferentes.

13.3 APLICACIONES

La dispersión natural es una técnica adecuada e indicada para autopistas y obras lineales en general, ya que se puede emplazar en las áreas de servidumbre. Las zonas de dispersión técnicas tienen el mismo ámbito de aplicación, aunque hay que considerar que su coste es superior ya que se requieren mejoras en el suelo y elementos de dispersión.

13.3.1 Funciones de la Técnica

13.3.1.1 Control Hidráulico

La capacidad de control hidráulico de la zona de dispersión depende de la extensión de la ADD y de las pérdidas de escorrentía que se producen en la técnica. La zona de dispersión debe ser lo suficientemente amplia para gestionar la escorrentía mediante infiltración, evaporación, transpiración y absorción por el terreno. El proyectista podrá modelizar la zona de dispersión para comprobar su capacidad de control hidráulico o diseñar conforme a las directrices establecidas más adelante para cumplir con los estándares de esta función (control volumétrico de la escorrentía y control de caudales punta).

Las zonas de dispersión natural permiten cumplir con el objetivo de detracción de las precipitaciones recurrentes establecido en la MM6. Permiten también el control de los volúmenes y caudales de escorrentía pluvial al proveer capacidad de infiltración y dispersión. La capacidad de infiltración al terreno dependerá del tipo de suelos presentes en el proyecto y deberá ser evaluada por le proyectista.

Tabla 13-1. Funciones de control hidráulico proporcionadas por las zonas de dispersión

Tipología	Control Volumétrico Escorrentía		Control Caudales	
	Detracción	Lluvias Extremas	Protección Hidromorfológica	Protección Inundabilidad
Dispersión Natural				
Dispersión Técnica				

13.3.1.2 Tratamiento de Escorrentías

Las zonas de dispersión que cumplan con el requisito de detracción permitirán cumplir con el Estándar de Control de Calidad 1 de la MM5, reducción de carga contaminante mediante el control volumétrico de las escorrentías.

Las áreas de dispersión satisfacen todos los niveles de tratamiento establecidos en la MM5, salvo los vertidos y derrames accidentales. Si el suelo no contiene al menos un 5% de materia orgánica, este debe mejorarse (zonas de dispersión técnica) para lograr el cumplimiento de eliminación de metales disueltos.

Tabla 13-2. Funciones de tratamiento de las escorrentías proporcionadas por las áreas de dispersión

Tipología	Cumplimiento Nivel Tratamiento					
	Sedimentos SST	Metales disueltos		Microcontaminantes		Vertidos Accidentales
		Cu	Zn	MP	BaP	
Dispersión Natural						
Dispersión Técnica						

En caso de que el PAVA sea superior al 1% (ver Capítulo 9) está técnica no debe emplearse.

Tabla 13-3. Ejemplo de evaluación de la eliminación potencial de contaminantes objetivos proporcionada por una técnica de dispersión

Proceso Eliminación (1)	Relevancia del Proceso en la Dispersión (2)	Potencial Eliminación			
		SST (3)	Cu y Zn (4)	BaP (5)	MP (6)
Adsorción al sustrato	3	2	1,5	3	2
Sedimentación	3	3	1,5	3	3
Degradación microbiana	3	1	1	1	1
Filtración	2,5	3	1,5	3	3
Volatilización	1	NA	NA	2	1
Fotolisis	1	NA	NA	3	1
Asimilación vegetal	2	NA	1	3	NA
PUNTUACION TOTAL[a]		**25,50**	**17,75**	**39,50**	**27,50**

(a) Suma de los productos del valor de relevancia de cada proceso para la técnica (columna 2) por el valor del potencial de eliminación para cada contaminante (columnas 3-6). Cuando no es aplicable (NA) el proceso para la eliminación de un contaminante no suma.

13.3.2 Viabilidad

La dispersión natural es una técnica DBI adaptable a la mayoría de las autopistas y proyectos de carreteras lineales. Representa una forma simple y muy efectiva para la gestión de la escorrentía. Requieren expropiaciones para adquisición de suelo, pero a largo plazo sus reducidos costes de mantenimiento y beneficios ambientales hacen que sea económica y técnicamente viable.

La dispersión se ve favorecida por la existencia de una cubierta vegetal bien establecido donde las raíces, la materia orgánica y los organismos del suelo permitan

establecer en el suelo una estructura porosa que evite la compactación de la superficie y el sellado de su superficie. La cubierta vegetal también proporciona filtración y mantiene el flujo superficial disperso, reduciendo la posibilidad de erosión.

Al ser una técnica DBI, los riesgos geotécnicos y ambientales asociados a la infiltración del agua son generalmente muy bajos y menores que con otras técnicas SuDS donde las escorrentías de áreas más extensas se concentran e infiltran en un punto localizado.

La dispersión natural puede representar una de las mejores técnicas de gestión de las escorrentías cuando se vaya a verter a una zona húmeda. Para ello el proyectista deberá aplicar la MM7.

Figura 13-3. Área de dispersión técnica integrada en el terraplén de la carretera

13.3.3 Limitaciones

Para un correcto funcionamiento de la técnica, es preciso considerar las siguientes limitaciones:

- Si no se puede mantener un flujo superficial difuso las zonas de dispersión no son adecuadas. La efectividad de esta técnica requiere maximizar el contacto con la vegetación y el suelo y evitar que el flujo se canalice en surcos y cárcavas.

- La zona donde se establezca la dispersión natural debe ser diseñada con pendientes entre el 2-33%.

- El uso de zonas de dispersión puede ser impracticable en viales en donde los espacios abiertos sean escasos o costosos. El proyectista debe proteger las zonas de dispersión natural de futuros desarrollos para que sigan cumpliendo la función de área de dispersión. Por consiguiente, si en una determinada área no existen garantías sobre su uso futuro, debe pensarse en su compra, expropiación, o desistir de su utilización.

- Debe tenerse en cuenta que las áreas de dispersión natural pueden costar inicialmente tanto como otras técnicas SuDS porque frecuentemente habrá que adquirir superficies, pero los costes de mantenimiento a largo plazo son menores. En los casos de zonas de dispersión técnica, habrá que añadir el coste de mejora del suelo en la valoración económica.

- Las zonas de dispersión deben construirse fuera de la zona de amortiguación natural de las masas de agua y no alterar el comportamiento hidráulico natural de las zonas ribereñas, respetando siempre su vegetación natural.

- Las zonas de dispersión que usen enmiendas con compost no deben usarse como medida de tratamiento de las aguas de escorrentía cuando se vierte a masas de agua sensibles al aporte de nutrientes.

- Las zonas de dispersión que contengan superficies impermeables o compactadas dentro de las mismas (por ejemplo, antiguas carreteras), deberán ser restauradas y labradas con enmiendas del suelo (ver Capítulo 25) y sembrado de vegetación.

Además, cuando el flujo de escorrentía este canalizado se deben considerar las siguientes limitaciones antes de su entrada a la zona de dispersión:

- El flujo concentrado se debe reconvertir a flujo difuso previamente a su entrada a las zonas de dispersión, ya sean naturales o técnicas. Para ello será necesario ejecutar elementos de dispersión que repartan los caudales para limitar las velocidades del fluido en las zonas de dispersión (ver Capítulo 25).

- La escorrentía conducida hacia las áreas de dispersión debe provenir de áreas de la plataforma contiguas y cercanas a las mismas. Será necesario segregar las escorrentías pluviales de taludes y cuencas secundarias de drenaje, externas a la ADD, y más alejadas de la zona de dispersión.

13.4 CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO

La dispersión natural requiere una cubrición vegetal bien establecida con materia orgánica y un suelo sano y de calidad con propiedades físicas y biológicas capaces de mantener la productividad de las plantas y los microorganismos, y así mantener o mejorar la calidad de las aguas de escorrentía.

El diseño detallado de esta técnica SuDS debe realizarse mediante el siguiente procedimiento:

1. Definición geométrica.

2. Diseño hidráulico:
    a. Criterios para condiciones de flujo superficial disperso.
    b. Criterios para reconversión de flujo canalizado a difuso
    c. Método de diseño.

3. Diseño de elementos específicos:
    a. Vegetación.

b. Enmiendas del suelo.
c. Elementos de dispersión.
d. Señalización y acceso.

Tabla 13-4. Resumen de criterios de diseño aplicables a la dispersión

Criterio o Parámetro	Dispersión Natural	Dispersión Técnica
Área contribuyente máxima	Máx. recomendado 2 ha	
Longitud mínima de AD (en la dirección del flujo)	Mín. longitud recorrida por escorrentía sobre calzada (generalmente ancho del vial)	
Línea máxima pendiente vial	9,4%	
Pendiente media en el área de dispersión	< 15 % en ambos sentidos Pendiente lateral < 33% si elemento dispersión previo a la AD	
Longitud máx. recorrida por escorrentía entrante: Impermeable Permeable	 30 m 45 m	
Pendiente máxima terraplén	25% (mayor solo si estabilizado) 33% (incluye elementos dispersión en borde calzada) Si >15% puede considerarse parte del área de dispersión	
Enmiendas del suelo	No requeridas	Requeridas generalmente. Contenido en materia orgánica superior al 5%
Otros	-	IMD < 30.000 vehículos/día

El proyectista deberá usar la HSST y confirmar la aplicabilidad de la técnica para el ámbito de estudio (ver Capítulo 10). Para ello se deberá delimitar la ADD, conocer la IMD prevista para el nivel de servicio deseado para la vía, la existencia de acuíferos o masas de agua subterráneas vulnerables a la contaminación y verificar el cumplimiento de los criterios del ámbito para la infiltración.

13.4.1 Diseño Estructural y Geometría

La anchura y longitud de las áreas de dispersión, así como su pendiente, representan parámetros clave para el diseño de la técnica. Se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones generales en el diseño de las zonas de dispersión:

- Aunque las áreas de dispersión están en el Dominio Público, no tienen por qué ser contiguas a la calzada.

- En suelos con peligro de inestabilidad o deslizamientos se debe evaluar su uso desde el punto de vista geotécnico. Igualmente, las áreas de dispersión no

deben estar situadas en zonas con riesgo de erosión sin una evaluación geotécnica previa.

- Las pendientes resultantes del área de dispersión, natural o técnica, no deben exceder del 15%. Su pendiente lateral media tampoco debería exceder el 15% salvo que se incluya un elemento de dispersión previo entre la calzada y el área de dispersión. El uso de este elemento permitirá incrementar la pendiente lateral hasta el 33%.

- La pendiente en las zonas de dispersión natural rara vez será uniforme en toda la superficie. Como resultado de ello, habrá zonas encharcadas en la superficie de la técnica. Es razonable esperar que se produzcan canalizaciones de baja importancia en el área de dispersión. No obstante, la formación de canales que atraviesen completamente la técnica favorece la erosión, reduciendo la capacidad de eliminación de contaminantes y su capacidad de control hidráulico. En las zonas de dispersión técnica no deben existir signos de erosión o surcos cuyas dimensiones permitan establecer flujos preferenciales a lo largo de toda su superficie o pendiente hidráulica.

- Los terraplenes laterales de la plataforma que transporten escorrentía a una zona de dispersión deberán tener una pendiente máxima del 25%. Pendientes más verticales solo serán adecuadas si están bien vegetadas y no muestran signos de erosión. Cuando se usen elementos de dispersión entre la calzada y el terraplén la pendiente podrá ampliarse hasta el 33%.

- Las pendientes del terraplén lateral de la plataforma pueden formar parte de la zona de dispersión sin son menores de un 15% y han sido mejoradas con enmiendas (ver Capítulo 25). Seis metros de ancho de terraplén con enmiendas permiten desconectar 1 metro lineal de calzada impermeable en una calzada con dos carriles. Terraplenes de hasta un 33% de pendiente se permiten cuando incluyan elementos dispersión entre la carretera y la técnica.

- Se puede usar una combinación de zonas de dispersión natural y técnica en los proyectos que lo requieran.

La configuración de la dispersión natural por el lateral del vial se estructura de forma similar a la de las franjas filtrantes vegetadas. La Figura 13-1 ilustra la configuración típica de un área de dispersión natural colindante a la carretera, mientras que la figura 13-6 muestra un esquema con entrada de flujo canalizado a un área de dispersión con un elemento de dispersión y reparto, un canal lineal, para transformar el flujo canalizado en flujo difuso previamente a su entrada a la zona de dispersión.

13.4.2 Diseño Hidráulico

A continuación, se señalan las condiciones necesarias para que se establezcan las condiciones de flujo superficial difuso, condición fundamental para el buen funcionamiento de las zonas de dispersión, y las condiciones para reconvertir un flujo canalizado en difuso mediante elementos de dispersión.

13.4.2.1 Criterios de Flujo Difuso

Los criterios de flujo difuso para las escorrentías que discurren superficialmente hacia la zona de dispersión son los siguientes:

- La longitud del camino que recorre la escorrentía superficial hasta la zona de dispersión natural no debe ser superior a los 30 metros. Esta distancia se mide en la dirección del flujo y, en general, representa el ancho de la calzada cuando se trata de superficies impermeables.

- Los taludes y arcenes laterales permeables no se consideran en la determinación de la longitud recorrida por la escorrentía superficial. No obstante, la longitud sobre superficies permeables debe limitarse a 45 metros antes de entrar en la zona de dispersión.

- La pendiente longitudinal del área de dispersión natural debe ser similar a la longitud que recorre la escorrentía sobre del tramo de calzada.

- La línea de pendiente máxima de la cuenca aportante será igual o menor a 9,4% calculada mediante la ecuación 13-1:

$$J \leq (p^2 + i^2)^{0.5} \qquad \textit{(Ec. 13- 1)}$$

  Donde:

  J = línea de máxima pendiente (%)
  p = pendiente transversal del peralte (%)
  i = inclinación longitudinal de la rasante (%).

- En el caso de que en el terraplén de la carretera que conduce a un área de dispersión natural haya evidencias de la formación de flujos canalizados (surcos y cárcavas), se deberá habilitar un elemento de dispersión. Este elemento no forma parte de la longitud de la zona de dispersión.

La presencia de elementos de dispersión entre la plataforma y zona de dispersión condiciona las pendientes resultantes de los terraplenes, ya que afectan a la velocidad de la escorrentía y la capacidad de mantener las condiciones de flujo difuso. Se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones adicionales respecto a estos elementos:

- Si no existen entre la carretera y el área de dispersión (ver figura 13-4), la pendiente del terraplén hacia el área de dispersión debería ser menor del 25% (4H:1V). Estas pendientes laterales de los terraplenes no deben considerarse parte de las áreas de dispersión natural cuando sean mayores del 15% (7H: 1V). En zonas de dispersión técnica deberán ser menores al 15% y estar mejoradas con enmiendas para ser consideradas parte del área de dispersión. Cuando estén bien vegetadas y no presenten signos de erosión se podrán permitir pendientes laterales mayores del 25%.

- Si existen entre la carretera y la zona de dispersión, se pueden considerar los taludes de la autopista de pendientes hasta un máximo del 33% como parte del área de dispersión.

Las siguientes figuras presentan un esquema general en planta de áreas de dispersión natural, con entrada lateral desde la calzada con y sin elementos de dispersión en función de las pendientes del terraplén.

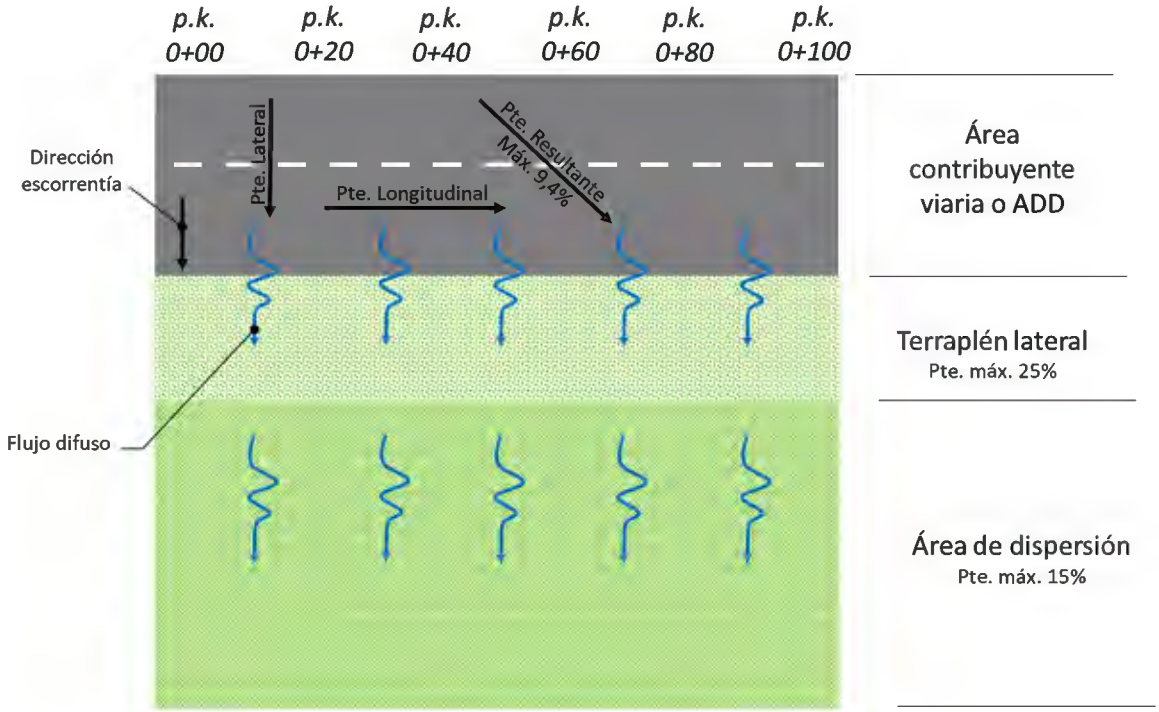


Figura 13-4. Esquema general en planta de un área de dispersión con entrada lateral en flujo difuso a un terraplén cuya pendiente es inferior al 15%

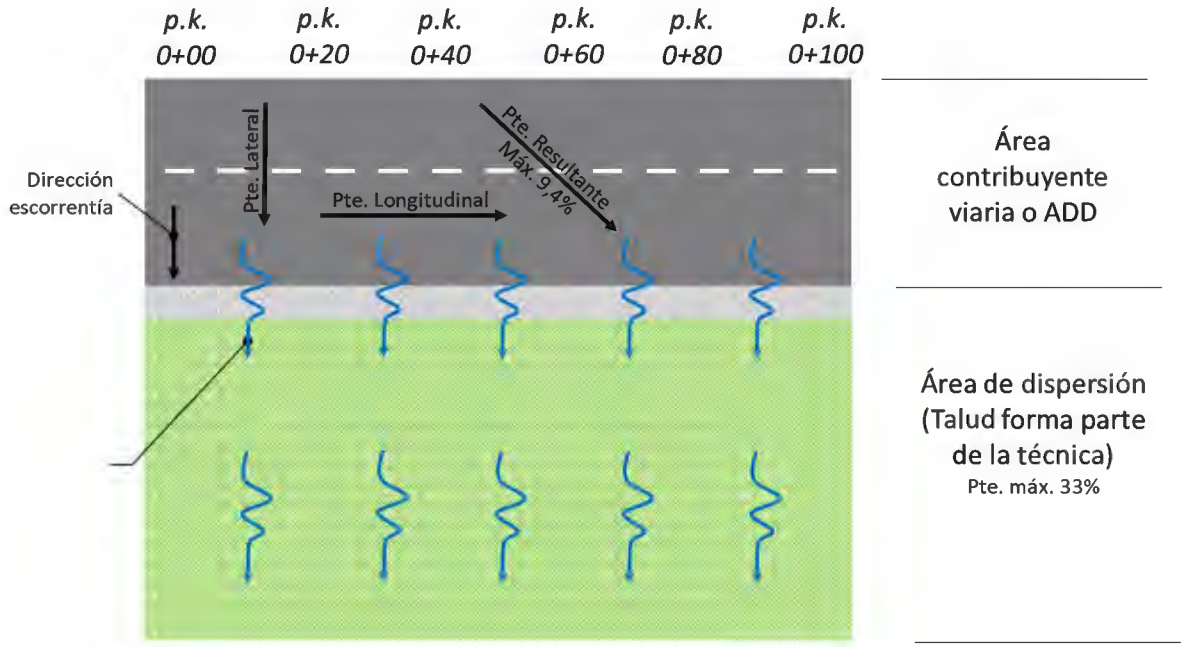


Figura 13-5 Esquema general en planta de un área de dispersión con elemento de disipación para entran en un terraplén cuya pendiente es superior al 15%

13.4.2.2 Criterios de Reconversión de Flujo Canalizado a Flujo Difuso

Toda escorrentía pluvial canalizada en una tubería o sistema de transporte pierde sus propiedades de flujo difuso al concentrarse y aumentar de velocidad. Para reconvertir un flujo canalizado de escorrentías pluviales a flujo difuso, se requiere un elemento de dispersión en la salida del tubo, antes de entrar en la zona de dispersión. Distintos elementos y técnicas pueden emplearse para esta función y se detallan en el Capítulo 25 (zanjas con grava, bordillos discontinuos o canales lineales de impacto).

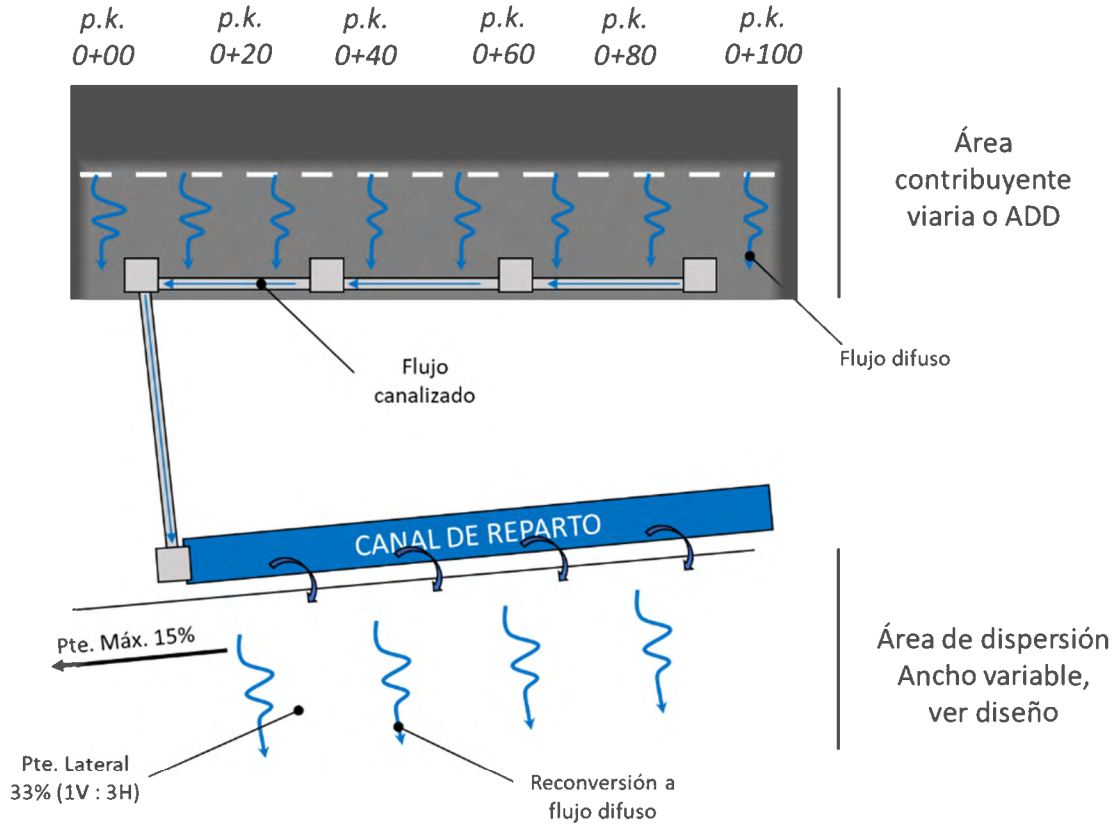


Figura 13-6. Esquema general en planta de un sistema de dispersión mediante canal lineal recibiendo flujos concentrados en cabecera de un área de dispersión

Los criterios para asegurar la reconversión a flujo difuso de caudales concentrados que entren en una zona de dispersión son los siguientes:

- De manera general, se debe repartir de forma progresiva la concentración de flujos de escorrentías de la autopista y de las áreas adyacentes (por ejemplo, de una cuneta), desde los elementos de drenaje (zanjas, cunetas o colectores) por medio de obras de drenaje transversales o en los extremos de las secciones de desmonte. Los puntos de descarga deben estar, como mínimo, a una distancia de 30 m aguas arriba de taludes verticales (más del 40% o con una diferencia de elevación de más de 3 m).

- Una vez conseguida la reconversión a flujo difuso de los caudales de escorrentía concentrados, mediante elementos de dispersión, los flujos deben atravesar la longitud necesaria del terreno natural que evite su entrada en

cualquier elemento de drenaje existente que transporte flujos concentrados fuera del Dominio Público.

- No permitir cruces de flujos dispersados de escorrentía entre distintas áreas de dispersión o a lo largo de las mismas. Las trayectorias de las escorrentías de distintas áreas de dispersión contiguas no deben cruzarse mientras atraviesan las mismas.

13.4.2.3 Método de Diseño

El funcionamiento y rendimientos de una zona de dispersión dependen de la relación entre la extensión de calzada impermeable (ADD) y el área de zona de dispersión disponible. Esta relación gobierna y determina las pérdidas de escorrentía que se producen en la técnica. La zona de dispersión debe ser lo suficientemente amplia para gestionar toda la escorrentía producida por la calzada mediante infiltración, evaporación, transpiración y absorción por el terreno. El proyectista podrá modelizar la zona de dispersión para comprobar su capacidad de control hidráulico y capacidad de tratamiento, o diseñar conforme a las directrices siguientes para proporcionar el control volumétrico de la escorrentía y control de caudales punta.

En primer lugar, se debe comprobar que las características del suelo en el área de dispersión son asimilables a aquellas requeridas por una técnica de infiltración. Se debe realizar un ensayo de infiltración del suelo (la recomendación es hacer 5 ensayos por cada 750 m longitudinales de vial). Como valor de conductividad hidráulica saturada para el área de dispersión se tomará la media de los datos obtenidos en los ensayos y se la aplicará un coeficiente reductor de 2:

$$K_{sat} = K_{sat,media}/2 \qquad \textit{(Ec. 13- 2)}$$

Para el diseño de zonas de dispersión natural y técnicas, se pueden emplear dos métodos diferentes, en función de si el flujo es difuso o canalizado.

Método 1. Flujo difuso

El método de diseño propuesto en este manual permitirá determinar la longitud de la zona de dispersión en función de la conductividad hidráulica saturada del suelo.

Para zonas de dispersión naturales con una pendiente inferior al 15% se tendrán en cuenta las siguientes consideraciones:

a) ***Suelos con conductividad hidráulica saturada K_{sat} superior a 40 mm/h.***

Estas condiciones se producen habitualmente en suelos tipo A y B. En estos casos, sí la escorrentía proviene de zonas impermeables, para los primeros 6 metros de longitud del flujo de escorrentía pluvial (extraídos a partir de la geometría del vial y la pendiente resultante), se considera una anchura mínima de 6 m para el área de dispersión lateral contigua. A partir de ahí, se añaden 0,5 m de área de dispersión (en el sentido del flujo de escorrentía) por cada metro de longitud de flujo en la zona impermeable.

Sí la escorrentía proviene de zonas permeables, para cada 2 metros de longitud del flujo de agua se considera se debe añadir 60 cm para el área de dispersión.

b) Suelos con conductividad hidráulica saturada K_{sat} inferior a 40 mm/h.

Estas condiciones se producen habitualmente en suelos tipo C y D, y en algunos suelos tipo B. En estos casos para cada metro de longitud de zona de contribución impermeable se deben proyectar 10 m de ancho de zona de dispersión, siendo la longitud mínima de estas zonas (en la dirección del flujo de escorrentía) de 30 m.

Si la pendiente de las zonas de dispersión es superior al 15%, la longitud total determinada anteriormente se multiplicará por los factores correctores indicados en la tabla siguiente.

Tabla 13-5. Factores correctores de la longitud de las zonas de dispersión naturales o técnicas diseñadas para flujo superficial disperso

Pendiente de la Zona de Dispersión (%)	Factor Corrector
<15	1,00
15 - 20	1,09
20 - 25	1,17
25 - 30	1,23
33	1,27

Las zonas de dispersión técnicas se diseñan para las mismas condiciones que las zonas de dispersión naturales, con la diferencia que en general, su longitud (medida en la dirección perpendicular al flujo) viene determinada por la longitud del elemento de dispersión. La longitud de estos canales de reparto viene condicionada por los criterios establecidos en el siguiente apartado.

Método 2. Flujo canalizado

En el caso de flujos canalizados, la escorrentía recogida por una cuneta o elemento de drenaje es conducida a un elemento de dispersión antes de entrar en la técnica. El diseño de estos elementos se recoge en el Capítulo 25. De manera general se tendrán en cuenta las siguientes consideraciones:

El caudal que se produce como consecuencia de la concentración de caudales en la plataforma y sus márgenes debe descargase de forma incremental mediante drenajes transversales o en la parte final de secciones en desmonte desde los elementos de drenaje. Estas descargas incrementales no deben superar los 20 L/s en un único punto para el caudal asociado al periodo de retorno de 100 años.

Cuando el caudal canalizado sea inferior a los 10 L/s, para la lluvia de periodo de retorno de 100 años, la dispersión de flujos se puede realizar mediante encachados de piedra. Si se superan los superan los 20 L/s, únicamente se podrán utilizar disipadores de impacto. El diseño en detalle de los elementos de dispersión se hará de acorde a lo indicado en Capítulo 25.

El método de diseño propuesto en este manual permitirá determinar el área de la zona de dispersión en función de la conductividad hidráulica saturada del suelo.

Para zonas de dispersión naturales con una pendiente inferior al 15% se tendrán en cuenta las siguientes consideraciones:

a) ***Suelos con conductividad hidráulica saturada K_{sat} superior a 40 mm/h.***

   En estos casos, el área de dispersión debe ser como mínimo el 70% de la superficie tributaria.

b) ***Suelos con conductividad hidráulica saturada K_{sat} inferior a 40 mm/h.***

   En estos casos para cada metro de longitud de zona de contribución impermeable se deben proyectar 10 m de ancho de zona de dispersión, siendo la longitud mínima de estas zonas (en la dirección del flujo) de 30 m.

Si la pendiente de las zonas de dispersión es superior al 15%, la longitud total determinada anteriormente se multiplicará por los factores correctores indicados en la tabla 13-4.

Para zonas de dispersión técnicas con una pendiente inferior al 15% se tendrán en cuenta las siguientes consideraciones:

a) ***Suelos con conductividad hidráulica saturada K_{sat} superior a 40mm/h.***

   En estos casos, para los primeros 6 metros de longitud del flujo de agua (extraídos a partir de la geometría del vial y la pendiente resultante), se considera una anchura mínima de 6 m para el área de dispersión. A partir de ahí, se añaden 0,5 m de área de dispersión por cada metro de longitud de flujo en la zona impermeable.

b) ***Suelos con conductividad hidráulica saturada K_{sat} inferior a 40 mm/h.***

   Estas condiciones se producen habitualmente en suelos tipo C y D, y en algunos suelos tipo B. En estos casos para cada metro de longitud de zona de contribución impermeable se deben proyectar 10 m de ancho de zona de dispersión, siendo la longitud mínima de estas zonas (en la dirección del flujo) de 30 m.

Si la pendiente de las zonas de dispersión es superior al 15%, la longitud total determinada anteriormente se multiplicará por los factores correctores indicados en la tabla 13-4.

13.4.3 Diseño de Elementos Específicos

13.4.3.1 Vegetación

El elemento clave de las zonas de dispersión naturales es disponer de una vegetación autóctona bien enraizada y con una estructura adecuada para favorecer la infiltración.

La vegetación también favorece la no concentración del flujo y reduce la erosión del suelo.

La instalación de elementos de drenaje cerca de las zonas de dispersión debe realizarse evitando al máximo las labores de desbroce en la zona.

Las condiciones para la vegetación de las zonas de dispersión técnica deben ajustarse a las indicadas para las franjas filtrantes vegetadas mejoradas (ver Capítulo 11).

13.4.3.2 Enmiendas del Suelo

El proyectista deberá emplear enmiendas y abonados para el diseño de las zonas de dispersión técnicas. Estas zonas requieren el uso de compost y enmiendas (ver Capítulo 25) para mejorar la capacidad de eliminación de contaminantes y el control hidráulico. El contenido de materia orgánica del suelo debe ser superior al 5%.

Las enmiendas incluyen compost de calidad y otros materiales orgánicos que permiten mejorar o acondicionar la estructura del suelo y aumentar sus funciones hidrológicas como la infiltración, detracción o detracción natural, evapotranspiración y salud de general de la vegetación. El suelo en la zona de dispersión y en su perímetro no debe compactarse.

13.4.3.3 Elementos de Dispersión

Estos elementos ayudan a mantener las condiciones de flujo disperso a la entrada de la zona de dispersión. Los elementos de dispersión más habituales son las zanjas de material granular. El encachado de material granular tendrá como mínimo 300 mm de ancho situada al menos 25 mm por debajo de la coronación del firme, para garantizar su entrada uniforma al elemento de dispersión. El árido deberá cumplir con la especificación recogida en el apartado relativo a estas técnicas (ver Capítulo 25).

Figura 13-7. Zona de dispersión con canal lineal para reconversión de flujo canalizado a flujo difuso (fuente: NCDOT)

13.4.3.4 Señalización y Acceso

Señalizar claramente los límites de las zonas de dispersión para la gestión de las escorrentías viarias tanto en los planos como in situ durante y tras la construcción.

Las zonas de dispersión requieren un apartadero adecuado o una vía de servicio para poder conservarse adecuadamente. Estas áreas o caminos deben ser suficientemente amplios para un vehículo habitual de mantenimiento.

13.5 REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

A continuación, se presentan los diferentes aspectos que hay que tener en cuenta en las diferentes fases de construcción de zona de dispersión.

13.5.1 Excavación y Preparación del Terreno

La preparación del terreno viene condicionada por las dos situaciones que se pueden presentar al inicio de la obra: que se aproveche terreno ya existente, y que solo se precise una ligera conformación y plantación de vegetación (zonas de dispersión naturales), o que el terreno deba ser mejorado (zonas de dispersión técnicas).

Las áreas que serán ocupadas deben estar claramente definidas (mediante señalización y vallas) antes de comenzar los trabajos de la obra para evitar la alteración las condiciones de los suelos durante la construcción. No debe permitirse el tráfico de vehículos, excepto el utilizado específicamente para la construcción de la técnica.

Se debe utilizar maquinaria lo más ligera posible para evitar la compactación y/o la alteración excesiva del terreno. La maquinaria pesada debe trabajar desde los laterales del área reservada para la técnica.

Si se compactan los suelos se deberá, o bien retirar una capa superficial de 30 cm que será sustituida por una mezcla de tierra vegetal y arena, para promover la retención de humedad y el crecimiento biológico, o se labrará y mejorará para conseguir unas condiciones similares.

Si durante la fase de construcción el suelo existente ya tiene unas buenas propiedades para el soporte y crecimiento de la vegetación, pueden retirarse y almacenarse en las cercanías para su uso posterior en la zona de dispersión.

Las zonas de dispersión deben construirse utilizando técnicas de nivelación y perfilado meticulosas para proporcionar una pendiente longitudinal uniforme y consistente, sin ondulaciones severas que causen encharcamientos localizados o promuevan zonas con flujos preferenciales.

El proyectista deberá comprobar las rasantes acabadas y especialmente los encuentros entre el arecen y la técnica.

Si se ha considerado en el diseño, se procede a construir los elementos de pretratamiento y disipación de la energía antes de la siembra. Si se utiliza una zanja

con grava como distribuidor no se debe compactar el suelo tampoco (se debe seguir el proceso constructivo definido para zanjas de infiltración).

13.5.2 Control de la Erosión y Sedimentos

Una zona de dispersión técnica debe protegerse durante la fase de construcción, y durante la fase de desarrollo de la vegetación, de la erosión y socavación si a la zona llegan flujos de la calzada, o se producen lluvias importantes. Esto puede lograrse mediante las siguientes acciones.

- Desviando la escorrentía alrededor hasta que se desarrolle la vegetación.
- Utilizando césped ya arraigado en tepes u otro tipo de mantos con la vegetación ya desarrollada.
- Cubriendo la zona con plástico transparente hasta que la vegetación esté bien arraigada y desarrollada.
- Colocando una manta orgánica para el control de la erosión sobre la mezcla de semillas recién aplicada.

13.5.3 Siembra o Cubrición con Vegetación

La zona de dispersión técnica debe construirse en la época del año en la que sea más probable el desarrollo exitoso de la vegetación sin riego. Lo ideal es que se plante cuando la vegetación puede arraigarse y crecer con unas necesidades mínimas de riego. Sin embargo, debe estar prevista la necesidad de realizar riegos en períodos de poca lluvia o sequía.

Si se va a respetar la vegetación existente, esta debe ser alterada lo mínimo posible y evitar la compactación del suelo. Cuando se plante vegetación diferente a la natural esta se debe arrancar y limpiar de forma eficiente, para evitar que rebrote.

Las siembras de semillas de césped sobre un suelo ya preparado deberán protegerse, con esteras o mantas, para el control de la erosión. El control de la erosión en las debe mantenerse al menos durante los 2-3 primeros meses.

La cobertura vegetal mediante el uso de tepes de césped se debe colocar con las piezas lo suficientemente apretadas para evitar huecos y debe haber una cierta superposición de los bordes para evitar la formación de canales para el agua de escorrentía. Una vez posicionados los tepes debe procederse a su compactación para evitar bolsas de aire entre el césped y la tierra.

13.5.4 Verificación y Puesta en Servicio

Una vez que la zona de dispersión tenga una vegetación suficientemente arraigada y tras comprobar que el área drenante está estabilizada la técnica podrá ponerse en servicio.

- Es muy importante que la vegetación esté completamente desarrollada antes de recibir el flujo de aguas pluviales desde la calzada.

- Si más del 30% del área está descubierta de vegetación después de cuatro semanas será necesario resembrar, o replantar, para lograr una cobertura del 90%. Se puede considerar la posibilidad de utilizar hierbas o mezclas de siembra alternativas en caso de que la vegetación seleccionada no se arraigue y desarrolle.

- Verificar cotas y planos *as built* conforme a diseño.

Entregar a los servicios de conservación y explotación el plan de mantenimiento incluyendo detalles de la garantía de las plantaciones, planos *as built* y las acciones y condiciones para su adecuado mantenimiento.

Además de estos requerimientos constructivos, es importante que en la documentación de la obra deben señalizarse los límites del área de dispersión como una instalación de tratamiento de las escorrentías. Además, estos límites, deben marcarse físicamente sobre el terreno durante (y después) de las obras de construcción. La finalidad es proteger el área de dispersión frente a las actividades perturbadoras de la construcción del resto de la obra y también de futuros desarrollos urbanísticos.

13.6 CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN

Las recomendaciones detalladas sobre operación y mantenimiento a aplicar se detallan en la siguiente tabla.

Se recomienda la realización de una inspección anual del área de dispersión. Si el terreno muestra evidencias de formación de surcos, se deberá acondicionar el área y evaluar la disposición de elementos que contribuyan a una dispersión más adecuada del flujo. Debe considerarse el establecimiento de zonas de extracción para mantenimiento en las zonas de dispersión. Las vías de servicio deben ser lo suficientemente grandes como para dar cabida a un vehículo de mantenimiento típico.

Las labores de mantenimiento se producen fundamentalmente en los elementos escogidos para nivelar el flujo y promover su dispersión.

Tabla 13-6. Necesidades de operación y mantenimiento de las zonas de dispersión

Tipo de Mantenimiento	Acción Requerida	Frecuencia Típica
Mantenimiento Regular	Retirada de basura y residuos	Mensual (o la que sea necesaria) *Trimestral o cuando se excede 1 m^3 por cada 100 m^2 de área de zona de dispersión*
Mantenimiento Ocasional	Erosión del terreno debido a flujos canalizados	Observación de flujos preferenciales. Para socavones o zonas desestabilizadas de más de 30 cm de ancho reparar el área dañada rellenada con compost/grava. La hierba crecerá entre el compost con el tiempo. Para zonas erosionadas mayores a 30 cm de ancho la zona de dispersión deberá ser revegetada. Evaluar la oportunidad de meter elementos de disipación y reparto de flujos previos a estas zonas.
	Retirar zonas con acumulación de sedimentos	Cuando se alcancen 50 mm de acumulación. Evitar compactación del suelo. Perfilar terreno a condición original de diseño para la pendiente sea suave y progresiva.
	Canal de reparto no nivelado o colmatado, los flujos no son repartidos uniformemente sobre el labio hacia la zona de dispersión	Nivelar el labio de vertido o limpiarlo para que el agua rebose de forma uniforme a lo largo del mismo.
Actuaciones Correctoras	**Condición**	**Acción correctora**
	Gestión de la vegetación, plantas muertas, secas o enfermas o áreas amplias sin cobertura vegetal	Controlar vegetación no deseada. Revegetar con especies autóctonas de hierbas, arbustos y árboles (donde la seguridad vial lo permita). Determinar el origen del problema (suelos, hidrología, plagas, etc.).

13.7 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

CIRIA (2015). "The SuDS Manual". Construction Industry Research and Information Association. London (UK). http://www.scotsnet.org.uk/documents/nrdg/ciria-report-c753-the-suds-manual-v6.pdf

Mclaughlin, Hunt *et al.* (2001). "Designing Level Spreaders to Treat Stormwater Runoff". North Carolina State University. Stormwater BMP Academy. https://citeseerx.ist.psu.edu/viewdoc/download?doi=10.1.1.487.3424&rep=rep1&type=pdf

MICROPROOF (2019). "Decision support scheme based on the risk assessment and the treatment efficiencies". Deliverable 4.4.

NCSU (2006). "Level Spreaders: Overview, Design and Maintenance". Urban Waterways. NC State University. North Carolina Cooperative Extension Service. AGW-588-09. https://digital.ncdcr.gov/digital/collection/p16062coll9/id/232287/rec/1

NCDOT (2010) NORTH CAROLINA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION – "NCDOT SC Inspection and Maintenance Manual". NCDOT-HSP-2010-01. Raleigh (NC, USA). chromeextension://efaidnbmnnnibpcajpcglclefindmkaj/https://connect.ncdot.gov/resources/roadside/EnvironmentalOperationsDocuments/Stormwater%20Control%20Inspection%20and%20Maintenance%20Manual.pdf

NCDOT (2014). NORTH CAROLINA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION – "Stormwater Best Management Practices Toolbox". NCDOT BMP Toolbox v2 4/2014. Raleigh (NC, USA). https://connect.ncdot.gov/resources/hydro/HSPDocuments/2014_BMP_Toolbox.pdf

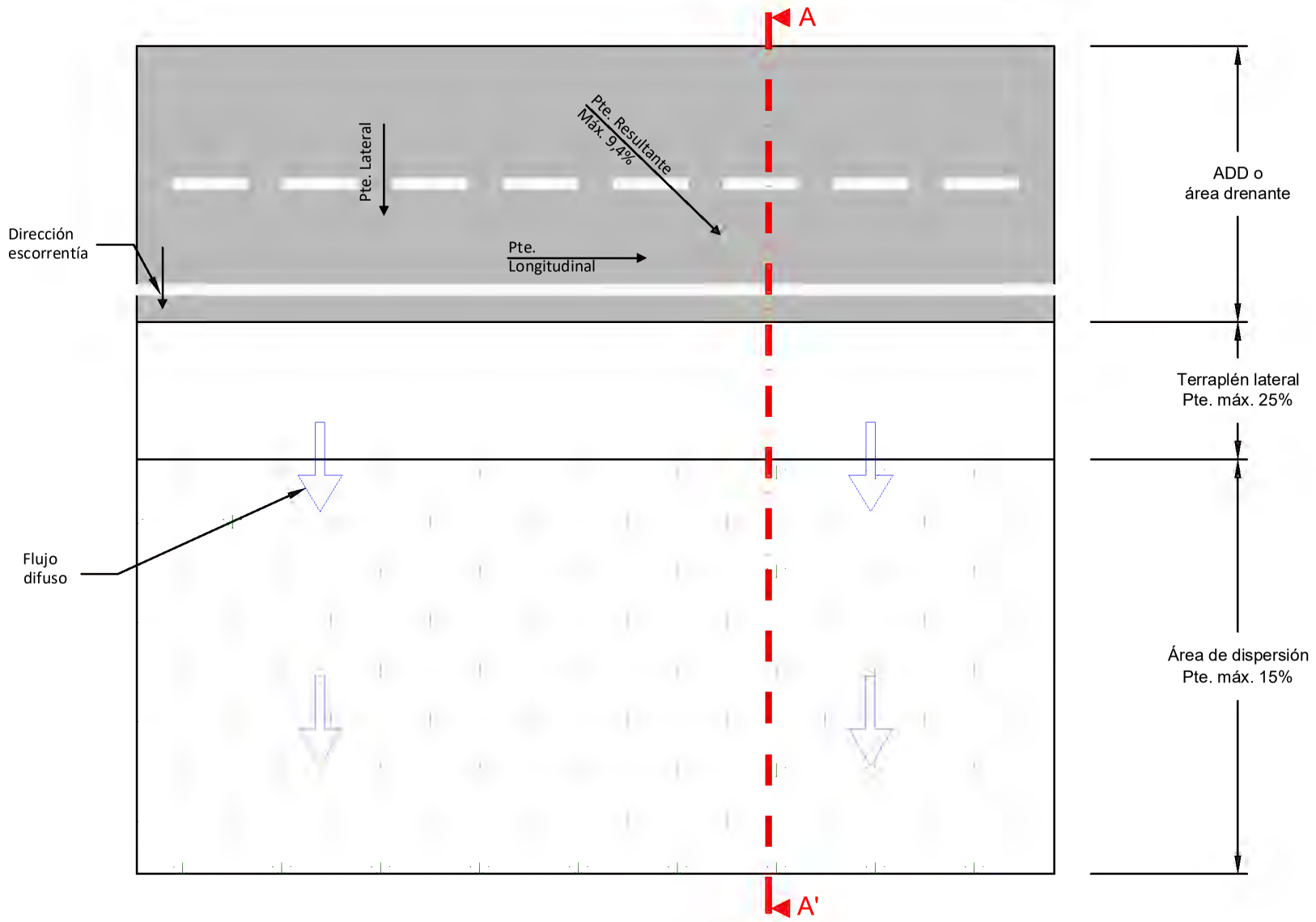
NCDEQ (2017). "C-9. Level Spreader – Filter Strip. NCDEQ Stormwater BMP Manual.". North Carolina Environmental Quality. USA. chromeextension://efaidnbmnnnibpcajpcglclefindmkaj/https://files.nc.gov/ncdeq/Energy%20Mineral%20and%20Land%20Resources/Stormwater/BMP%20Manual/C-9_Level_Spreader_Filter_Strips.pdf

TENNESSEE DEC (2014). "Tennessee Permanent Stormwater Management and Design Guidance Manual". Tennessee Department of Environment and Conservation. Division of Water Resources. First ed. Tennessee, USA. https://app.box.com/s/pdl1afehg00s1wwqa94d8qmizyptxw3i/file/25367692645

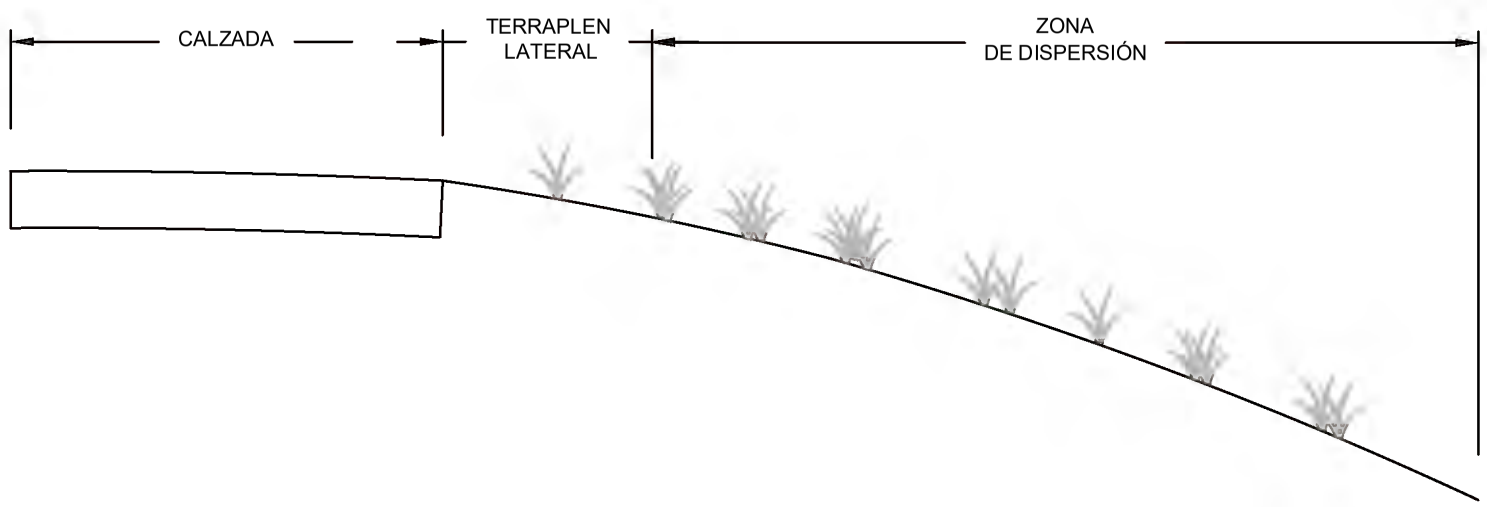
WASHINGTON DOT (2019). "Highway Runoff Manual". Washington State Department of Transportation. Engineering and Regional Operations. Development Division, Design Office. Washington, USA. https://wsdot.wa.gov/publications/manuals/fulltext/M31-16/highwayrunoff.pdf

ANEXO 1. PLANOS Y SECCIONES TIPO

PLANTA



SECCIÓN A-A'

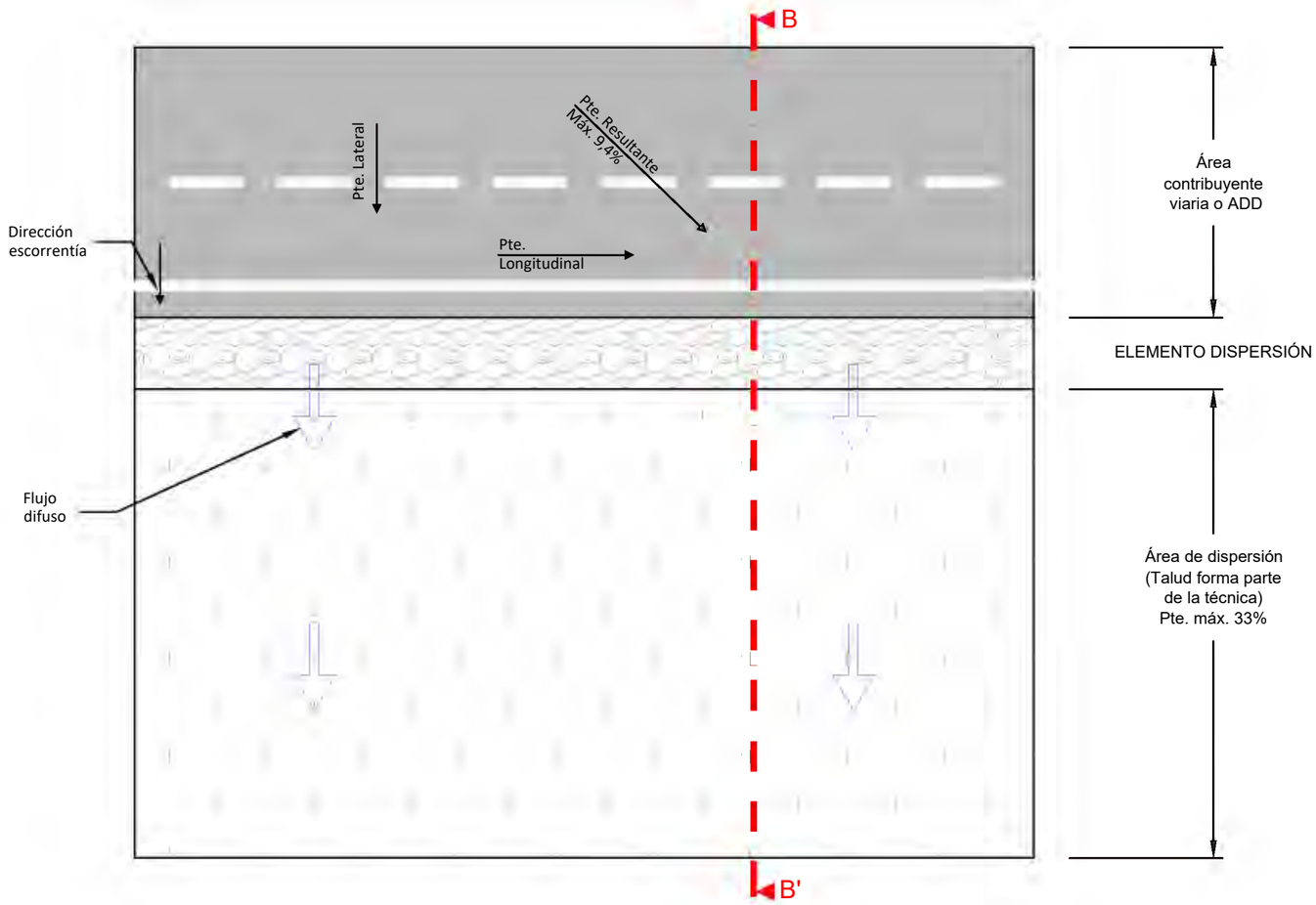


PLANO NO.:
ÁREA DE DISPERSIÓN (TR/CH.1)

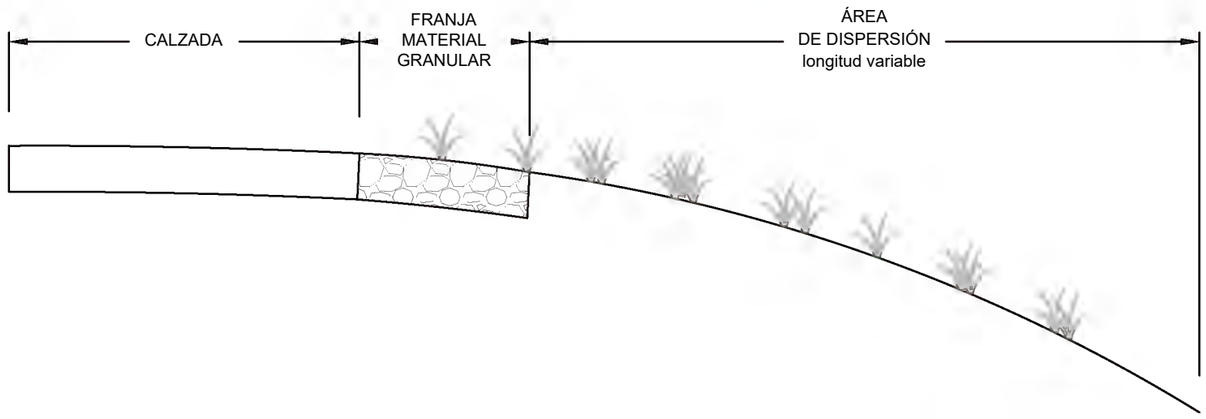
PLANTA Y SECCIÓN TIPO 1/3

Bizkaia
interbiak

PLANTA

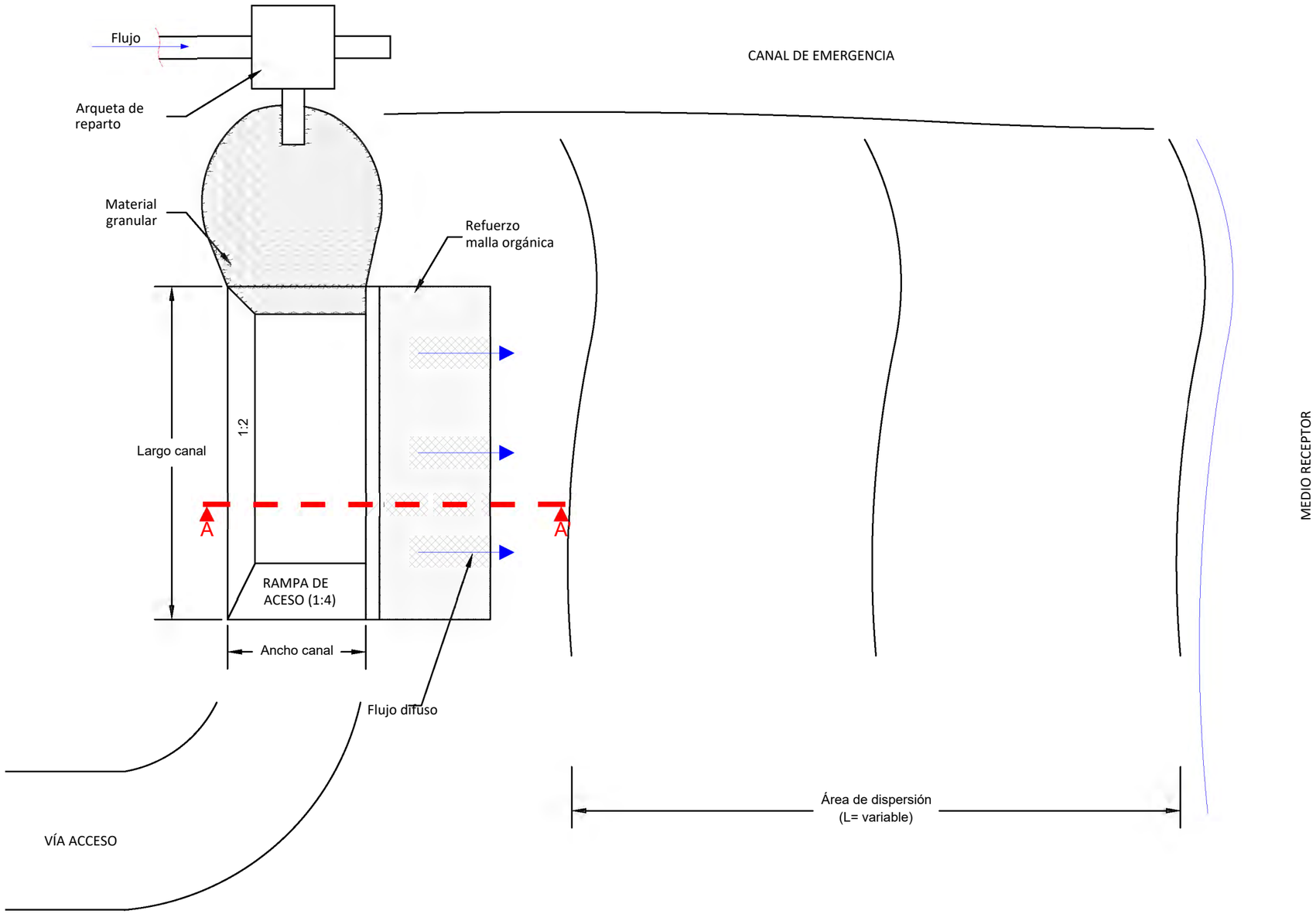


SECCIÓN B-B'

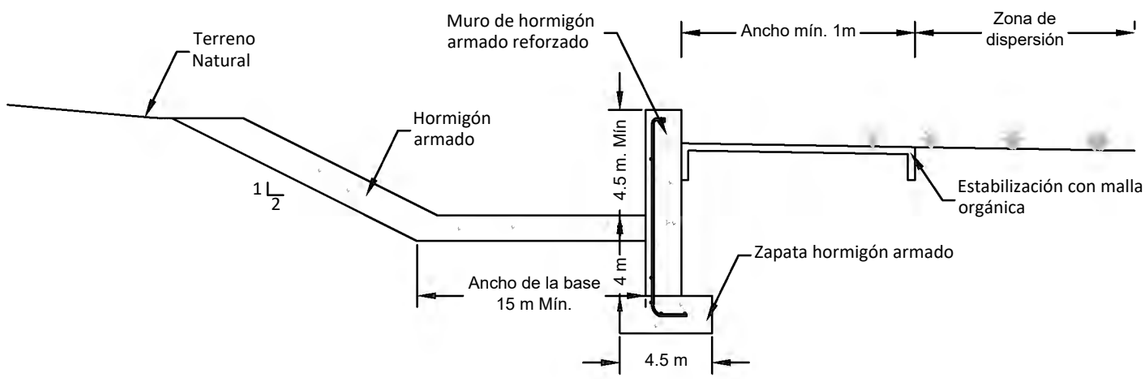


PLANO NO.:
ÁREA DE DISPERSIÓN CON FRANJA DE MATERIAL GRANULAR (TR/CH.1)
PLANTA Y SECCIÓN TIPO 2/3

Bizkaia
interbiak



SECCIÓN A-A'



PLANO NO.:

ÁREA DE DISPERSIÓN TÉCNICA CON ENTRADA CANALIZADA MEDIANTE CANAL LINEAL

PLANTA Y SECCIÓN TIPO

3/3

Bizkaia interbiak

Capítulo 14. ZANJAS DE INFILTRACIÓN

Descripción

Zanjas, generalmente largas y estrechas, rellenas de grava u otros medios de alta porosidad, que permiten almacenar un determinado volumen de agua de escorrentía con el fin de detenerlo y favorecer su paulatina infiltración al terreno. Pueden diseñarse para tratar escorrentías pluviales.

Funciones

Tratamiento	
Sólidos en suspensión	✓
Metales objetivo	✓
Microcontaminantes objetivo	✓
Vertidos accidentales*	✓
Control Volumétrico Escorrentía	
Detracción	✓
Lluvias extremas	✓
Control Caudales	
Protección hidromorfológica	✓
Prot. inundabilidad	✓

*Variante impermeabilizada

Coste de Inversión	Coste de Mantenimiento	Vida útil
Medio	Medio	10-15 años

Beneficios y Aplicaciones

La infiltración de escorrentías es el método preferido de control hidráulico.

Mejora de la calidad del agua mediante sedimentación, filtración, adsorción, precipitación, y degradación microbiológica mediante la infiltración al subsuelo.

Reducción del caudal punta y los volúmenes de escorrentía para precipitaciones extremas con suelos permeables.

Adaptación al trazado lineal de la vía y consumo de poco espacio.

Versatilidad en proyectos de renovación.

Limitaciones

Requieren un pretratamiento para ser una medida efectiva y no colmatarse.

Requieren aterrazarse cuando las pendientes longitudinales son elevadas.

Estudio geotécnico detallado para la infiltración y cumplimiento criterios para infiltración.

Mantenimiento	
Siega y/o poda	✗
Vía servicio / apartadero	✓
Equipo especializado	✗
Formación específica	✗
Acceso camión de succión/limpieza	✗
Acceso a válvulas	✗

Criterios diseño
Área contribuyente máx. 2 ha
Material granular
Pretratamientos
Tasa de infiltración
Tubería drenante

ÍNDICE

14.1 DESCRIPCIÓN GENERAL 14-3

14.2 CAPACIDAD DE TRATAMIENTO 14-7

14.3 APLICACIONES 14-9

14.3.1 Funciones de la Técnica 14-9

14.3.1.1 Control Hidráulico 14-9

14.3.1.2 Tratamiento de Escorrentías 14-10

14.3.2 Viabilidad 14-11

14.3.3 Limitaciones 14-12

14.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO 14-12

14.4.1 Diseño Estructural y Geometría 14-13

14.4.2 Diseño Hidráulico 14-16

14.4.2.1 Limitaciones del Área Drenante 14-16

14.4.2.2 Método de Diseño 14-17

14.4.2.3 Diseño para Transporte 14-20

14.4.3 Diseño de Elementos Específicos 14-20

14.4.3.1 Pretratamiento y Entradas de Agua 14-20

14.4.3.2 Árido 14-21

14.4.3.3 Geoestructura 14-21

14.4.3.4 Registro de Inspección 14-22

14.4.3.5 Geosintéticos 14-22

14.4.3.6 Tubería Drenante 14-23

14.4.3.7 Capa de Protección 14-23

14.5 REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS 14-23

14.5.1 Excavación y Preparación del Terreno 14-23

14.5.2 Control de la Erosión y Sedimentos 14-24

14.5.3 Colocación de Geotextil, Capa de Protección y Registros de Inspección 14-24

14.5.4 Colocación de Material Granular y Tubería Drenante 14-25

14.5.5 Verificación y Puesta en Servicio 14-25

14.6 CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN 14-25

14.7 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 14-27

ANEXO 1. PLANOS Y SECCIONES TIPO 14-30

14.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

Las zanjas de infiltración son dispositivos, superficiales o subterráneos, que se utilizan para la recogida y almacenamiento de aguas de escorrentía con la finalidad principal de facilitar su paulatina infiltración en el terreno y/o su descarga controlada a las aguas superficiales.

Su configuración habitual en la vía consiste en zanjas, largas y estrechas, rellenas de una grava gruesa, u otros medios porosos, en cuyos espacios libres se almacena un determinado volumen de agua de escorrentía para su detención e infiltración. Algunas variantes de diseño incluyen también funciones de transporte mediante la incorporación de drenes de fondo que permiten transportar las escorrentías pluviales hacia la parte baja de la red de drenaje.

El agua detenida se debe infiltrar, parcial o totalmente en el terreno, y vaciar la técnica en un plazo de 24-48 horas, por lo que suelos con bajas permeabilidades, inferiores a 5 mm/h, pueden condicionar su uso. Por el contrario, para proveer funciones de tratamiento de las escorrentías la velocidad de infiltración no debe ser muy elevada, inferior a 50 mm/h, y los suelos deben cumplir los criterios de infiltración en cuanto a sus propiedades fisicoquímicas (ver Capítulo 7).

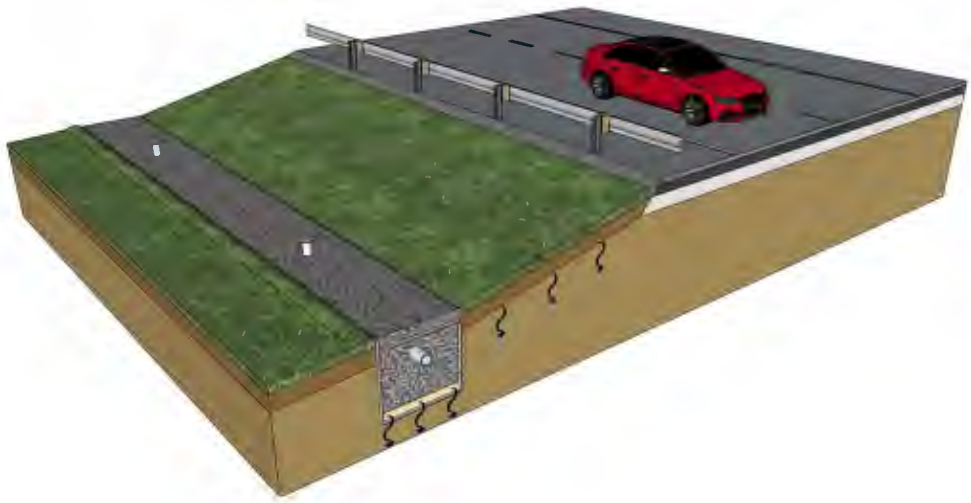


Figura 14-1. Configuración de zanja de infiltración paralela a vial con un pretratamiento mediante franja filtrante

Se suelen construir con profundidades entre 1 y 2,5 metros, y suelen incorporar tuberías drenantes a diferentes alturas para transportar longitudinalmente las aguas a partir de una determinada precipitación.

Esta técnica puede ser efectiva en la mejora de la calidad del agua durante varios años si se diseña y construye adecuadamente, y varios estudios han demostrado que su eficiencia hidráulica y velocidades de infiltración pueden conservarse a unos niveles similares o superiores a los usados en su dimensionamiento.

En el diseño y construcción pueden emplearse productos plásticos de almacenamiento, como celdas y bóvedas, reemplazando parcial o totalmente el material granular para

proveer un mayor volumen de almacenamiento. Estas estructuras, generalmente, proveen una mayor porosidad, del orden del 95% frente al 30% del material granular, pero no tienen capacidad de tratamiento, o es muy limitada, por lo que se suelen limitar al almacenamiento y transporte de las escorrentías. Un material granular proveerá un pequeño contenido en finos que provee funciones de depuración y su capacidad portante suele ser siempre superior.

Los componentes principales de una zanja de infiltración para la gestión de las escorrentías pluviales son:

- **Pretratamiento.** Se requiere para proteger la técnica de la colmatación por sedimentos. Cuando la entrada de agua es superficial el pretratamiento más común en el entorno viario es una franja filtrante o una capa de sacrificio en la parte superior.

- **Grava o material granular.** Proporciona el volumen para almacenar escorrentía. Tradicionalmente se utiliza una grava gruesa envuelta en un geotextil, que aporta volumen a partir de sus huecos (porosidades del orden del 30%). El uso de celdas o bóvedas con alto contenido de huecos, generalmente el 95%, puede permitir reducir el espacio o profundidad requeridos para la técnica.

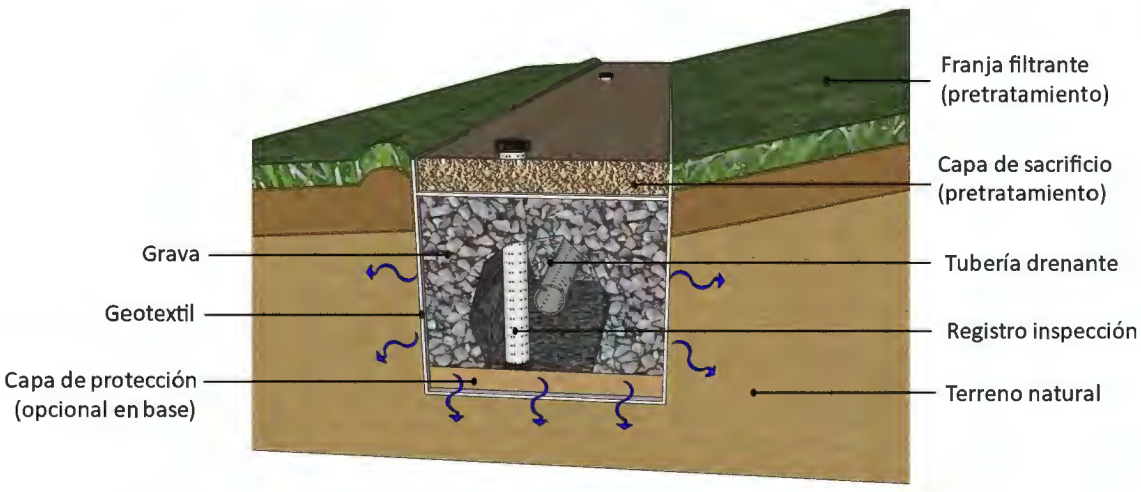


Figura 14-2. Detalles de los componentes de una zanja de infiltración

- **Capa de protección.** En su parte inferior, bajo la grava o material granular, se coloca una capa de arena como medio filtrante de transición al terreno natural, que actúa como depósito para capturar y retener contaminantes de la escorrentía viaria.

- **Tubería drenante.** Permite transportar el agua longitudinalmente en la técnica. En función de su posición, o altura en la zanja, permitirá dotar de distintas funciones a la técnica. Una tubería drenante a una altura media puede permitir detener e infiltrar el VCA y transportar los volúmenes asociados a las precipitaciones extremas longitudinalmente. A una altura elevada puede actuar como elemento de rebose para precipitaciones superiores a las de diseño.

Generalmente estará conectado a una cámara de regulación de caudales pasantes para proveer el control hidráulico.

- **Registros.** Permiten comprobar los niveles de agua en la técnica y monitorizar su funcionamiento (calidad del agua, tiempo de vaciado y acumulación de sedimentos).

Las ZI son técnicas muy sensibles a la llegada de sólidos en suspensión, por lo que deben ir precedidas de sistemas de pretratamiento para evitar, o minimizar, su colmatación y fallo. Se utilizan con frecuencia aguas abajo de franjas filtrantes en las medianas o terraplenes. Si no se realiza un pretratamiento adecuado la esperanza de vida puede ser de sólo cinco años. La inspección y el mantenimiento regulares alargarán la vida de la zanja. Durante la fase de construcción será muy importante la no compactación del terreno y el evitar que los sedimentos entren en la zanja y la obstruyan prematuramente.

Se distinguen las siguientes variantes de diseño para los proyectos de INTERBIAK:

- **Zanja de infiltración total (ZIT):** La escorrentía capturada tiene como única salida la infiltración al terreno. No hay conductos de salida ni drenes de fondo longitudinales. La escorrentía puede rebosar superficialmente una vez llena la zanja hacia otra técnica.

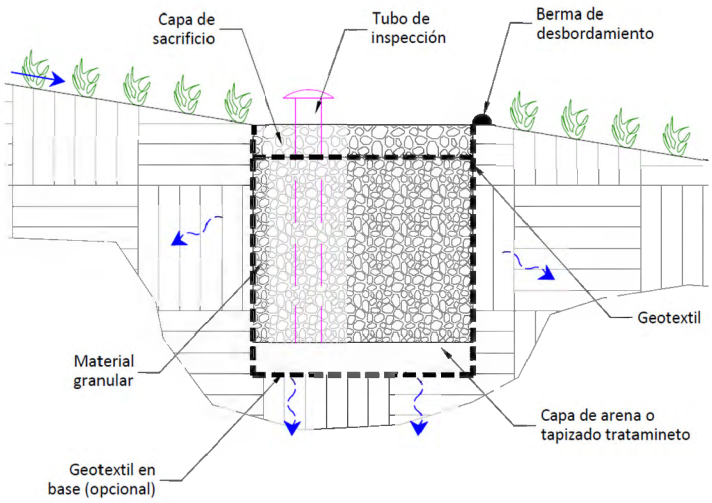


Figura 14-3. Sección tipo de zanja de infiltración total (ZIT)

- **Zanja de infiltración parcial (ZIP):** Incluyen una tubería drenante con función de transporte para evacuar la escorrentía que no han podido ser infiltrada. El volumen mínimo infiltrado para cumplir la MM5 es el VCA. La posición vertical de la tubería drenante determinará la capacidad de control hidráulico. Si se coloca en la parte baja de la zanja la capacidad de infiltración y laminación será menor, se mejora la función de transporte, pero se reduce la capacidad de cumplir las MM. La colocación de la tubería en la parte superior permitirá que los volúmenes de almacenamiento se optimicen en el interior de la zanja y que las escorrentías retenidas se infiltren.

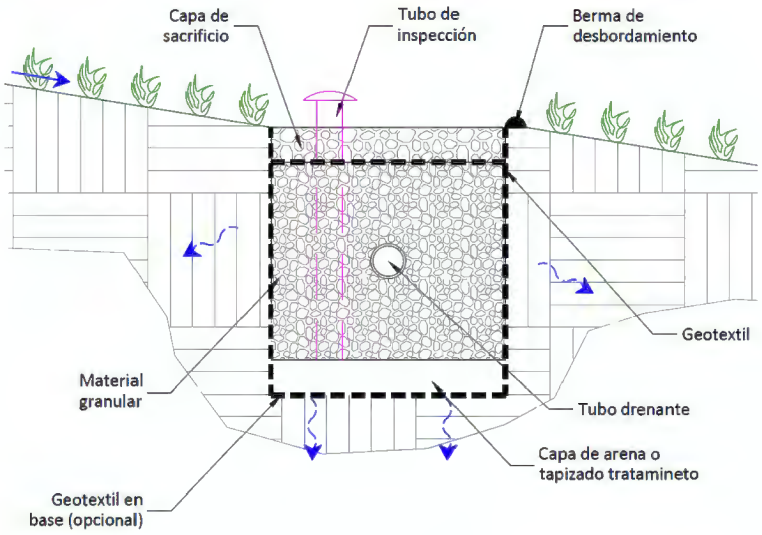


Figura 14-4. Sección tipo de zanja de infiltración parcial (ZIP)

Zanja de detención (ZD): Se usan cuando no es viable la infiltración o si existen riesgos de vertidos accidentales (ver Capítulo 9). En este diseño la zanja está completamente impermeabilizada en su base y en sus laterales por una geomembrana, y se dispone un dren de fondo para su vaciado. Ofrece control de caudales punta.

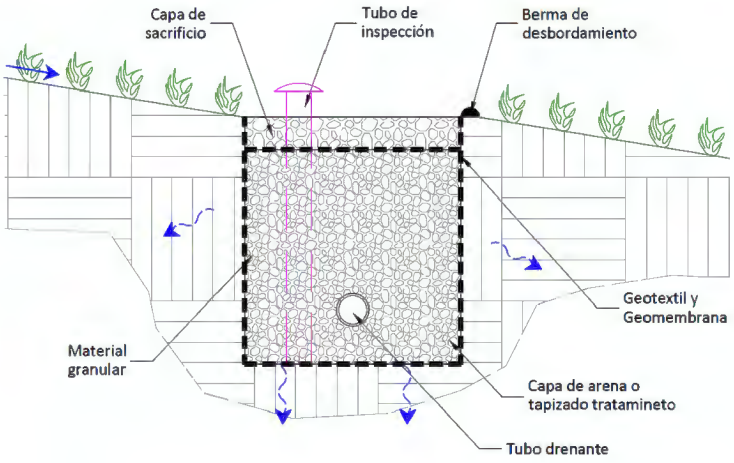


Figura 14-5. Sección tipo de zanja de detención (ZD)

Las zanjas de infiltración en vías de comunicación suelen ubicarse en los márgenes. Las zanjas de infiltración soterradas pueden ajustarse a otras geometrías menos lineales. En esta aplicación es especialmente importante que se diseñen los elementos de pretratamiento de forma correcta. Suelen requerir una estructura de reparto en cabecera para distribuir flujos y controlar la velocidad de entrada para evitar socavación y erosión. Estas zanjas se cubren con el propio suelo del emplazamiento u otros materiales seleccionados y permiten otros usos del suelo en superficie.

Figura 14-6. Depósito de infiltración soterrado bajo zona de aparcamiento con bóvedas para aumentar porosidad y facilitar mantenimiento

Las zanjas superficiales se utilizan paralelas a la plataforma y cuando el uso en superficie no es limitante. Las zanjas soterradas s son más adecuadas cuando quiere dotarse al terreno en superficie de otros usos y serán más comunes en los elementos funcionales de la carretera (aparcamientos, zonas de descanso, etc.).

La función principal de esta técnica es el control hidráulico mediante la infiltración de las escorrentías. El proyectista deberá estudiar y confirmar el cumplimiento de los criterios del ámbito para la infiltración (ver Capítulo 7).

14.2 CAPACIDAD DE TRATAMIENTO

La infiltración a través de un suelo puede eliminar una gran variedad de contaminantes de las aguas de escorrentía mediante procesos de filtración, degradación química y bacteriana, y procesos de precipitación, adsorción e intercambio iónico. Las cargas contaminantes a las MSPF también son reducidas mediante la reducción de los volúmenes descargados a las mismas.

Las ZI se diseñan para eliminar fracciones particuladas finas y solubles de contaminantes. Varios estudios han determinado rendimientos de eliminación de contaminantes a largo plazo en las ZI de entre el 75-90% para los sedimentos y metales pesados, y entre el 50-70% para los nutrientes (NURP, 1983).

La efectividad y rendimientos de las zanjas de infiltración están directamente relacionados con la tasa de infiltración, que determina la habilidad del suelo para infiltrar agua y eliminar contaminantes. A medida que se reduce la capacidad del suelo para infiltrar la efectividad de la técnica disminuye, pudiendo llegar a no proveer ningún tipo de tratamiento.

Gran parte de los sedimentos y metales pesados asociados a la fase particulada se eliminan mediante sedimentación o filtración a través del suelo. Los metales disueltos son generalmente eliminados por adsorción o transformación biológica en la primera capa de suelo. En este proceso la capacidad de intercambio catiónico del suelo es fundamental, ya que su saturación puede resultar en la migración progresiva de contaminantes hacia la zona saturada.

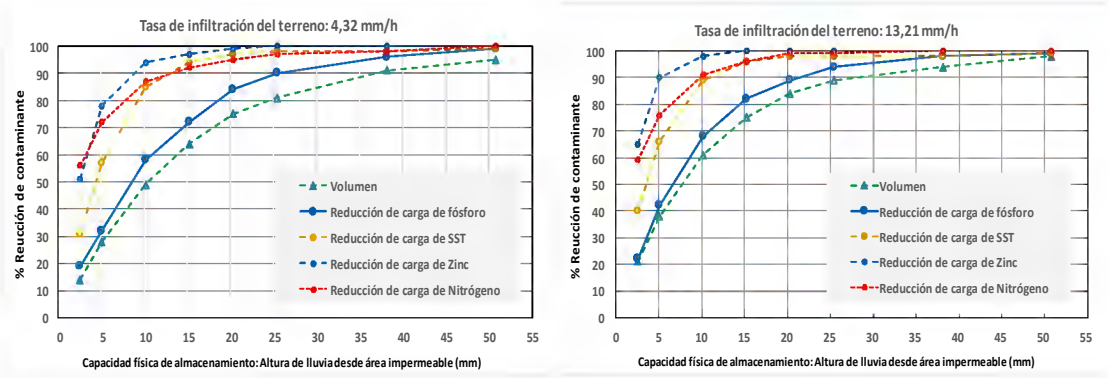


Figura 14-7. Rendimientos de eliminación de contaminantes y reducción de escorrentías de zanjas de infiltración con distintas velocidades de infiltración (adaptado de Stomwater Center, Universidad de New Hampshire)

Los rendimientos de eliminación de la zanja pueden incrementarse mediante el uso de enmiendas del suelo que aporten materia orgánica a los suelos subyacentes que aumente su capacidad de adsorción y retención de metales pesados (ver Capítulo 25).

Tabla 14-1. Rendimientos de eliminación de contaminación en las zanjas de infiltración para estudios internacionales sobre escorrentías viarias y referencia adoptada para la evaluación de riesgos

Constituyentes		Concentración Efluente [1]			Rango Rendimiento Internacional (%)[2]	Ref. Evaluación riesgos (%)[3]
		P25%	Mediana	P75%		
Constituyentes Medida Mínima 5						
SST (mg/L)		26	33	62	75-99	ZIT 91%
Metales	*Cobre total (µg/L)*	17,8	24,0	36,6	65-95	ZIT 82%
	Cobre-dis (µg/L)	4,0	6,3	9,6	-	ZIT 60%
	Zinc total (µg/L)	74,1	94,2	147,0	65-95	ZIT 82%
	Zinc-dis (µg/L)	47,3	57,5	87,1	-	ZIT 80%
Microconta-minantes	MP (mg/L) [4]	-	-	-	98	ZIT 90%
	BaP (µg/L) [4]	-	-	-	91-98	ZIT 85%
Otros						
HTP (µg/L)		-	-	-	75-98%	ZIT 90%
Plomo (µg/L)		7,2	9,6	12,3	77	ZIT 85%
Cadmio (µg/L)		0,2	0,4	0,5	71	ZIT 85%

1) Fuente: *bmpdatabase.org/bmp-statistical-analysis-tool.*
2) Fuentes: Schueler 1992, U.S. EPA 2000, Winer 2000. Salida de agua monitorizada para medir concentraciones. Si la zona saturada posee capacidad de depuración suficiente las partículas serán eliminadas en prácticamente su totalidad.
3) Valor a emplearse en caso de requerir una evaluación de riesgos.
4) MP: Rullander *et al.* (2023); Microproof (2019); BaP: Maurer (2023); Beryani *et al.* (2023). Microproof (2019). No se dispone de datos suficientes a fecha de la presente publicación, se presentan datos de únicos estudios disponibles.

14.3 APLICACIONES

14.3.1 Funciones de la Técnica

Las zanjas de infiltración permiten cumplir la MM5, tratamiento de las escorrentías pluviales, y MM6, control hidráulico. En función de la variante de diseño, y el volumen de escorrentía infiltrado al subsuelo, el nivel de cumplimiento puede variar.

El uso de esta técnica requerirá que se cumplan los criterios de viabilidad del ámbito para la infiltración (ver Capítulo 7). La infiltración al subsuelo deberá ser evaluada mediante un estudio geotécnico que permita determinar las tasas de infiltración y la viabilidad de la infiltración para el proyecto.

14.3.1.1 Control Hidráulico

La infiltración de las aguas pluviales es el método preferido de control hidráulico. Para el control hidráulico la tasa mínima de infiltración adecuada es de 5 mm/h. Con velocidades de infiltración menores el proyectista deberá realizar una valoración de la efectividad a largo plazo de la técnica y de sus necesidades de mantenimiento debido al alto riesgo de que la técnica falle.

La ZIT y ZIP permiten cumplir con la MM6. Las ZD no proporcionan control de volúmenes de escorrentía, ya que no permiten la infiltración al subsuelo.

Todas las variantes de zanjas de infiltración, salvo la ZD, permitirán cumplir con la detracción mínima de 5 mm siempre que se permita la infiltración al subsuelo.

Tabla 14-2. Funciones de control hidráulico proporcionadas por las zanjas de infiltración

Tipología Zanja de Infiltración	Control Volumétrico Escorrentía		Control Caudales	
	Detracción	Lluvias Extremas	Protección Hidromorfológica	Protección Inundabilidad
ZIT	Mín. 5mm (1)			
ZIP	Mín. 5mm (1)	(2)		(2)
ZD				

(1) Mayor capacidad puede ser provista si se justifica en el diseño.
(2) Nivel de cumplimiento para el proyecto debe ser determinado por el proyectista.

Cuando las dimensiones y diseño de la técnica no permitan alcanzar el nivel de protección requerido de la MM6, las zanjas de infiltración se instalarán junto con otras técnicas para replicar los caudales punta y volúmenes de escorrentía en estado natural. El uso de geoceldas con un alto contenido de huecos puede aumentar el volumen de almacenamiento y mejorar la contribución de esta técnica a la protección de la inundabilidad para precipitaciones extremas.

La tubería drenante y su elevación, junto con la tasa de infiltración del subsuelo, determinarán el volumen de almacenamiento disponible para retener escorrentía

pluvial y, por tanto, la capacidad de control hidráulico para precipitaciones extremas. La contribución de las ZIT y ZIP al control del volumen para las precipitaciones extremas deberá ser evaluada conforme a la tasa de infiltración y el área de ocupación o superficie de infiltración de la técnica.

Como norma general, puede contemplarse que una zanja de infiltración, cuya longitud es igual a la longitud de la calzada, y tenga una profundidad y ancho de 1 metro, tendrá capacidad para el control volumétrico de la escorrentía si su tasa de infiltración es superior a 10 mm/h.

Todas las variantes de zanjas de infiltración permiten cumplir con el control de caudales punta para la protección hidromorfológica y la inundabilidad. El volumen de almacenamiento provisto por el medio filtrante y la tasa de infiltración determinarán la función en el control de caudales punta. Las ZIP y ZD, pueden requerir que el dren de fondo, especialmente si está ubicado en la base de la zanja, esté conectado a una obra de salida con un elemento de regulación de caudal que controle la descarga.

14.3.1.2 Tratamiento de Escorrentías

Las ZI cumplen con la MM5. En esta técnica solo el volumen de escorrentía infiltrado recibe tratamiento y será el VCA para un cumplimiento con la MM5 como técnica individual.

Tabla 14-3. Funciones de tratamiento de las escorrentías proporcionadas por las zanjas de infiltración

Tipología Zanja de Infiltración	Cumplimiento Nivel Tratamiento					
	Sedimentos SST	Metales disueltos		Microcontaminantes		Vertidos Accidentales
		Cu	Zn	MP	BaP	
Infiltración Total (ZIT)						
Infiltración Parcial (ZIP)						
Detención (ZD)	(1)					

(1) Proveerá cierta reducción si posee capa de sacrificio y geotextil de tratamiento.

La zanja de infiltración proveerá tratamiento de volumen de escorrentía infiltrado. Para la función de depuración la tasa máxima de infiltración del suelo es de 50 mm/h. Esta velocidad es típica de texturas del suelo que tienen una estructura con propiedades físicas y químicas suficientes para lograr los objetivos de tratamiento (ver Capítulo 7).

Todas las variantes del diseño que cumplan con los criterios de diseño de este apartado permitirán cumplir con el objetivo de tratamiento destinado al 80% de eliminación de sedimentos o SST. Las variantes de la técnica por infiltración total y parcial permitirán cumplir en el control de metales pesados y microcontaminantes.

Las ZD solo proveerán control hidráulico y requerirán el uso en una cadena de gestión para realizar el control de la contaminación. Deberán ir precedidas por sistemas de pretratamiento adecuados.

Tabla 14-4. Ejemplo de evaluación de la eliminación potencial de contaminantes objetivos proporcionada por proporcionada por las zanjas de infiltración

Proceso Eliminación (1)	Relevancia del Proceso en las Zanjas de Infiltración (2)	Potencial Eliminación			
		SST (3)	Cu y Zn (4)	BaP (5)	MP (6)
Adsorción al sustrato	2,5	2	1,5	3	2
Sedimentación	1,5	3	1,5	3	3
Degradación microbiana	2	1	1	1	1
Filtración	2,5	3	1,5	3	3
Volatilización	0,5	NA	NA	2	1
Fotolisis	NA	NA	NA	3	1
Asimilación vegetal	1	NA	1	3	NA
	PUNTUACION TOTAL[(a)]	**19,00**	**12,75**	**25,50**	**19,50**

(1) Solo para volúmenes de escorrentía infiltrados al subsuelo.
(a) Suma de los productos del valor de relevancia de cada proceso para la técnica (columna 2) por el valor del potencial de eliminación para cada contaminante (columnas 3-6). Cuando no es aplicable (NA) el proceso para la eliminación de un contaminante no suma.

14.3.2 Viabilidad

Las ZI debido a su geometría relativamente estrecha y su configuración lineal, se adaptan fácilmente al entorno viario, y se pueden construir tanto en zonas de medianas y arcenes como en los perímetros de un área de descanso.

Figura 14-8. Zanja de infiltración en una autopista en el Reino Unido

Pueden diseñarse para interceptar flujos laminares de un área impermeable o instalarse en paralelo a una red de drenaje soterrada. Esta versatilidad permite implementar esta técnica con relativa facilidad en proyectos de renovación.

Pueden eliminar la necesidad de sumideros y bordillos perimetrales, y reemplazar la red de drenaje longitudinal si se usan en combinación con franjas filtrantes adyacentes.

14.3.3 Limitaciones

Para un correcto funcionamiento de las ZI se deben considerar las siguientes limitaciones:

- La infiltración de las escorrentías debe cumplir los criterios de idoneidad del ámbito (ver Capítulo 7).

- Requieren de un pretratamiento para evitar la acumulación de sedimento en la zona de infiltración y su obstrucción. Puede ser provisto con una capa de sacrificio superficial.

- Los procesos de infiltración pueden afectar a las masas de agua subterráneas. La HSST valora los principales aspectos y parámetros relativos a los posibles impactos a las MSBT. Para una evaluación más detallada ver Capítulo 9.

- La infiltración de escorrentías en rellenos deberá ser valorada por un estudio geotécnico detallado. Se deberán seguir las recomendaciones de la Orden Circular 17/2003. El recorrido de las aguas infiltradas, vertical y/o lateral, no podrá discurrir por suelos tolerables con un contenido de yesos, según NLT 115, mayor del dos por ciento (2%), suelos marginales o inadecuados, o rocas que no puedan considerarse estables frente al agua, según se especifica en los artículos 330, 331 y 333 del PG-3.

- La pendiente del fondo de las ZIT debe ser horizontal o casi horizontal para favorecer la infiltración en toda la base de la técnica. Las ZD y ZIP de grandes tiradas longitudinales construidas en pendiente requerirán aterrazarse para optimizar el volumen de almacenamiento (ver Capítulo 25).

- La cercanía de estribos y otros elementos estructurales puede condicionar su uso.

- No son apropiadas en pendientes de las bermas superiores al 15% debido a posibles inestabilidades del talud.

14.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

La siguiente tabla resume los criterios básicos de dimensionamiento que deben considerarse por parte del proyectista para diseñar una zanja de infiltración.

El diseño detallado de las zanjas de infiltración debe realizarse mediante el siguiente procedimiento:

1. Investigación del ámbito y de los indicadores cualitativos.

2. Definición geométrica.

3. Diseño hidráulico:
    a. Determinación del volumen de escorrentía pluvial a gestionar.
    b. Determinación del volumen de almacenamiento y tiempo de vaciado.
    c. Diseño para transporte (dren de fondo y obra de salida).

4. Diseño de elementos específicos:
    a. Diseño de elementos de pretratamiento.
    b. Árido.
    c. Geoestructuras.
    d. Registros de inspección.
    e. Geosintéticos.
    f. Obras de salida.

Tabla 14-5. Criterio de diseño zanjas de infiltración

Criterio o Parámetro	Valor / Criterio
Área drenante	Máximo 2 hectáreas
Profundidad de la zanja	1 – 2,5 m (máx. 2 m) Mínimo 0,6 metros
Anchura	Mínimo 0,6 metros Máximo 7 metros
Medio granular	Árido machaqueo con 30% huecos (ver Capítulo 25) Geoestructuras
Tiempo de vaciado	50% de su capacidad en 24 horas Máximo 48 horas
Tasa infiltración mínima	5 mm/h (control hidráulico)
Tasa infiltración máxima	50 mm/h (tratamiento de la escorrentía)
Pendiente del suelo	Pendiente ≤ 3% Mayores pendientes posibles aterrazando la técnica Máx. 15%

El proyectista deberá usar la HSST y confirmar la aplicabilidad de la técnica para el ámbito de estudio (ver Capítulo 10). Para ello se deberá delimitar la cuenca aportante, conocer la IMD prevista para el nivel de servicio deseado para la vía, la existencia de acuíferos o masas de agua subterráneas vulnerables a la contaminación y verificar el cumplimiento de los criterios del ámbito para la infiltración (ver Capítulo 7). Deberán comprobarse los criterios de viabilidad para el ámbito, respecto a distancias mínimas horizontales, permeabilidad, nivel freático, etc.

14.4.1 Diseño Estructural y Geometría

Las ZI son la geometría más común en el entorno de la vía debido a su forma lineal; se colocan en medianas o en las bermas junto a los arcenes siguiendo la pendiente longitudinal de la infraestructura. Su ventaja es que pueden mantenerse relativamente someras en comparación con otras geometrías y en suelos variables permiten distribuir el área de infiltración para minimizar el impacto de las zonas de menor permeabilidad.

La eliminación de contaminantes en una zanja puede mejorarse también al aumentar la superficie de infiltración del fondo de la zanja. Esto se consigue ajustando la geometría para que la zanja sea poco profunda y ancha, en lugar de profunda y estrecha. Una mayor superficie del fondo aumenta las tasas de infiltración, y proporciona más área y espesor de suelo no saturado hasta el nivel freático, incrementando los fenómenos que aportan capacidad de tratamiento al agua. Una

mayor superficie de infiltración permite también un vaciado más rápido en las ZIT y reduce el riesgo de obstrucción en la interfaz suelo/geotextil.

Una ZI puede instalarse bajo la cuneta vegetada mejorada (ver Capítulo 12) para proveer una cadena de gestión que permita el tratamiento de las aguas de escorrentía y el control hidráulico en el ámbito. La instalación de represas en la cuneta permite aumentar el tiempo de residencia hidráulica para promover la infiltración hacia la ZI.

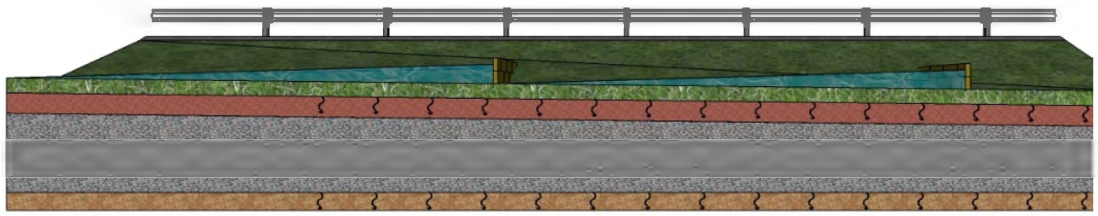


Figura 14-9. Diseño de zanja de infiltración subterránea situada bajo una cuneta vegetada

El ancho necesario de la ZI vendrá calculado por el proyectista con el método de diseño propuesto y solución técnica elegida. La anchura mínima que se debe construir es de 0,6 m para favorecer las labores de mantenimiento con maquinaria. Otros aspectos importantes referentes a la geometría de las zanjas de infiltración son los siguientes:

- El fondo de las diferentes zanjas de infiltración debe ser horizontal. Si el terreno presenta una pendiente a lo largo de la traza de una zanja de infiltración la altura de está es la del extremo de menor profundidad.

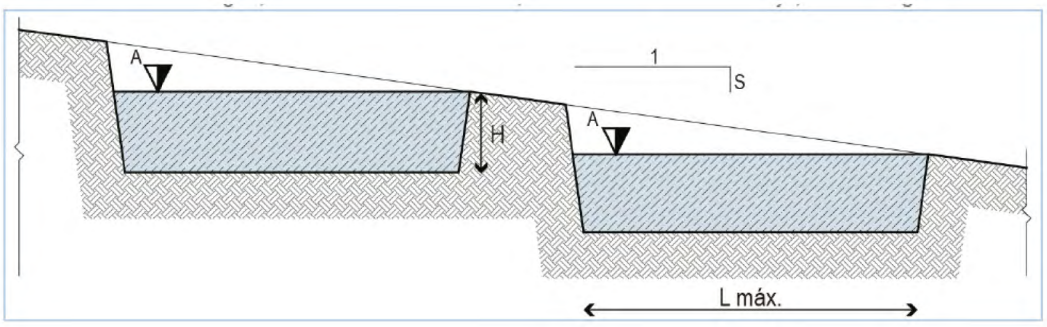


Figura 14-10. Esquema con zanjas de infiltración dispuestas en escalones

- Las zanjas de infiltración tendrán una pendiente del suelo máxima del 3% en cualquier dirección; en caso de no poder asegurarse se dispondrán escalonadas o aterrazadas interiormente con el uso de represas internas formadas con geomembrana o materiales impermeables (ver Capitulo 25).

- Berma aliviadero. Una berma, de 50 a 75 mm, situada aguas abajo de la zanja de infiltración tiene un doble propósito. En primer lugar, detiene la escorrentía superficial y permite que se almacene e infiltre en la zanja. La berma también

favorece el flujo uniforme difuso hacia la zona vegetada contigua en caso de que la ZI sea baipaseada por las aguas de escorrentía .

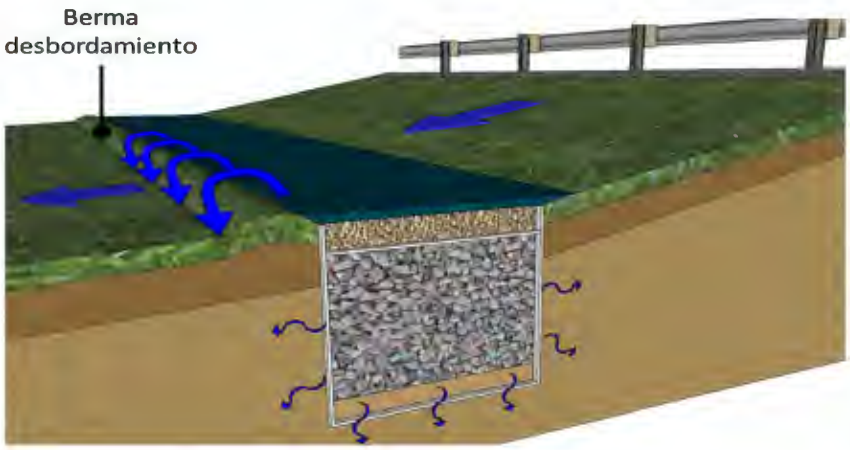


Figura 14-11. Esquema con zanjas de infiltración total con berma de desbordamiento para contener la escorrentía

Otras configuraciones diferentes a las zanjas lineales pueden ser más adecuadas en determinados proyectos. Algunas de las formas más comunes son:

- **Pozos de infiltración**: Son estructuras, generalmente prefabricadas de hormigón, que infiltran el agua pluvial tratada en el suelo. Pueden emplearse de forma individual pero normalmente forman parte de una técnica de mayores dimensiones (reboses de un sistema de biorretención o similar). Son circulares, con diámetros mínimos de 1,2 metros, y más profundos que las zanjas lineales, 2 a 3 metros o más de profundidad. Se deben espaciar 10 metros entre centros o al menos el doble de la profundidad del pozo, lo que sea mayor.

- **Depósitos de infiltración:** Son zanjas rellenas material granular o estructuras plásticas comerciales para el almacenamiento de agua pluvial. Estos depósitos suelen ubicarse aguas abajo de la red de drenaje Estas estructuras reciben generalmente flujos concentrados y poseen ratios mayores de superficie drenada/superficie de infiltración, por lo que requieren pretratamientos adecuados y un diseño detallado que evalúe su capacidad portante y vida útil a largo plazo.

- **Capas drenantes:** Son extensiones amplias, someras y poco profundas que se construyen con áridos permeables y/o geoestructuras, y que actúan como un sistema de infiltración con gran área superficial. Una aplicación común de su uso son áreas de descanso o aparcamientos, donde la capa drenante forma parte de la subbase del firme. Al igual que en el caso de los depósitos su diseño estructural requiere una evaluación detallada.

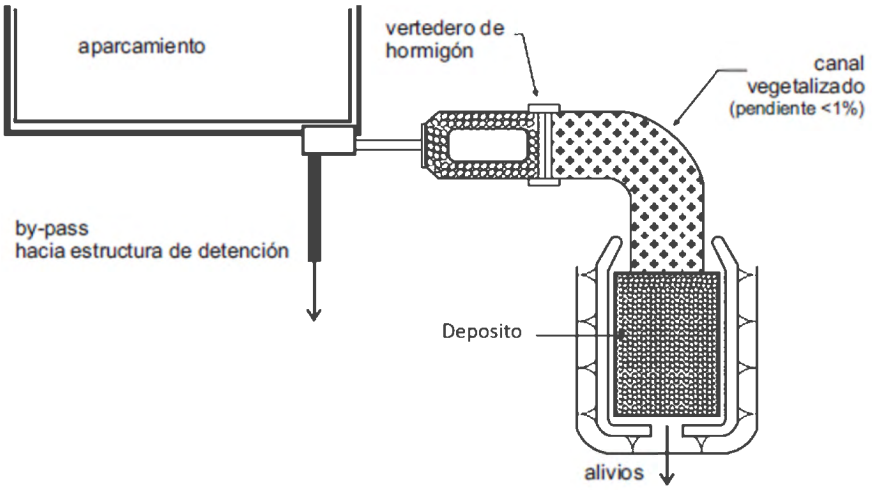


Figura 14-12. Depósito de infiltración con configuración en línea con llegada de flujo concentrado

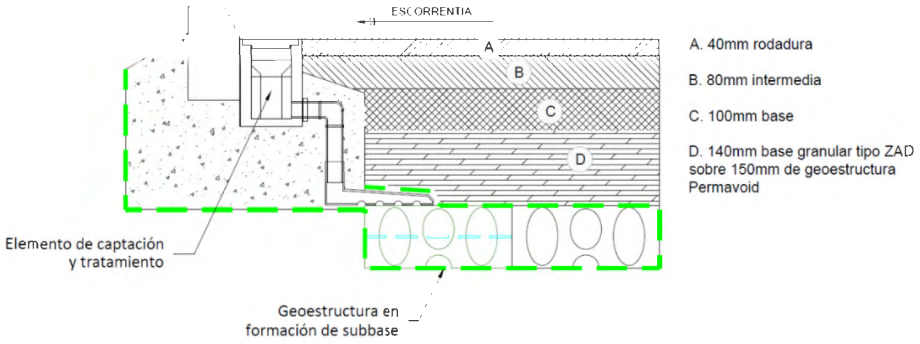


Figura 14-13. Sección tipo de capa drenante en subbase para el almacenamiento de aguas pluviales, con 400 mm de cobertura para tráfico pesado

14.4.2 Diseño Hidráulico

Las técnicas de infiltración requieren un estudio geotécnico que evalúe su viabilidad (ver Capitulo 7), incluyendo cualquier inestabilidad potencial local debido a la saturación prolongada de la subbase.

14.4.2.1 Limitaciones del Área Drenante

La superficie máxima de cuenca impermeable que debe drenar a una ZI es de 2 hectáreas. Pueden emplearse varias zanjas lineales, distribuidas en medianas y arcenes, para recibir mayores áreas aportantes.

Los depósitos de infiltración y capas drenantes no tienen limitada su área contribuyente.

14.4.2.2 Método de Diseño

Método de diseño:

1. **Calcular el volumen de escorrentía para tratamiento.** El volumen de almacenamiento será coherente con la función asignada a la zanja de infiltración, control hidráulico y/o de tratamiento, lo cual determinará la precipitación de diseño para el cálculo. El volumen mínimo infiltrado para proveer funciones de tratamiento con una ZI será equivalente al VCA.

   El volumen necesario para control de la calidad viene definido por el VCA, y el área de la cuenca aportante impermeable que drena hacia la práctica mediante la siguiente expresión:

   $$Vep = \frac{VCA \cdot A_{imp}}{1.000} \qquad \textit{(Ec. 14- 1)}$$

   Donde:

   Vep = volumen de escorrentía pluvial (m^3)
   VCA = volumen de calidad de aguas (mm)
   A_{imp} = área de la cuenca drenante impermeable (m^2)

   Si parte del volumen de VCA que es tratado por otra técnica se debe descontar la proporción de este del resultado obtenido en el cálculo del *Vep*.

   Este método de cálculo considera de forma conservativa la transformación y acumulación instantánea de la escorrentía en la técnica. Cuando la ZI esté precedida por otras técnicas el proyectista deberá usar modelos de simulación que permitirán optimizar el diseño y dimensiones de la técnica. INTERBIAK recomienda el uso de modelos de simulación para el diseño de la técnica.

   El volumen de almacenamiento dentro de la técnica vendrá dado por el volumen de cada capa multiplicado por la porosidad de cada material.

2. **Calcular la tasa de infiltración del terreno y/o los caudales pasantes.** En las ZIT el volumen de escorrentía debe infiltrarse en el terreno en un tiempo máximo de 48 horas. Para determinar el tiempo de vaciado por infiltración se empleará la conductividad hidráulica saturada del suelo. El valor obtenido en los ensayos deberá minorarse con el factor de seguridad correspondiente para determinar la tasa de infiltración de diseño conforme a los valores recogidos en el Capítulo 7.

   Para las ZIP y ZD el dren de fondo y su elevación en la zanja gobernarán la velocidad de vaciado de la técnica. La capacidad hidráulica del dren de fondo puede determinarse conforme al método del Capítulo 25. En caso de que su capacidad exceda los caudales pasantes admisibles para el control hidráulico (ver Capítulo 6) deberá equiparse con elementos de regulación de caudales.

3. **Calcular el volumen de escorrentía para control hidráulico**. Mediante el empleo de la HSH se puede calcular el volumen de almacenamiento requerido para el control hidráulico. El volumen acumulado de agua lluvia (m^3) para un tiempo t (horas), se calcula como:

$$V_{ep}(t) = 1{,}25 \cdot 0{,}001 \cdot I_t \cdot A_{imp} \cdot t \qquad \textit{(Ec. 14- 2)}$$

Donde:

A_{imp} = área de la ADD (m^2)
I_t = intensidad de la lluvia (mm/h)
t = duración critica de la lluvia (horas)

4. **Calcular el volumen infiltrado**. El volumen infiltrado en un determinado periodo de tiempo se calcula mediante la siguiente ecuación:

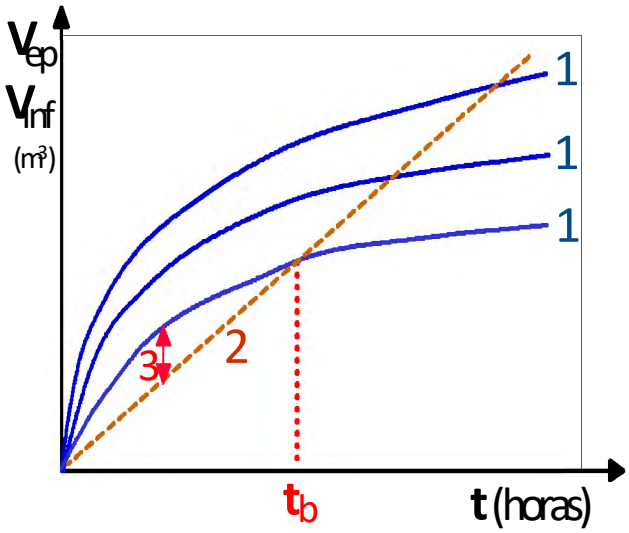
$$V_{inf}(t) = 0{,}001 \cdot f \cdot A_{inf} \cdot t \qquad \textit{(Ec. 14- 3)}$$

Donde:

Vinf(t) = Volumen infiltrado por unidad de tiempo (m3)
f = tasa de infiltración de diseño (mm/h)
A_{inf} = área de infiltración (m^2)
t = duración para el vaciado (horas), generalmente 48 horas para vaciado completo.

5. **Calcular el volumen de almacenamiento de la zanja de infiltración**

5.a) Diseño de zanja de infiltración total (ZIT). Para estimar el volumen de almacenamiento necesario para una determinada precipitación con un determinado periodo de retorno, el volumen necesario de almacenamiento en la zanja de infiltración total (V_{alm}) se puede determinar gráficamente como la máxima diferencia entre el volumen acumulado de escorrentía pluvial (V_{ep}) y el volumen acumulado infiltrado (V_{inf}), ambos en función del tiempo, como se muestra en la figura siguiente.



1 - Curvas de volumen afluente acumulado para diferentes periodos de retorno

2 - Recta de volumen infiltrado acumulado

3 - Volumen de almacenamiento para la lluvia menor

tb - Tiempo de vaciado para la lluvia menor o tiempo total de infiltración

Figura 14-14. Curvas de escorrentía acumulada para distintas lluvias de diseño, infiltración acumulada y tiempo de vaciado

El volumen total de la ZI está dado por la siguiente ecuación:

$$V_{alm} = (L \cdot b \cdot h) \cdot n \qquad \textit{(Ec. 14- 4)}$$

Donde:

V_{alm} = volumen de almacenamiento de la zanja (m^3)
L = longitud de la zanja (m)
b = ancho de la zanja (m)
h = altura de la zanja (m)
n = porosidad de la zanja (0,3 para áridos y habitualmente 0,95 para geoestructuras)

Debido a que el volumen infiltrado, empleado para estimar el volumen de almacenamiento, también depende de la dimensión de la zanja, se debe proceder por aproximaciones sucesivas, empleando como variables de diseño el valor del largo de la zanja L, suponiendo valores conocidos de b y h, ya que pueden estar condicionadas por restricciones constructivas y del terreno.

5.b) Diseño de zanja de infiltración parcial (ZIP). En este diseño se considera una regulación de salida del flujo de escorrentía que no se infiltra.

En este caso, el volumen de escorrentía acumulado se calcula como en el caso anterior, pero el volumen acumulado que sale de la zanja debe ser la suma del volumen infiltrado acumulado más el volumen descargado que sale por la conducción. Si se asumen que este caudal pasante es constante debido al elemento de regulación impuesto, entonces la curva conjunta se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$V_{gestionado}(t) = V_{inf}(t) + V_{descargado}(t) \qquad \textit{(Ec. 14- 5)}$$

$$V_{gestionado}(t) = 0{,}001 \cdot f \cdot A_{inf} \cdot t + Q_{descargado} \cdot t \qquad \textit{(Ec. 14- 6)}$$

Donde:

$V_{gestionado}$ = volumen acumulado total que va pasando por la zanja (m^3)
$V_{descargado}$ =volumen descargado por la tubería drenante (m^3)
f = tasa de infiltración de diseño (mm/h)
A_{inf} = área de infiltración función del diseño de la técnica (m^2)
$Q_{descargado}$ = caudal descargado por la conducción (m^3/h)
t = duración para de la lluvia crítica que maximiza el volumen en la técnica (h)

En función de la altura en que se sitúe la conducción llegará un momento en que en la zanja el nivel esté por debajo de la rasante del conducto y no saldrá nada de agua, y solo se producirá infiltración.

Si en la en la última ecuación se anula el volumen acumulado de infiltración, es decir, que las paredes y fondo están impermeabilizadas, el sistema solo funcionará como volumen de regulación, que es el caso del diseño de una zanja de detención (ZD).

6. **Calcular el tiempo total de infiltración.** Se debe estimar el tiempo total de infiltración para la lluvia de diseño, como el tiempo para el cual el volumen

acumulado aportado por la lluvia es igual al volumen acumulado infiltrado, es decir el tiempo para el cual las curvas de recarga e infiltración se cruzan en el gráfico de la figura anterior.

En este manual se ha fijado un tiempo vaciado de 48 horas para la lluvia de diseño.

14.4.2.3 Diseño para Transporte

Una tubería drenante dentro del material granular permite transportar el agua longitudinalmente en la técnica. A una altura elevada puede actuar como un elemento de rebose para evacuar los caudales asociados a precipitaciones superiores a las de diseño. La capacidad hidráulica de este elemento puede determinarse empleando métodos de cálculo normales (ver Capítulo 25).

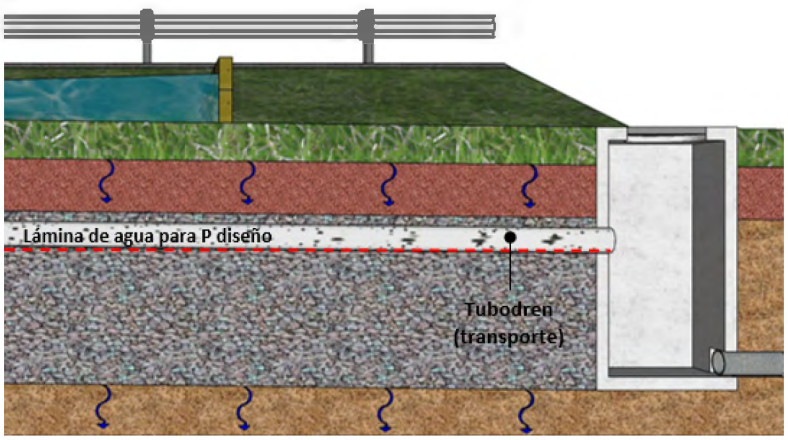


Figura 14-15. Zanja de infiltración total con tubería drenante para transporte de precipitaciones superiores a las de diseño

Si el dren de fondo está en la base y conectado a una cámara de regulación de caudales pasantes, para proveer el control hidráulico, la cámara deberá incluir un elemento de rebose cuya coronación estará a una cota inferior a la parte superior de la zanja. El resguardo de este rebose y su geometría deberá tener suficiente capacidad hidráulica (ver fig. 14-18).

14.4.3 Diseño de Elementos Específicos

14.4.3.1 Pretratamiento y Entradas de Agua

El pretratamiento se requiere para proteger la técnica de sedimentos y prolongar su vida útil. Se emplearán franjas filtrantes, cunetas vegetadas, separadores hidrodinámicos u otras técnicas aprobadas que permitan eliminar sedimentos de las aguas de escorrentía. El tipo de pretratamiento dependerá de la forma de entrada de las escorrentías a la técnica.

En las zanjas superficiales, siempre que el agua entre de forma no canalizada por la parte superior, se empleará una capa de sacrificio. Esta capa permite facilitar y localizar el mantenimiento en la parte superficial de la zanja. La capa de sacrificio consiste en una capa de grava de entre 10 y 15 cm de espesor, con un árido de tamaño más pequeño (4 -20 mm), que se coloca sobre en la parte alta de la zanja y se separa del resto de material granular por una capa de geotextil (ver fig. 14-2). La finalidad de la capa de sacrificio es atrapar aquellos sedimentos gruesos y residuos que puedan llegar a la zanja, de tal modo que en caso de obstrucción solo se tenga que reemplazar esta capa superficial.

El mantenimiento es un aspecto muy importante para tener en cuenta en las zanjas o depósitos soterrados de infiltración. En depósitos soterrados de infiltración el proyectista deberá proveer zonas registrables y accesibles, que permitan facilitar y localizar el mantenimiento de la técnica.

Para este fin se puede instalar dentro de la zanja una bóveda conectada a una arqueta con arenero que reciba los primeros flujos de escorrentía. Esta fila de bóvedas, o módulos, puede así ser inspeccionada y vaciada de sedimentos mediante el uso de una tobera y camión de succión. Este diseño también debe ir precedido por un pretratamiento para retener sedimentos y sus contaminantes asociados.

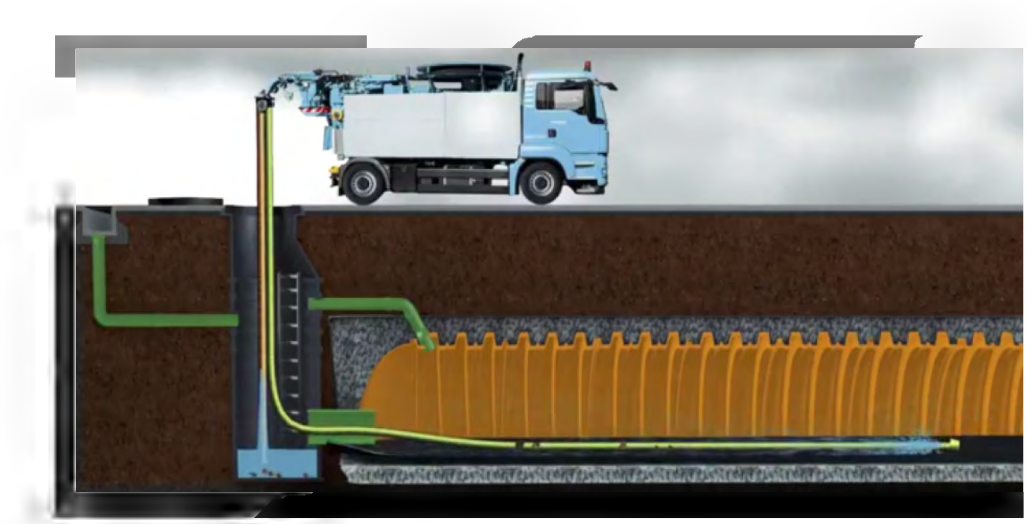


Figura 14-16. Diseño de zanja de infiltración subterránea con estructuras modulares de almacenamiento y pretratamiento

14.4.3.2 Árido

El árido o grava aporta volumen a partir de sus huecos. El árido debe tener una porosidad mínima que sea acorde a los cálculos de diseño; generalmente un contenido mínimo de huecos del 30% (ver Capítulo 25).

14.4.3.3 Geoestructura

Para incrementar el volumen de almacenamiento y el control hidráulico podrán usarse geoestructuras plásticas (bóvedas, celdas, etc.).

14.4.3.4 Registro de Inspección

Las zanjas de infiltración deben estar provistas de pozos de observación o registros, para permitir la inspección de los niveles de agua dentro del sistema.

Como mínimo, se debe incluir un registro por cada 10 m de longitud de zanja mediante una tubería drenante DN110-160 colocada verticalmente a lo largo de toda la profundidad de la técnica. Este registro permite observar que la técnica vacía en el tiempo máximo admisible (48 horas).

El punto de inspección debe ser accesible a nivel del suelo, estar tapado, y no estar enterrado. La tapa debe ser resistente a impactos y a la acción de los rayos UV. En el interior del tubo se puede colocar un elemento visible flotante que marcará el nivel de agua en el interior de la zanja.

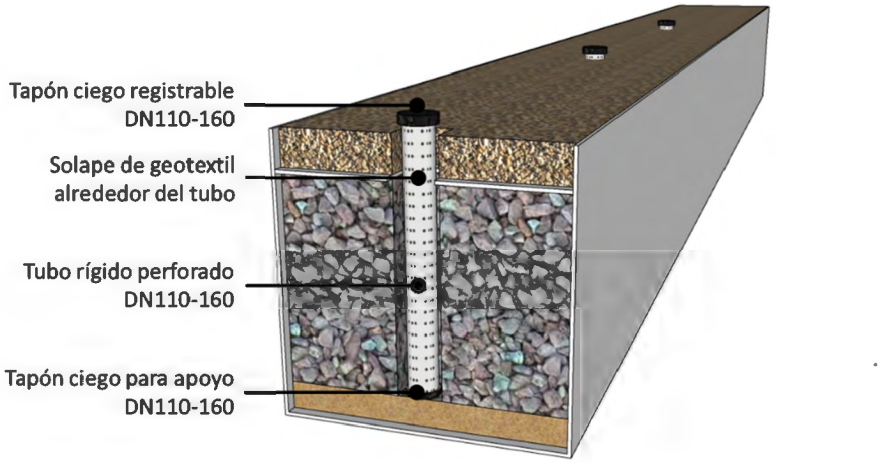


Figura 14-17. Detalle del registro de inspección en la zanja de infiltración

En su parte más alta y superficial tendrán un tapón registrable. Debe sobresalir por encima de la capa de sacrificio y no quedar enterrado para su fácil localización por los equipos de mantenimiento.

14.4.3.5 Geosintéticos

El árido que conforma el material drenante deberá estar aislado del terreno natural mediante un tejido geotextil diseñado para evitar la migración de partículas finas del suelo a los espacios vacíos de la piedra. Los materiales geotextiles deberán cumplir con las especificaciones estándar de INTERBIAK y deberán ser seleccionados en base a un análisis de las condiciones del terreno natural y la permeabilidad requerida, ver Capítulo 25.

Se recomienda evitar el uso de geotextiles en la base en las ZIT cuando los usos granulométricos del árido y de la capa de protección inferior permitan hacer una transición entre ambos materiales sin la necesidad de usar el geotextil.

14.4.3.6 Tubería Drenante

Permite transportar el agua longitudinalmente en la técnica. Generalmente estará conectado a una cámara de regulación de caudales pasantes para proveer el control hidráulico.

El diámetro de la tubería drenante dependerá de la capacidad hidráulica requerida y del cálculo hidráulico, pero comúnmente será DN110-160 mm. Si las condiciones lo justifican, puede utilizarse una tubería de mayor diámetro. El flujo máximo a través de este elemento puede determinarse en función del área ranurada y la columna de agua acumulada sobre el mismo (ver Capítulo 25).

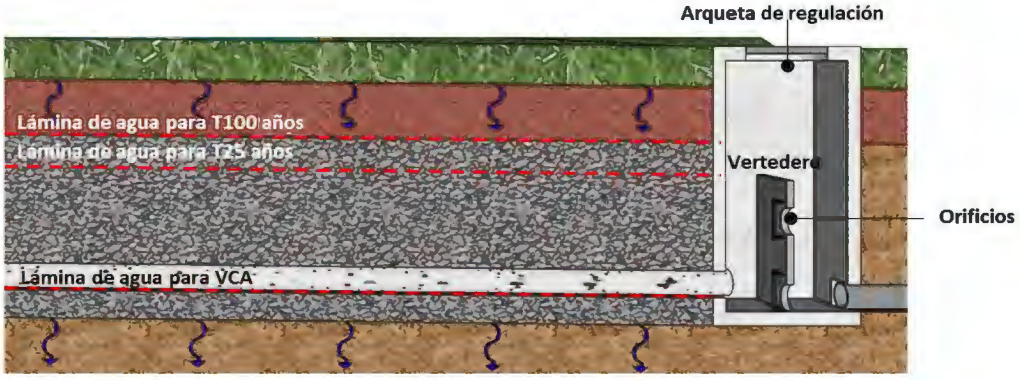


Figura 14-18. Zanja de infiltración parcial conectada a una arqueta de regulación

14.4.3.7 Capa de Protección

En su parte inferior se incluirá una capa de arena de al menos 200 mm de espesor como medio de protección para minimizar el riesgo de migración de contaminantes (ver Capítulo 25). Cuando el suelo subyacente alcanza concentraciones de saturación de contaminantes puede existir una potencial liberación paulatina y migración vertical hacia el suelo no saturado y las aguas subterráneas.

Esta capa puede servir de transición entre el terreno natural y el material drenante y permite evitar el uso de geotextiles en la base de la técnica.

14.5 REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

La vida útil de una ZI está muy influenciada por el método constructivo y solo funcionarán conforme a su diseño si se construyen de forma adecuada.

14.5.1 Excavación y Preparación del Terreno

La preparación del terreno viene condicionada por las dos situaciones que se pueden presentar al inicio de la obra: que se aproveche terreno ya existente, y que solo se

precise una ligera conformación, o que el terreno sea completamente nuevo, resultado de la configuración de las secciones estructurales del vial y que el perfil de suelo se vaya a configurar por completo, como, por ejemplo, en una zona de terraplén.

Las áreas que serán ocupadas por las ZI deben estar claramente definidas (mediante señalización y vallas) antes de comenzar los trabajos de la obra para evitar la alteración las condiciones de los suelos durante la construcción. No debe permitirse el tráfico de vehículos, excepto el utilizado específicamente para la construcción de la técnica.

La ZI debe construirse utilizando técnicas de nivelación y perfilado meticulosas para proporcionar una pendiente longitudinal uniforme y consistente.

Al igual que con cualquier técnica SuDS que infiltre aguas se debe evitar la compactación de los suelos durante su construcción. Se debe utilizar maquinaria lo más ligera posible que debe trabajar desde los laterales del área reservada para la técnica de infiltración. Para la excavación de depósitos rectangulares de mayores ocupaciones en planta deberá utilizarse una retroexcavadora o mini con orugas para trabajar en el fondo de la técnica. Los neumáticos compactarán el suelo y no se usarán dentro de la zanja salvo posterior perfilado y suelta del terreno.

Realizar la excavación inicial de la zanja a 30 cm de la cota de fondo final. Postponer la excavación final a la cota establecida en proyecto hasta que se estabilice o protejan todas las áreas de suelo en la parte alta de la cuenca de aportante. La fase final de la excavación removerá todo el posible sedimento acumulado. La construcción de la zanja debería realizarse al final de la obra para evitar aportes excesivos de sedimentos del propio entorno en construcción.

Debido a la inestabilidad que presentan las paredes verticales en terrenos donde la humedad del suelo es alta, o donde predominan los suelos blandos sin cohesión, en ellos se debe optar por secciones transversales trapezoidales.

14.5.2 Control de la Erosión y Sedimentos

La técnica de infiltración deberá protegerse durante la fase de construcción conforme al PCTES del proyecto. Antes de la entrada en servicio de la técnica toda la zona de drenaje contribuyente deberá estar estabilizada. Si es requerido se deberá desviar la escorrentía alrededor de la zanja de infiltración hasta que las superficies de aportación estén estabilizadas y no envíen sedimentos.

Se deben colocar los materiales extraídos de la excavación lejos de los laterales de la zanja para no poner en riesgo la estabilidad del terreno y no colmatarla con aportes de sedimentos.

14.5.3 Colocación de Geotextil, Capa de Protección y Registros de Inspección

El perímetro y la base, si procede, de la excavación se cubrirán con geotextil. Se deben retirar todos los objetos punzantes, raíces y piedras de los taludes de la excavación que puedan dañar el geosintéticos en su puesta. Debe extenderse por las paredes de la excavación, y no tener pliegues excesivos.

En el caso de que se requiera solapamiento entre geosintéticos, se deben realizar solapes mínimos de 60 cm. El geotextil que se encuentre aguas arriba estará siempre solapado en la parte superior para propiciar la continuidad.

En el fondo de la zanja se dispondrá la capa de protección de 20 cm de arena limpia. Durante la colocación de esta capa se deberá ubicar los registros de inspección que quedarán fijados en su posición vertical al colocar esta primera capa de material.

14.5.4 Colocación de Material Granular y Tubería Drenante

Durante la colocación de la grava se debe garantizar que los suelos naturales, o de relleno, no se mezclen con la misma, el aporte de finos en el árido nunca superará el 5% de finos.

Una vez colocados los registros de inspección se procederá a voltear el material drenante sobre la zanja a una altura de aproximadamente 1,5 m desde el cazo de la maquinaria para que el árido angular consiga el grado de compactación requerido. A la elevación requerida se colocará el dren de fondo y se rellenará la zanja hasta su parte superior. La capa de sacrificio y tratamiento se colocará en la capa superior con un árido de menor tamaño (gravilla) separada con un geotextil de tratamiento conforme a las especificaciones (ver Capítulo 25) y con una profundidad que oscila entre 10 y 15 cm. Si se coloca la capa de sacrificio se colocará un geotextil entre ambas capas de árido con sus bordes extendidos en forma de "U" y levantados hacia la superficie.

Se podrá realizar una pasada con un rodillo ligero y sin vibración para nivelar y asentar el material una vez finalizado el relleno de la zanja y la colocación de materiales.

En caso de usar geoestructuras o zanjas soterradas se deberá realizar la cubrición y colocación de materiales conforme a las especificaciones del fabricante o los requerimientos estructurales definidos por el proyectista.

14.5.5 Verificación y Puesta en Servicio

Una vez que la ZI este construida y tras comprobar que el área drenante está estabilizada la técnica podrá ponerse en servicio.

Se deben verificar cotas y planos *as built* conforme a diseño.

Entregar a los servicios de conservación y explotación el plan de mantenimiento incluyendo detalles y ubicaciones de los registros de inspección, planos *as built* y las acciones y condiciones para su adecuado mantenimiento.

14.6 CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN

Al igual que cualquier otra técnica SuDS se requerirá un mantenimiento regular para asegurar un correcto funcionamiento, a largo plazo. El proyectista deberá proporcionar el programa de mantenimiento especifico de la técnica.

El fallo más común detectado en esta técnica es la obturación de la capa de sacrificio superficial con finos, materia orgánica o restos vegetales. Otros problemas comunes incluyen:

- Estancamiento de agua en el interior por perdida de permeabilidad.
- Acumulación de residuos en la superficie de la técnica.
- Obstrucción de los conductos de salida.

Para prevenir o minimizar estos problemas es importante que durante el diseño de la técnica se determinen las tasas de infiltración de forma precisa con sus coeficientes de seguridad (ver Capitulo 7).

Las siguientes tareas, además de las indicadas en el mantenimiento regular de la tabla siguiente, son requeridas en el primer año después de la puesta en servicio de la zanja de infiltración:

- **Inspecciones iniciales.** Durante los primeros 6 meses después de la puesta en operación evaluar la técnica, por lo menos dos veces, después de eventos de lluvia fuertes (más de 12 mm de lluvia en 24 horas). Revisar acumulaciones de sedimentos y gruesos en la capa de sacrificio. Revisar que la técnica vacía correctamente mediante los registros de inspección.
- **Retirar basuras y gruesos**: La eliminación de residuos (incluida la hojarasca) debe llevarse a cabo como parte del mantenimiento. Se debe inspeccionar que no hay crecimiento de vegetación no deseada sobre la zanja. Los arbustos o pequeños árboles en el entono de las zanjas, puede acelerar la colmatación de la zanja con restos vegetales y las raíces pueden penetrar en la ZI.

Los procedimientos de mantenimiento varían según se trate de zanjas superficiales o soterradas. Las zanjas superficiales suelen ser más fáciles de mantener porque son más fáciles de acceder y trabajar. Por lo general, sólo hay que retirar la capa superior de gravilla, situada por encima de la capa superior de geotextil. Si la obstrucción se produce sólo en esta zona, la capa superior de gravilla y el geotextil deben ser retirados y reemplazados Si la obstrucción se produce por debajo de la capa de sacrificio superficial, y en toda la profundidad de la ZI, entonces todas las capas deben ser retiradas, así como el geotextil perimetral. En caso de ZD y ZIP comprobar si el tubodren o el material drenante puede estar obturado (ver Capítulo 13, apartado 6).

El mantenimiento de las zanjas subterráneas requiere el uso de un camión de succión para retirar los lodos acumulados en la técnica. Los dispositivos de pretratamiento (balsas, depósitos, etc.) situados en las entradas deberán ser inspeccionados para ver la carga de sedimentos acumulados. Deben ser limpiados cuando los sedimentos alcancen los niveles recomendados según cada técnica o equipo.

La operación más importante de conservación en una zanja de infiltración es su reconstrucción una vez que se obstruye. Los diseños proporcionados se han desarrollado para reducir las posibilidades de obstrucción de la zanja de infiltración. Las referencias sugieren que las zanjas de infiltración bien diseñadas y mantenidas funcionan entre 10 y 20 años antes de que se produzcan atascos.

En caso de fallo por colmatación de la zanja con finos se requerirá el reemplazo del geotextil y/o material drenante. El suelo del fondo de la zanja debe ser labrado para promover una mejor infiltración. A continuación, se debe reconstruir todo el sistema.

Tabla 14-6. Necesidades de operación y mantenimiento de las zanjas de infiltración

Calendario de Mantenimiento	Acción Requerida	Frecuencia Típica
	Asegurarse de que la zona contribuyente está estabilizada y no existe riesgo de arrastre de sedimentos	Antes de recibir escorrentía
	Limpiar los dispositivos de pretratamiento, así como de las estructuras de derivación para zanjas soterradas	Semestral (siempre que alcancen el 25% de su capacidad de diseño)
	Retirada de basuras de la superficie de la técnica	Trimestral o cuando se excede 1 m^3 por cada 100 m^2 de área de estanque
	Retirada de las malas hierbas sobre la superficie de la zanja	Mensual (o la que sea necesaria)
	Comprobar vaciado de la técnica en 48 horas mediante los pozos de observación después de 3 días de tiempo seco. En caso de no vaciado el nivel de agua en los pozos de observación debe comprobarse durante varios días y registrarse su caída para determinar grado obturación	Semestral los dos primeros años y anualmente después
Mantenimiento Ocasional	Sustituir la capa de sacrificio y la tela filtrante de la superficie superior	La que sea necesaria (cuando esté obstruida)
	Retirada de sedimentos de la superficie de la técnica. Cuando la acumulación de sedimento es evidente sobre la superficie de la gravilla	La que sea necesaria (cuando esté obstruida)
Actuaciones Correctoras	Realizar la rehabilitación total de la técnica para mantener la capacidad de almacenamiento e infiltración de diseño (puede requerir reemplazar geotextil y/o material drenante).	En caso de fallo

14.7 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

Beryani *et al.* (2023). "Performance of a gross pollutant trap-biofilter and sand filter treatment train for the removal of organic micropollutants from highway stormwater (field study)".

Boutiette, L.N., Duerring, C.L. (1994). "Massachusetts Nonpoint Source Management Manual, The Megamanual: A Guidance Document for Municipal Officials". Massachusetts Department of Environmental Protection, Office of Watershed Management, Nonpoint Source Program, Boston.

CIRIA (2015). "The SuDS Manual." Construction Industry Research and Information Association. London (UK).
http://www.scotsnet.org.uk/documents/nrdg/ciria-report-c753-the-suds-manual-v6.pdf

Claytor, R.A., Schueler, T.R. (1996). "Design of Stormwater Filtering Systems. The Center for Watershed Protection", Silver Spring, MD.

GEORGIA EPD (2016). "Stormwater management manual". Atlanta Regional Commission (USA).
http://documents.atlantaregional.com/gastormwater/GSMM_2016%20EDITION_FINAL_V1.pdf

FHWA (2000). "Stormwater Best Management Practices in an Ultra-Urban Setting: Selection and Monitoring". Publication N0. FHWA-EP-00-002. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.
file:///C:/Users/Augas/Downloads/dot_25727_DS1.pdf

FHWA (1996). "Evaluation and Management of Highway Runoff Water Quality." U.S. Department of Transportation. Publication N° FHWA-PD-96-032. Junio 1996. Office of Environment and Planning.

GEORGIA EPD (2016). "Stormwater management manual". Atlanta Regional Commission (USA).
http://documents.atlantaregional.com/gastormwater/GSMM_2016%20EDITION_FINAL_V1.pdf

IDEQ (2005). "Catalog of Stormwater Best Management Practices for Idaho Cities and Counties", Idaho Department of Environmental Quality, Water Quality Division.

MASS-HIGHWAY (2004). "The Storm Water Handbook for Highways and Bridges". Commonwealth of Massachusetts, Executive Office of Environmental Affairs, Department of Environmental Protection. Massachusetts Highway Department.
https://www.mass.gov/doc/storm-water-handbook-for-highways-and-bridges/download

Mauer *et al.* (2023). "Towards a model for road runoff infiltration management".

M.D.E. (2000). "Maryland Stormwater Design Manual;" Volumes I & II. Baltimore, Maryland, Estados Unidos: Centre for Watershed Protection and the Maryland Department of the Environment Water Management

MICROPROOF (2019). Micropollutants in Road RunOff. Efficiency of treatment systems. Deliverable 4.2. CEDR Transnational Road Research Programme Call 2016: Environmentally Sustainable Roads: Surface- and Groundwater Quality

Minnesota (2008). "Minnesota Stormwater Manual"; Version 2. January 2008. "Minnesota Stormwater Steering Committee," Published by the "Minnesota Pollution Control Agency."
https://stormwater.pca.state.mn.us/index.php?title=Main_Page

MOP-CHILE (2013). "Manuela de Drenaje Urbano: Guía para el diseño, construcción, operación y conservación de obras de drenaje urbano". Ministerio de Obras Públicas. Dirección de Obras Hidráulicas. Chile. Versión de 2013.

Rullander *et al.* (2023). "How effective is the retention of microplastics in horizontal flow sand filters treating stormwater?".

SEPA (2009). "SUDS for Road." Scottish Environment Protection Agency. Supported by Scottish Environment Protection Agency, Scottish Water, Transport Scotland, Society of Chief Officers of Transportation Scotland, University of Abertay Dundee. WSP Development and Transportation.
http://www.scotsnet.org.uk/documents/SudsforRoads.pdf

Schueler, T.R. (1987). "Controlling Urban Runoff: A Practical Manual for Planning and Designing Urban BMPs", Department of Environmental Programs, Metropolitan Washington Council of Governments, Washington, D. C.

Schueler, T.R., Kumble, P., Heraty, M. (1992). "A Current Assessment of Urban Best Management Practices: Techniques for Reducing Nonpoint Source Pollution in the Coastal Zone". Anacostia Research Team, Metropolitan Washington Council of Governments, Washington, D. C.

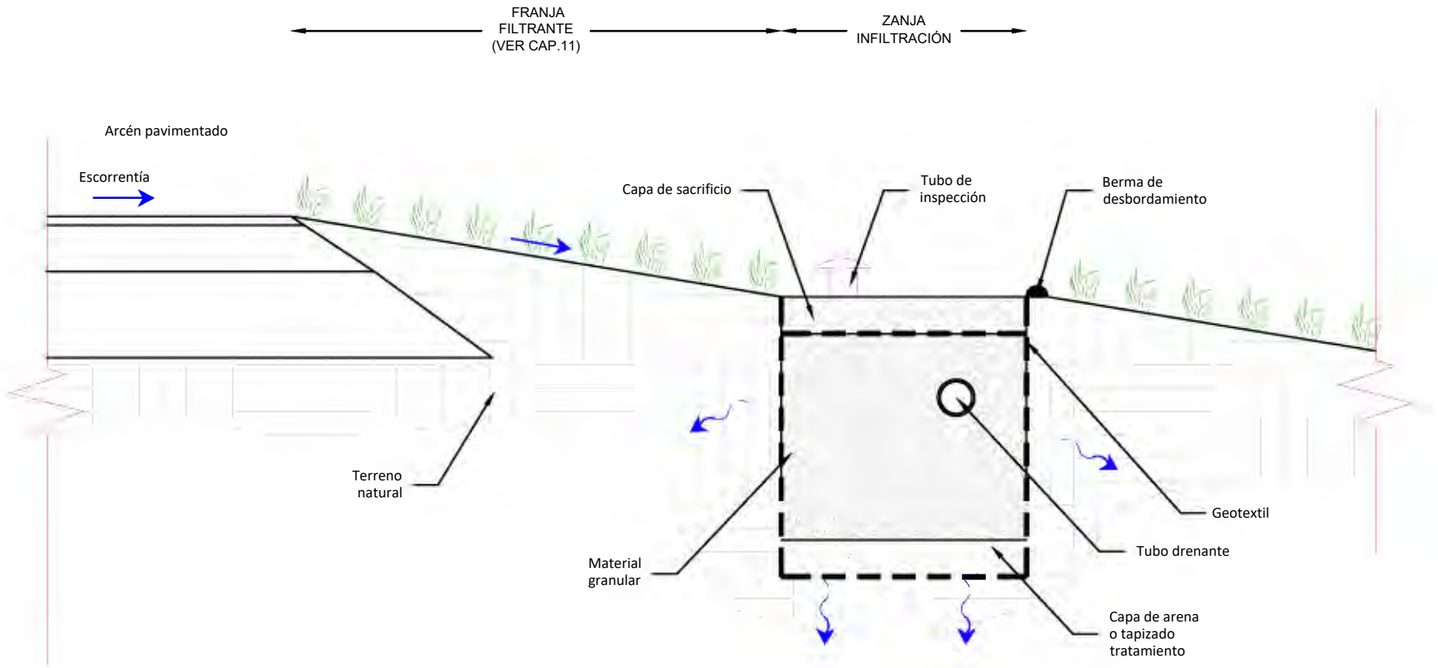
Winer, R. (2000). National Pollutant Removal Performance Database for Stormwater Treatment Practices: 2nd Edition. Center for Watershed Protection. Ellicott City, MD.

WDOT (2019). "Highway Runoff Manual". Washington State Department of Transportation. Engineering and Regional Operations. Development Division, Design Office. Washington, USA.
https://wsdot.wa.gov/publications/manuals/fulltext/M31-16/highwayrunoff.pdf

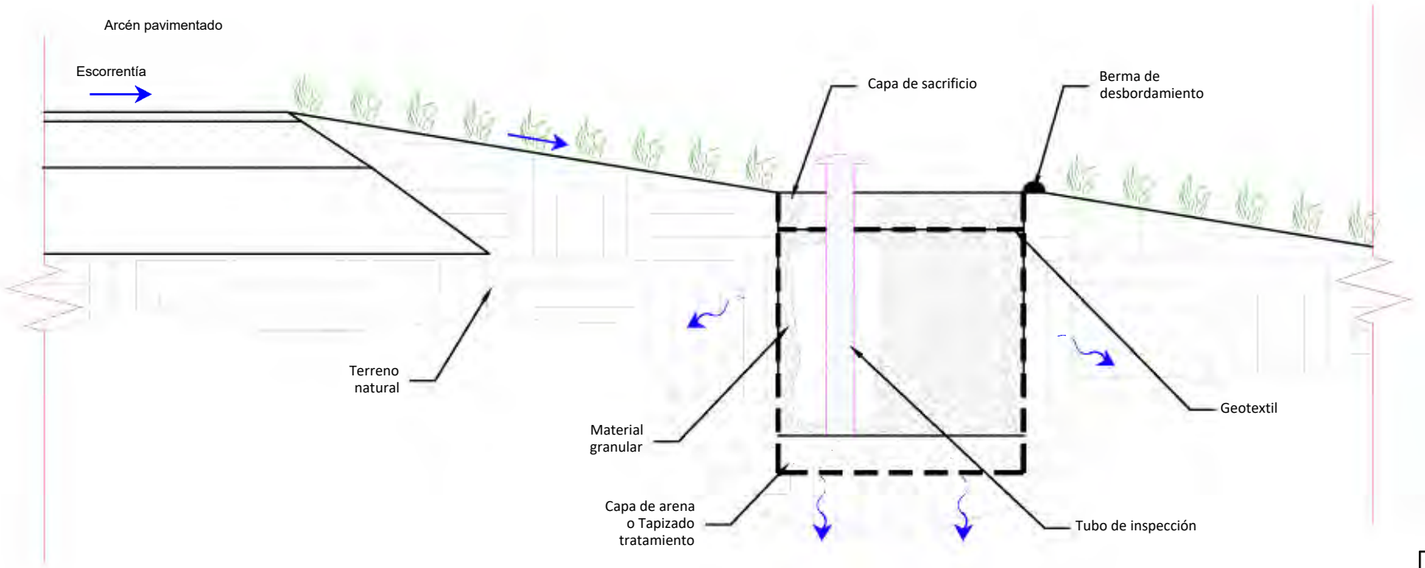
UNH (2017). "Stormwater Center". University of New Hampshire. Durham, NH.
www.unh.edu/unhsc

ANEXO 1. PLANOS Y SECCIONES TIPO

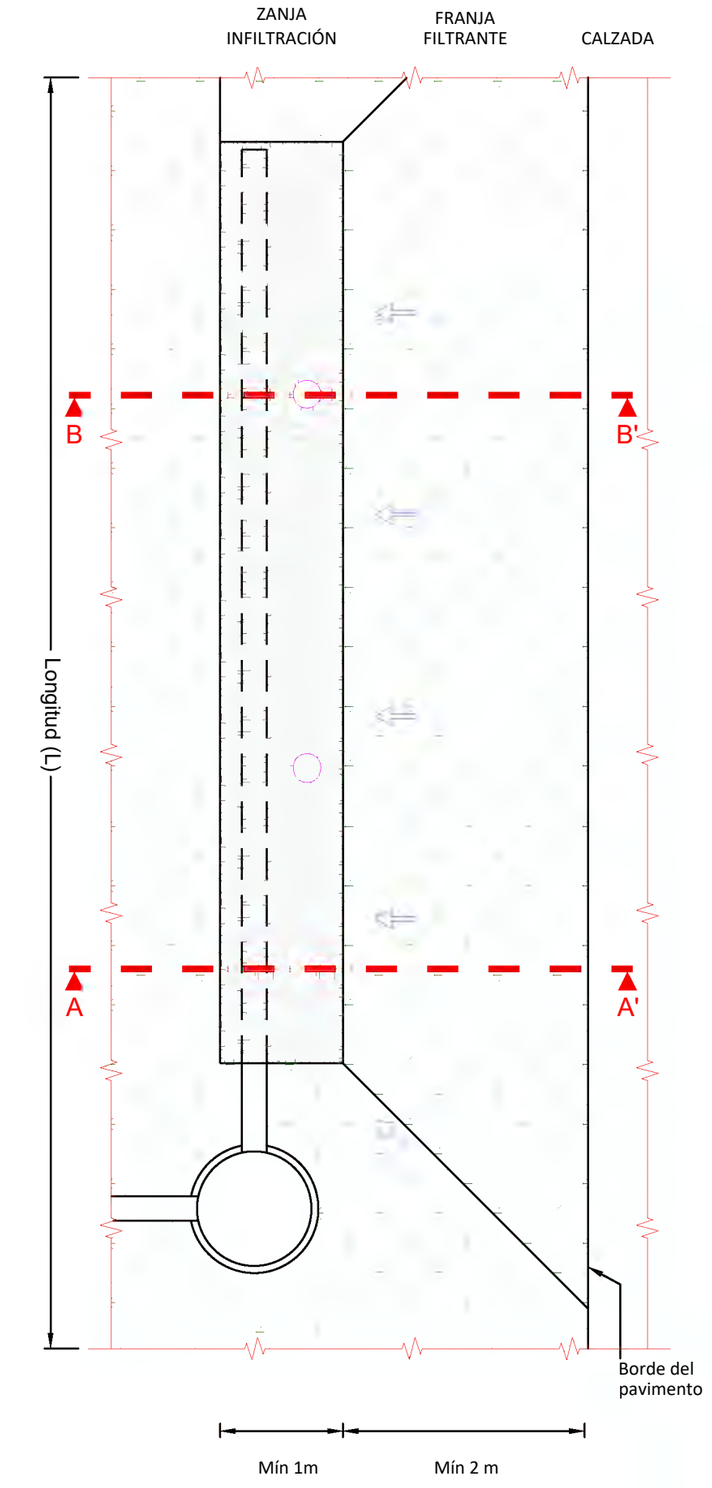
SECCIÓN A-A'



SECCIÓN B-B'



PLANTA

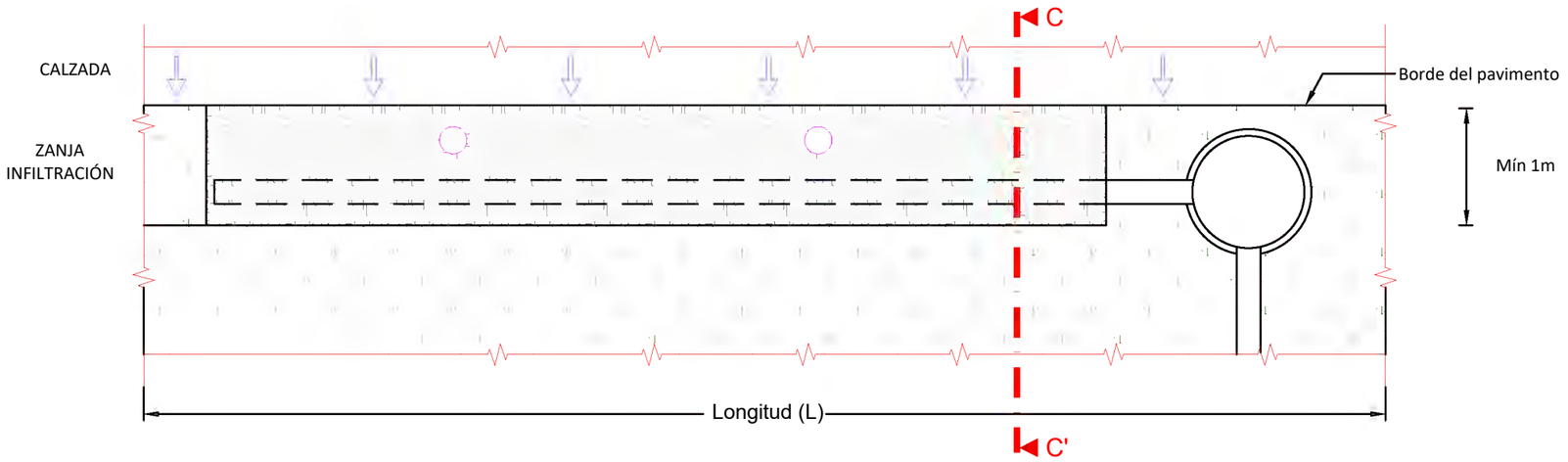


PLANO NO.:

ZANJA INFILTRACIÓN (TR/CH.5).

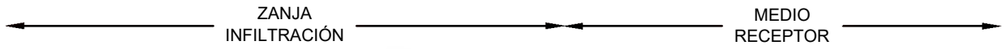
PLANTA Y SECCIONES TIPO

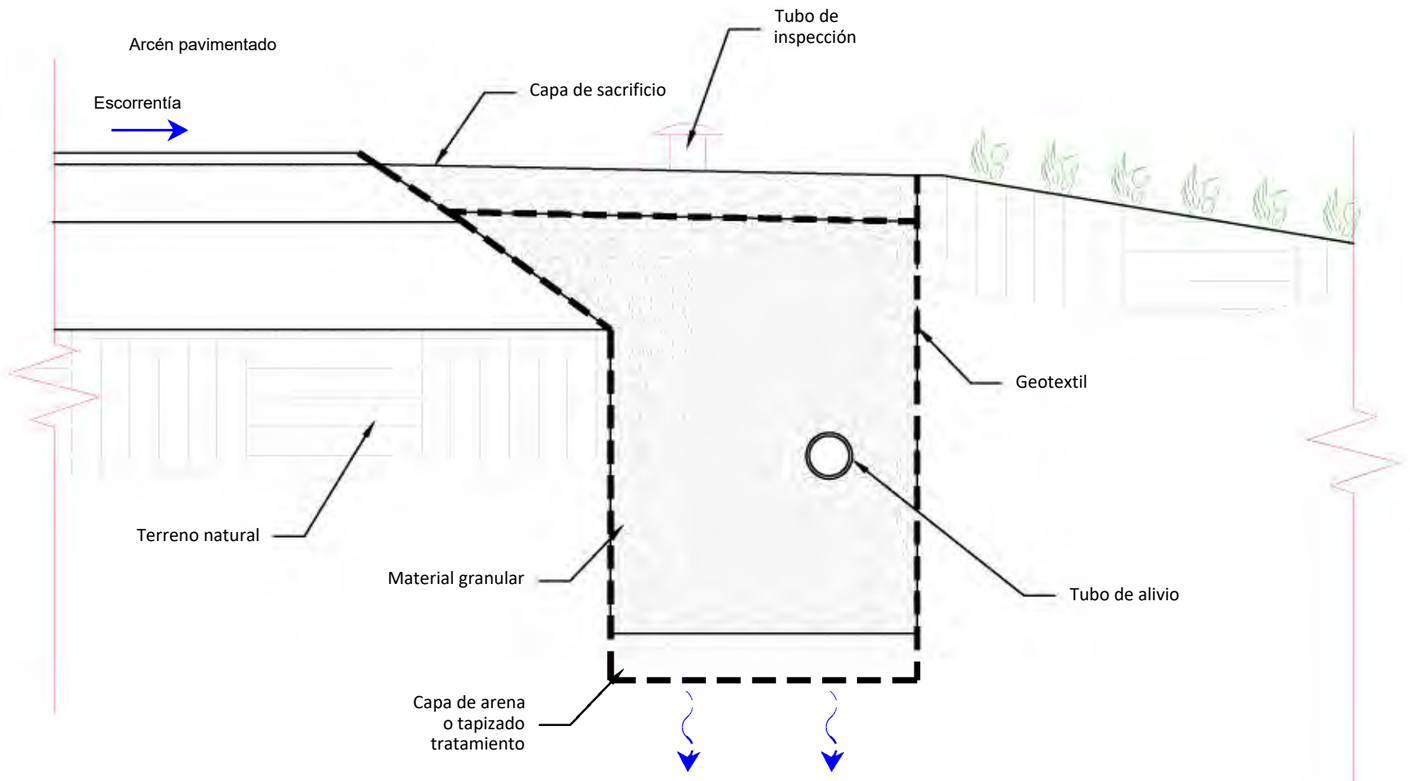
Bizkaia interbiak



SECCIÓN C-C'

Sin Franja Filtrante





ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Franja filtrante: Longitud paralela al flujo determinada mediante la profundidad de flujo y velocidad de diseño para un tiempo de retención hidráulica de mínimo 540 segundos. Hidrosembrada con mínimo 20 gr semillas herbáceas, con una cobertura mínima del 90% tras primera época de siembra.

Zanja de infiltración: Zanja, larga y estrecha, rellena de una grava gruesa, u otros medios porosos, en cuyos espacios libres se almacena un determinado volumen de agua de escorrentía para su detención e infiltración.

Capa de sacrificio: Se requiere para proteger la técnica de la colmatación por sedimentos.

Geotextil: Geotextil para el tratamiento de las aguas de escorrentía de 300 gr/m2, de poliéster no tejido punzonado y fibras hidrofóbicas con una capacidad de retención de hidrocarburos de 0,6 l/m2, resistencia a CBR 1.575 N, permeabilidad vertical al plano 57 l/s/m2, eficiencia en la protección 300N t y abertura de poros 180 micras.

Terreno natural: Cualquier tipo de suelo (excepto rellenos). La conductividad saturada del suelo dependerá de grupo hidrológico.

Tubo de alivio: Tubo dren poroso DN150.

Material granular: El árido o grava aporta volumen a partir de sus huecos. El árido debe tener una porosidad mínima que sea acorde a los cálculos de diseño; generalmente un mínimo del 30% cuando cumpla las propiedades para maeriales drenantes (ver capítulo 25).

Medio filtrante: Capa de arena de al menos 200 mm de espesor como medio de protección para minimizar el riesgo de migración de contaminantes.

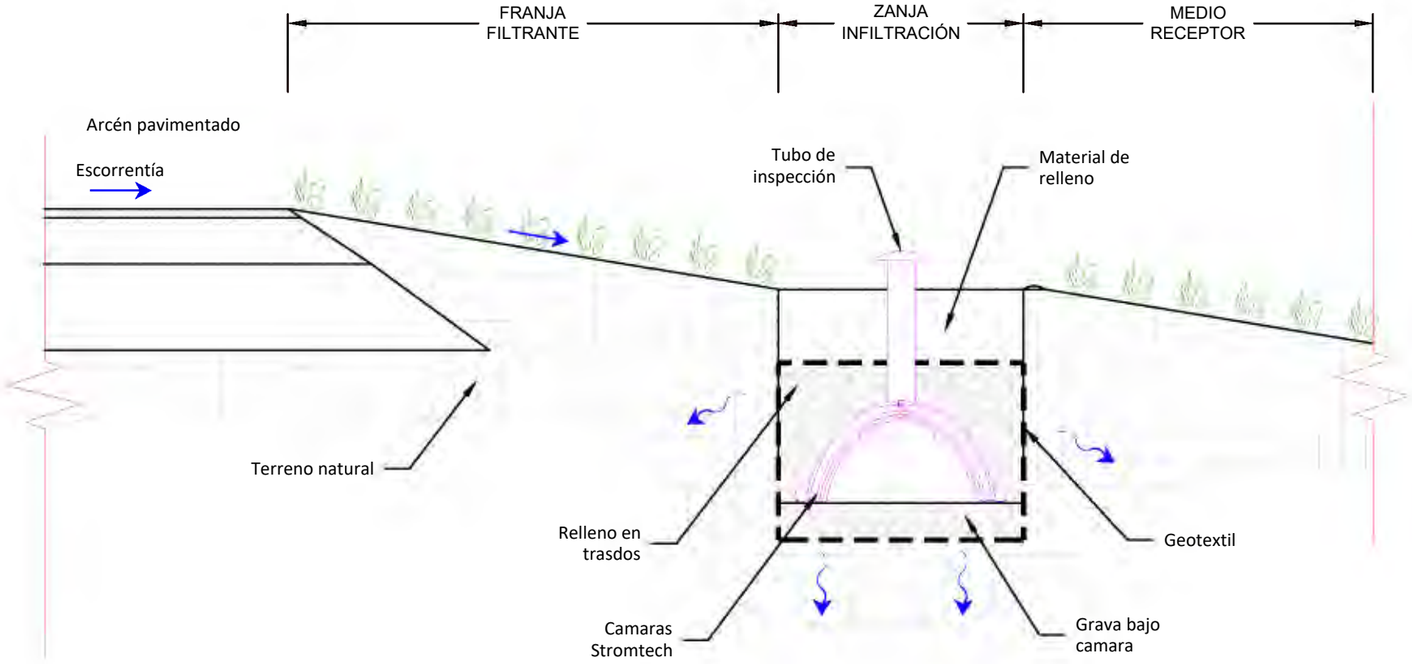
Tubo de inspección:Registro por cada 10 m de longitud de zanja mediante un tubodren perforado DN110-160 colocado verticalmente a lo largo de toda la profundidad de la técnica.

PLANO NO.:

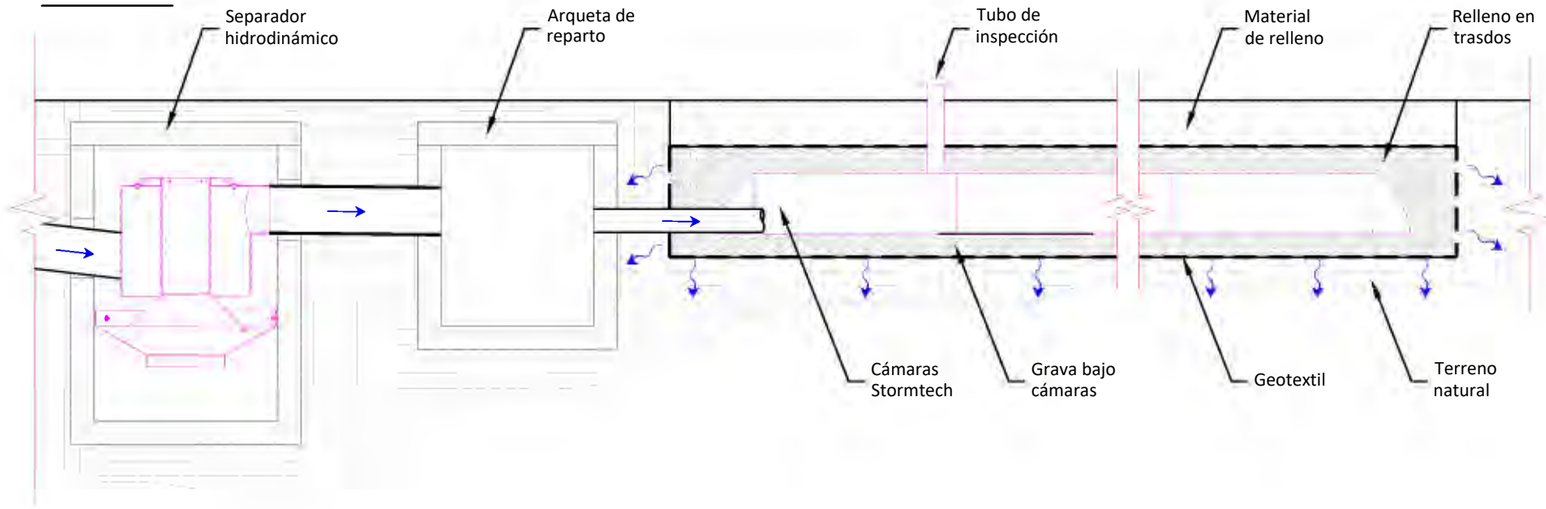
ZANJA INFILTRACIÓN PARALELA AL VIAL CON UN PRETRATAMIENTO MEDIANTE FRANJA FILTRANTE.
PLANTA Y SECCIONES TIPO

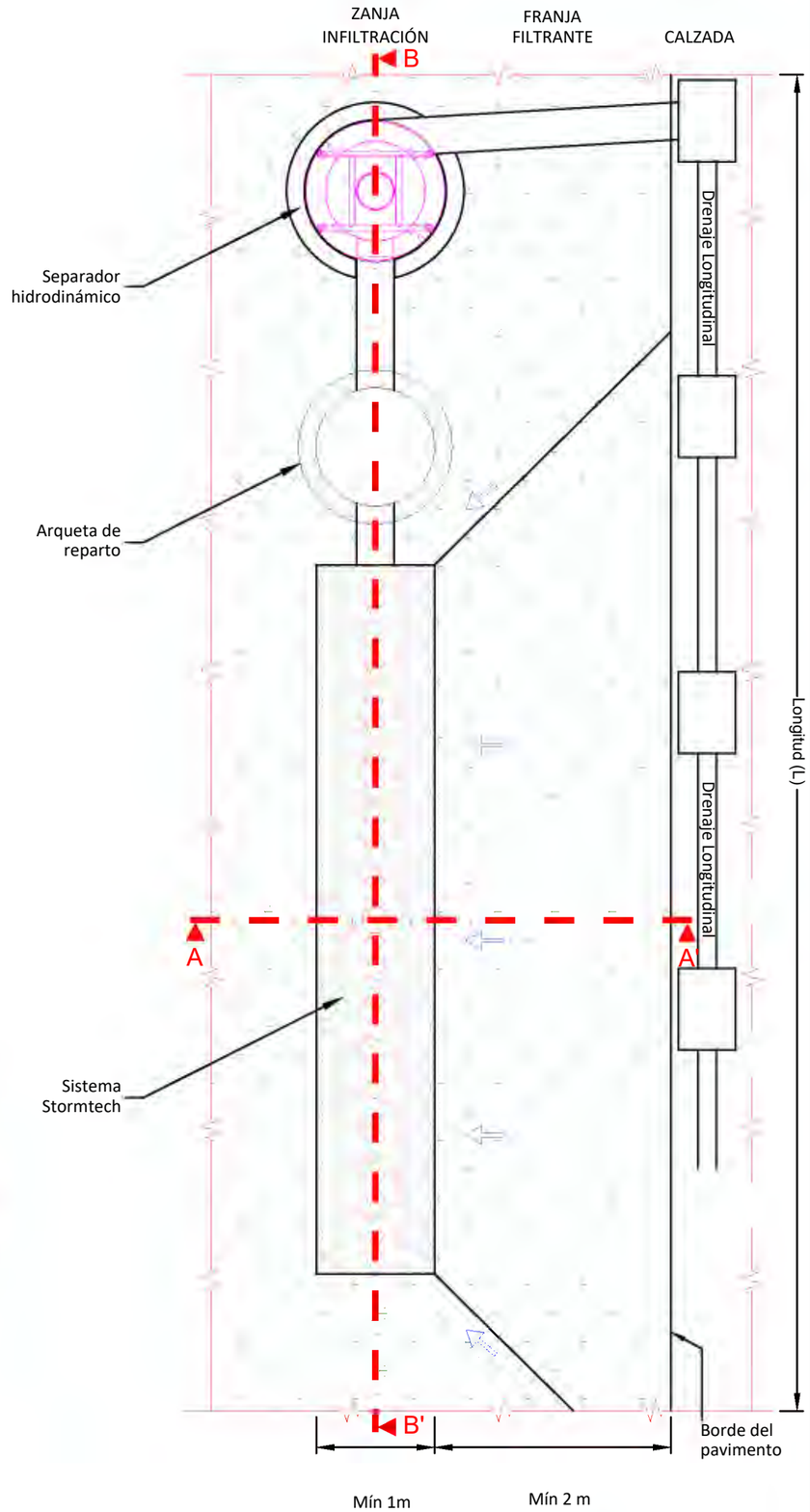
Bizkaia interbiak

SECCIÓN A-A'



SECCIÓN B-B'





PLANO NO.:

ZANJA INFILTRACIÓN PARALELA AL VIAL CON UN PRETRATAMIENTO MEDIANTE FRANJA FILTRANTE.
PLANTA Y SECCIONES TIPO CON ELEMENTOS GEOCELULARES 3/3

Bizkaia interbiak

Capítulo 15. ZANJA FILTRANTE

Descripción

Técnica de filtración de la escorrentía usada en aplicaciones lineales a lo largo de terraplenes laterales y medianas. Generalmente, recibe flujo superficial difuso, pero también pueden diseñarse a final de línea para flujos canalizados.

Coste de Inversión	Coste de Mantenimiento	Vida útil*
Medio-Alto	Medio	25 años

(*Reposición completa del medio filtrante)

Funciones

Tratamiento	
Sólidos en suspensión	✓
Metales objetivo	✓
Microcontaminantes objetivo	✓
Vertidos accidentales*	✓
Control Volumétrico Escorrentía	
Detracción	✓
Lluvias extremas	✗
Control Caudales	
Prot. hidromorfológica	✗
Prot. inundabilidad	✗

*Variante impermeabilizada

Beneficios y Aplicaciones

Permite aplicaciones para flujo difuso y canalizado.

Diseño adaptable a la forma alargada del Dominio Público viario, no consume mucho espacio.

Control de puntas y volúmenes de escorrentía para lluvias recurrentes además de tratamiento.

Buena integración en los taludes, laterales y medianas.

Limitaciones

Pendientes longitudinales del vial >5% requieren dispersión previa para mantener flujos difusos.

Evitar la construcción en pendientes laterales del terraplén > 33% (sentido del flujo).

Niveles freáticos elevados por encima de la base del medio filtrante.

Longitud máxima recorrida por la escorrentía sobre la calzada de 30 m.

Mantenimiento	
Siega y/o poda	✓
Vía servicio / apartadero	✗
Equipo especializado	✗
Acceso a válvulas	✗
Formación específica	✗
Acceso camión succión	✗

Criterios diseño
Flujo difuso
Medio filtrante
Pendientes terraplenes
Capa drenante
Conductividad hidráulica saturada

ÍNDICE

15.1 DESCRIPCIÓN GENERAL 15-3

15.2 CAPACIDAD DE TRATAMIENTO 15-6

15.3 APLICACIONES 15-9

15.3.1 Funciones de la Técnica 15-9

15.3.1.1 Control Hidráulico 15-9

15.3.1.2 Tratamiento de Escorrentías 15-11

15.3.2 Viabilidad 15-12

15.3.3 Limitaciones 15-13

15.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO 15-13

15.4.1 Diseño Estructural y Geometría 15-15

15.4.2 Diseño Hidráulico 15-16

15.4.2.1 Limitaciones de Área Drenante 15-16

15.4.2.2 Condiciones para Flujo Difuso 15-16

15.4.2.3 Método de Diseño 15-16

15.4.2.4 Diseño para Transporte 15-20

15.4.3 Elementos Específicos 15-21

15.4.3.1 Pretratamiento y Entradas de Agua 15-21

15.4.3.2 Vegetación 15-22

15.4.3.3 Tapizados y Geosintéticos 15-22

15.4.3.4 Medio Filtrante 15-22

15.4.3.5 Registros de Inspección 15-24

15.4.3.6 Capa Drenante 15-24

15.4.3.7 Señalización 15-25

15.4.3.8 Apartadero-Vía Servicio 15-25

15.5 REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS 15-25

15.5.1 Excavación y Preparación del Terreno 15-25

15.5.2 Control de la Erosión y Sedimentos 15-25

15.5.3 Construcción de la Zanja Filtrante 15-25

15.5.4 Colocación del Medio Filtrante 15-26

15.5.5 Verificación y Puesta en Servicio 15-26

15.6 CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN 15-27

15.7 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 15-30

ANEXO 1. PLANOS Y SECCIONES TIPO 15-32

15.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

La zanja filtrante (ZF) es una técnica, generalmente lineal e integrada en el terraplén, que usa un medio filtrante seleccionado para tratar las escorrentías pluviales de la calzada. Su aplicación más común es integrada en los taludes laterales de la carretera, tanto de terraplén como de desmonte, y en medianas. Se ubican en una franja lineal paralelas a la arista exterior de la calzada. Son muy adaptables a la carretera ya que se encajan bien en el Dominio Público y su mantenimiento es relativamente bajo.

Las ZF son generalmente excavaciones poco profundas rellenas de un medio filtrante compuesto por distintos minerales que eliminan partículas y contaminantes disueltos. Las escorrentías filtradas a través del medio son infiltradas al subsuelo o dirigidas a una capa drenante inferior o lateral, que provee la función de transporte de las aguas tratadas hasta el punto de vertido o hacia otra técnica SuDS que provea la función de control hidráulico.

Las ZF se diseñan dentro de un rango de pendientes longitudinales y laterales que permite mantener un flujo difuso, lento y uniforme. Esto es fundamental para que se distribuya y reparta la escorrentía superficial sobre el medio filtrante para su tratamiento, y para limitar los efectos de la erosión sobre la superficie de la técnica. Los caudales excedentes procedentes de la calzada (superiores al QCA), fluyen sobre el medio filtrante y continúan por el terraplén o el talud en flujo superficial difuso. Cuando la ZF está contigua a la plataforma viaria siempre estará en línea, por lo que el proyectista debe garantizar que los caudales hidráulicos de proyecto no tengan una velocidad inadmisible que pueda generar erosión, pueden transportarse de forma segura a través del terraplén, y que el resguardo de la calzada sea al menos de 5 cm (epígrafe 3.2.2 de la 5.2-IC).

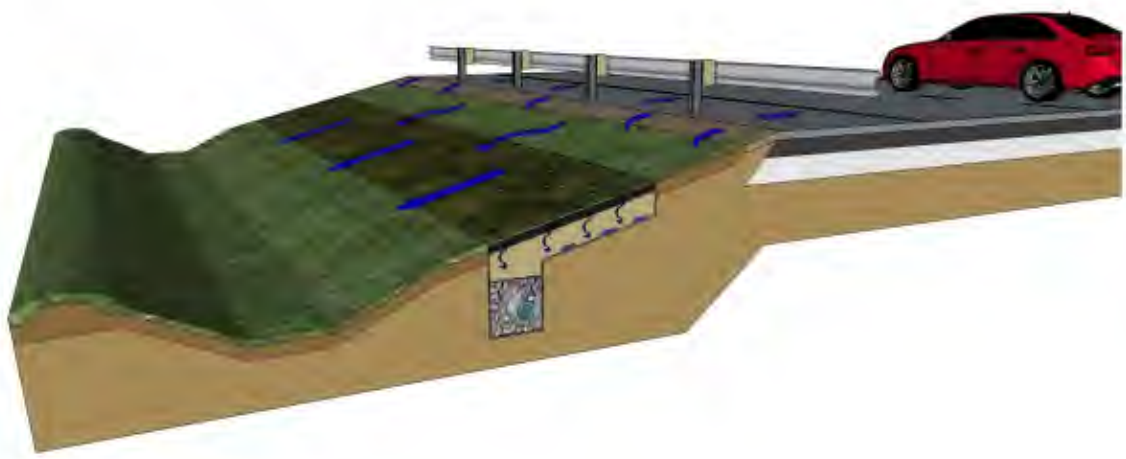


Figura 15-1. Zanja filtrante para el tratamiento de las escorrentías en el terraplén de la calzada, con cuneta vegetada en parte baja

La ZF junto con otras técnicas longitudinales, franja filtrante y cuneta vegetada (ver Capítulos 11 y 12), forma una cadena de gestión de las escorrentías y permite reemplazar, bordillos, sumideros y otros elementos lineales de drenaje convencionales

de la calzada. Esta técnica consta de los siguientes componentes principales cuya aplicación dependerá de la tipología de ZF usada:

- **Franja no vegetada (pretratamiento y entrada de agua).** Es una zona somera adyacente a la calzada que funciona como una canal de reparto de caudales, dispersión de flujos y pretratamiento para eliminar sedimentos y residuos gruesos. La zona no vegetada controla la llegada de escorrentías superficiales desde la plataforma. Para asegurar que la acumulación de sedimentos en esta zona no impide la entrada de escorrentía, en el borde del pavimento se incluye un desnivel mínimo de unos 3 cm para garantizar la entrada uniforme de agua a la largo de la calzada. Cuando exista una bionda este resalto podrá llegar a los 8 cm.

- **Franja vegetada.** El ancho de la franja vegetada depende de la disponibilidad de espacio en el talud lateral de la carretera. Siempre que sea posible se usará una FFVE (ver Capítulo 11) como elemento de pretratamiento. Cuando sea posible y exista espacio suficiente se usará una FFV entre la calzada y el medio filtrante.

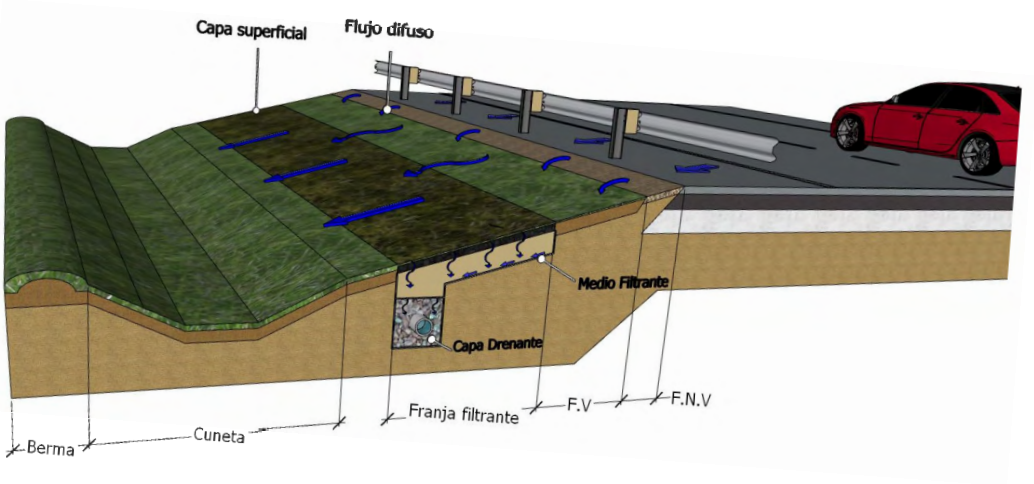


Figura 15-2. Componentes principales de la Zanja Filtrante (FV-Franja Vegetada y FNV-Franja No Vegetada)

- **Medio filtrante.** La escorrentía pasa a través de un medio filtrante compuesto por árido, dolomita, yeso y perlita. La dolomita y el yeso sirven para amortiguar las condiciones de pH ácido, actúan de tampón, generando alcalinidad, y favorecen el intercambio catiónico para retener metales disueltos. Se debe emplear un geotextil de separación entre el medio filtrante y el terreno colindante y/o la capa drenante inferior o lateral si existiese.

- **Capa superficial**. Esta capa es deseable y se extiende sobre el medio filtrante formando una capa de compost y vegetación de 80 mm.

- **Capa drenante.** Su función es el transporte de la escorrentía tratada hacia un punto de vertido u otra técnica SuDS. Su ubicación puede ser bajo el medio filtrante o en un lateral. Está formada por árido y, generalmente, posee una tubería drenante.

La ZF provee el tratamiento de la escorrentía contigua de la SIGC. La escorrentía atraviesa la franja no vegetada (berma con árido) y la franja filtrante, que proporcionan pretratamiento y control de la velocidad de entrada, mejorando la filtración y prolongando la vida de la técnica. Estos componentes garantizan el flujo difuso y la correcta distribución de escorrentía a través de toda la superficie filtrante de técnica. Las ZF que reciben flujos canalizados requieren elementos de dispersión para reconvertir el flujo canalizado a difuso (ver Capítulo 25).

A medida que la escorrentía atraviesa la técnica se filtra verticalmente a través del medio filtrante compuesto por una mezcla de árido de machaqueo, dolomita, perlita y yeso. La dolomita y el yeso sirven para amortiguar las condiciones de pH ácido, y proveen tratamiento para los metales pesados. La perlita aumenta la humedad y la biomasa, lo cual mejora la eliminación de partículas, metales y microcontaminantes objetivo. El medio filtrante captura de las escorrentías partículas y contaminantes por colisión directa, precipitación, intercambio catiónico y cierta asimilación biológica en menor proporción.

La escorrentía tratada es evacuada del medio filtrante por una capa drenante de material granular que la transporta los flujos hacia otra técnica SuDS o hacia el punto de vertido. Una tubería drenante dentro de esta capa facilita la función de transporte longitudinal de las aguas tratadas. En suelos que cumplan los criterios de infiltración para el ámbito (ver Capítulo 7) la tubería drenante puede omitirse para aumentar el control volumétrico de la escorrentía. Un geotextil envuelve la capa drenante para eliminar sedimentos finos y proteger la obturación de la tubería drenante. El uso de una tubería drenante puede omitirse si la capa drenante tiene suficiente capacidad hidráulica para transportar la escorrentía longitudinalmente.

En función del tipo de flujo recibido, difuso o canalizado, y de la posición de la capa drenante se distinguen las siguientes variantes de ZF:

- **Zanja filtrante de flujo difuso (ZFFD):** Es la más común y se ubica paralela a la carretera y recibiendo las escorrentías del tramo de calzada contigua.

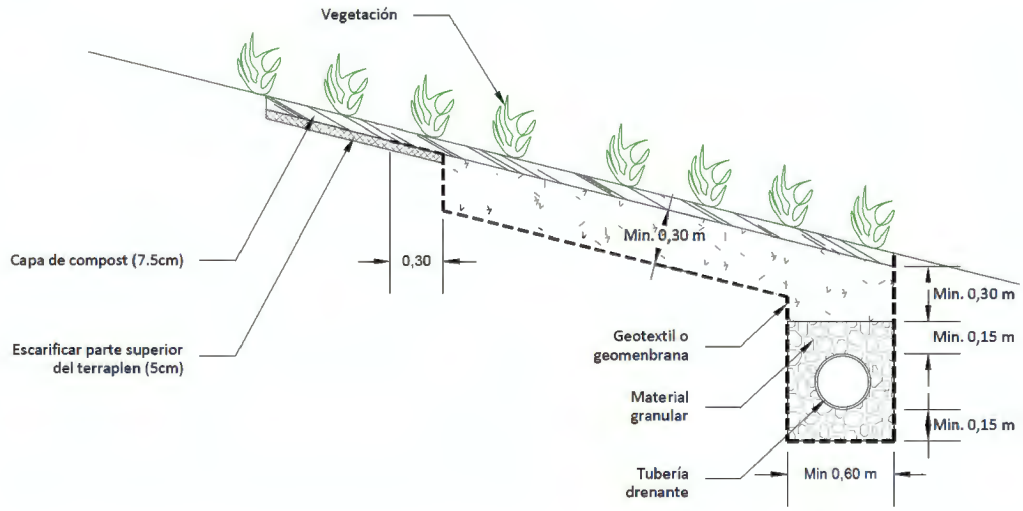


Figura 15-3. Sección Tipo zanja filtrante de flujo difuso (ZFFD)

En terraplenes exteriores las ZFFD recibe el flujo difuso por un solo lado y en medianas recibe la escorrentía por ambos lados.

Puede tener la capa drenante en la base o en un lateral para que la escorrentía tratada continue por el talud, su aplicación se adapta bien a carreteras que discurren paralelas a un cuerpo de agua.

- **Zanja filtrante de fin de línea (ZFFL):** se ubica tras elementos convencionales de drenaje de la plataforma por lo que recibe los flujos canalizados. Requiere incluir elementos para repartir y disipar los caudales y reconvertir el flujo canalizado a flujo difuso. Son una solución adecuada cuando las escorrentías deben ser canalizadas hasta un lugar más adecuado para construir las ZF. La capa drenante también puede ubicarse en la base o en el lateral.

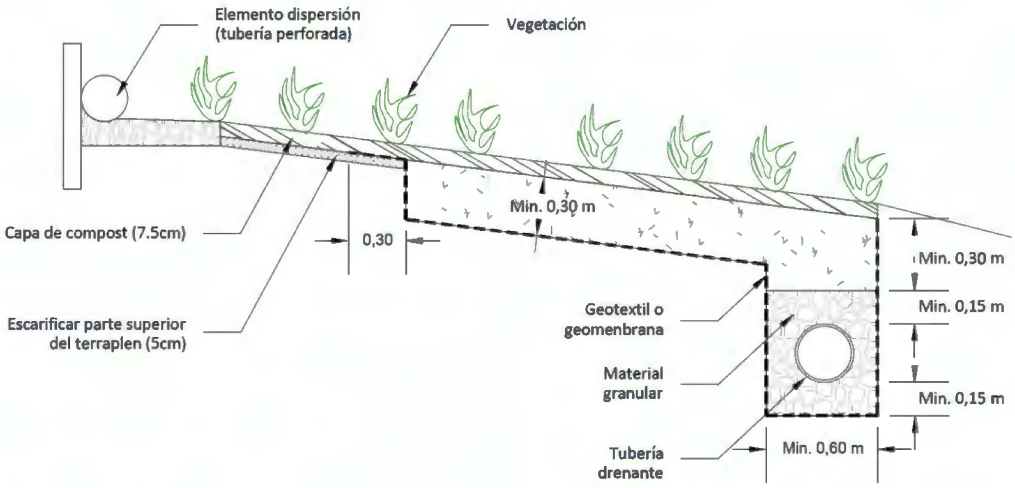


Figura 15-4. Sección tipo zanja filtrante de fin de línea (ZFFL)

15.2 CAPACIDAD DE TRATAMIENTO

En términos generales las técnicas SuDS con procesos de filtración e infiltración proporcionan mayores rendimientos de eliminación que otras técnicas SuDS. Los procesos de adsorción permiten eliminar parte de las sustancias disueltas, lo cual es fundamental para cumplir con el Nivel 2 de tratamiento de la MM5. Estudios recientes han mostrado que el cobre y el zinc se reducen sustancialmente en esta técnica y resaltan la importancia de la regulación del pH y la composición mineral del filtro para la adsorción de metales disueltos (Walaszek *et al*, 2018).

El WDOT a través de varios estudios pioneros determinó reducciones significativas tanto de volumen de escorrentía pluvial como de carga contaminante y demostró científicamente que la técnica permitía cumplir los objetivos de eliminación para los SST, Cu y Zn disuelto, fósforo y aceites y grasas. Más del 90% de las muestras del efluente presentaron valores de SST inferiores a 20 mg/L y cumplían con los objetivos para el tratamiento de metales pesados disueltos.

las ZF son una opción de tratamiento eficaz para la escorrentía, donde el tratamiento de sedimentos y metales pesados es la principal preocupación. Las eficiencias de rendimiento reportadas suelen ser superiores al 90% para SST y, generalmente, del 60% al 80% para los metales pesados.

Tabla 15-1. Resultados de eficiencia de tratamiento de la escorrentía de ZF según criterios de diseño de WDOT (desarrollado por Herrera Env., 2006)

Contaminante	Reducción Objetivo	Reducción Obtenida
SST	80% para TSS < 100 mg/L >80% para TSS > 100 mg/L	92% (69% - 98%) 96% (79% - 99%)
Cu y Zn Disueltos	Cu: 3 - 20 µg/L Zn: 20 - 300 µg/L	Cu total: 86% (44%-93%) para afluente de: 27 – 120 µg/L Cu disuelto: 41% (4% – 86%) para afluente de: 7,5 – 33 µg/L) Zn total: 85% (67%-95%) para afluente de: 68 – 239 µg/L Zn disuelto: 80% (34% – 97%) para afluente de: 49 – 120 µg/L)
Fósforo	50% para fósforo afluente de: 0,1 – 0,5 mg/L	Fósforo total: 85% (12%-97%) Sin eliminación de P disuelto
Aceites y Grasas	Concentración media 10 mg/L	0,75 (0,05 – 1,00) µg/L

Las ZF son técnicas eficientes de tratamiento de escorrentía ya que incorporan una alta variedad de mecanismos para la eliminación de contaminantes. Los principales procesos de eliminación de contaminantes en esta técnica son la colisión directa o filtración, la adsorción al medio filtrante de las partículas y coloides mediante el intercambio catiónico y en menor medida cierta asimilación biológica.

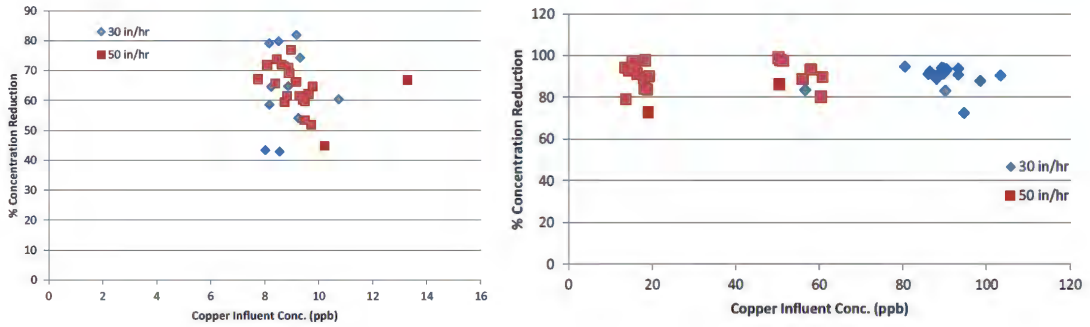


Figura 15-5. Rendimiento de eliminación a distintas concentraciones y cargas hidráulicas de cobre a través de columnas de relleno para zanjas filtrantes (WSU, 2014)

Las siguientes figuras muestran los rendimientos recogidos en ensayos de columna realizados con el medio filtrante anteriormente descrito, a una velocidad de filtración de 760 mm/h (30 pulgadas/h) y 1270 mm/h (50 pulgadas/h). En los ensayos de vida útil del medio filtrante los resultados indicaron que, tras 80 eventos a diferentes concentraciones de Cu y Zn, el rendimiento de eliminación medio fue de 89% para Cu y 92% para de Zn, manteniéndose el nivel de eliminación por encima del 80%. Como

conclusión se indicó que, en base a una precipitación anual de 1016 mm/año y con un área contribuyente 10 veces superior al área de la zanja, el funcionamiento del medio filtrante se mantendría adecuado por encima de los 15 años (Poor & Haselbach, 2014).

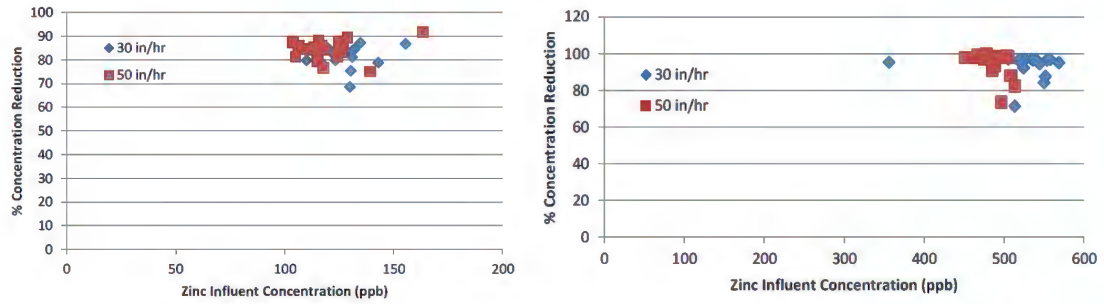


Figura 15-6. Rendimiento de eliminación a distintas concentraciones y cargas hidráulicas de zinc a través de columnas de relleno para zanjas filtrantes (WSU,2014)

En lo referente a microcontaminantes estudios recientes han investigado su reducción en lechos filtrantes de arena mejorados con hierro (Fairbairn et al. 2018). Los filtros redujeron de forma efectiva la concentración de 14 de las 48 sustancias preferentes más detectadas en las escorrentías viarias con rendimientos medios de eliminación del 26%-100%. Para varias sustancias disueltas los procesos de adsorción también generaron unos rendimientos de eliminación significativos.

Tabla 15-2. Rendimientos de eliminación de contaminación en las zanjas filtrantes para estudios internacionales sobre escorrentías viarias y referencia adoptada para la evaluación de riesgos

Constituyentes		Concentración Efluente (1)			Rango Rendimientos Internacional (%) (2)	Ref. evaluación riesgos (%) (3)
		P25%	Mediana	P75%		
Constituyentes Medida Mínima 5						
SST (mg/L)		3,00	7,40	19,0	80-95	ZFFD 90%
Metales	*Cobre total (µg/L)*	2,94	5,10	9,50	44-93	ZFFD 80%
	Cobre-dis (µg/L)	1,60	4,00	7,80	4-86	ZFFD 40%
	Zinc total (µg/L)	4,54	16,0	37,0	67-95	ZFFD 80%
	Zinc-dis (µg/L)	2,64	9,70	26,0	34-97	ZFFD 80%
Microconta minantes	MP (mg/L) (4)	–	–	–	98	ZZFD 85%
	BaP (µg/L) (4)	–	–	–	91-98	ZZFD 80%
Otros						
HTP (µg/L)		–	–	–	70-100	ZFFD 80%
Plomo (µg/L)		0,63	1,27	3,80	40-95	ZFFD 80%
Cadmio (µg/L)		0,04	0,110	0,20	40-95	ZFFD 80%

1) Fuente: *Use of the State Department of Transportation Portal to the International Stormwater BMP Database, AASHTO*, 2020. Valores de mediana para el 95% de confianza.
2) Estudio Herrera Env. (2006).
3) Valor a emplearse en caso de requerir una evaluación de riesgos.
4) MP: Rullander *et al.* (2023); Microproof (2019); BaP: Beryani *et al.* (2023). Microproof (2019). No se dispone de datos suficientes a fecha de la presente publicación, se presentan datos de únicos estudios disponibles.

15.3 APLICACIONES

Las zanjas filtrantes son técnicas lineales que permiten una buena integración en los taludes laterales de la plataforma viaria tratando las escorrentías procedentes de la calzada contigua. Arcenes y medianas son zonas adecuadas para su implementación, así como los bordes perimetrales de aparcamientos de centros de control de tráfico y áreas de servicio.

Figura 15-7. ZFFD con las tres bandas diferenciadas en una carretera (zona no vegetada, franja y medio filtrantes)

Las ZF representan una alternativa a los sistemas convencionales de transporte longitudinal de la vía y junto con técnicas como las franjas filtrantes (ver Capítulo 11) y cunetas vegetadas (ver Capítulo 12) forman una cadena de gestión muy efectiva para las escorrentías viarias.

15.3.1 Funciones de la Técnica

La zanja filtrante es una técnica de tratamiento de las escorrentías pluviales, que permitirá cumplir con la MM5 mediante la eliminación de contaminantes. Adicionalmente, las ZF permiten ralentizar las aguas de escorrentía y mejorar el comportamiento hidrológico de las superficies impermeables que drenan hacia esta técnica. Las ZF permiten cierto control hidráulico a través de procesos de intercepción, infiltración y evapotranspiración para las lluvias recurrentes. Su capacidad de reducir los volúmenes y caudales punta para precipitaciones de mayor magnitud es limitada, y estará condicionada por la permeabilidad del terreno y el volumen de almacenamiento dentro de la capa drenante.

15.3.1.1 Control Hidráulico

Las ZF permiten cumplir el estándar de Control Hidráulico 1 para las precipitaciones recurrentes de la MM6. Los criterios que deben cumplir las ZF para proveer la

detracción mínima de 5 mm y así prevenir la formación de escorrentía para una parte importante de las precipitaciones anuales son:

- La franja vegetada y el medio filtrante están cubiertos por una capa de compost de 8 cm que retenga humedad y favorezca la evapotranspiración. El área contribuyente no deberá exceder 6 veces el área de superficie vegetada de la franja filtrante que reciba escorrentía pluvial.

- La pendiente longitudinal no superará el 5%. Pendientes superiores al 5% requerirán demostración de la detracción mínima por parte del proyectista (ver Capítulo 6).

- Si están impermeabilizadas en su base no permitirán cumplir la detracción mínima.

Las ZF pueden permitir, además, una intercepción completa del VCA y contribuir al control volumétrico de las escorrentías pluviales producidos por las superficies impermeables para lluvias grandes cuando se construyan sobre terrenos permeables. El uso de capas drenantes inferiores de mayor volumen de almacenamiento puede permitir almacenar las escorrentías tratadas para su infiltración al subsuelo o descarga controlada a las aguas superficiales (ver Capítulo 14). Los volúmenes de escorrentía infiltrados dependerán de los criterios del ámbito para la infiltración (ver Capítulo 7) y deberán ser calculado por el proyectista siguiendo el método de diseño de una zanja de infiltración (ver Capítulo 14). El uso de la capa drenante como volumen de almacenamiento adicional no puede comprometer la descarga libre del medio filtrante.

La capacidad de conservación de los caudales en estado natural del estándar de Control Hidráulico 2 para las ZF dependerá del diseño (cuenca aportante y superficie destinada a la técnica) y el encaje de la técnica en la vía. Las zanjas con capa drenante inferior permitirán generalmente conservar los caudales punta para precipitaciones que puedan impactar en la morfología y ecología del cauce.

Las ZF no permiten conservar los volúmenes de escorrentía o caudales punta en estado natural para las precipitaciones extremas asociadas a la inundabilidad establecidas en la MM6.

Tabla 15-3. Funciones de control hidráulico proporcionadas por las zanjas filtrantes

Tipología Zanja Filtrante	Control Volumétrico Escorrentía		Control Caudales	
	Detracción	Lluvias Extremas	Protección Hidromorfológica	Protección Inundabilidad
ZFFD	Min. 5 mm (2)		(3)	(3)
ZFFL	5mm (1)		(3)	

(1) Cumpliendo criterios establecidos para la detracción.
(2) Mayor capacidad puede ser provista si se justifica en el diseño.
(3) Nivel de cumplimiento para el proyecto debe ser determinado por el proyectista.

La contribución parcial de esta técnica a los estándares de control hidráulico deberá ser evaluada por el proyectista mediante los procedimientos de cálculo fijados (ver Capítulo 6). La velocidad de infiltración del terreno, el volumen de almacenamiento

disponible y la cuenca drenante condicionarán la contribución final de la técnica al control hidráulico.

15.3.1.2 Tratamiento de Escorrentías

Las zanjas filtrantes permiten cumplir con los objetivos de tratamiento de las aguas de escorrentía. Todas las variantes de diseño de ZF cumplen con el Estándar de Control de Calidad 1 y 2 de la MM5, reducción de escorrentías pluviales y carga contaminante desde el ámbito a medio receptor para precipitaciones recurrentes, y tratamiento de las escorrentías pluviales para prevenir impactos en los medios receptores.

Tabla 15-4. Funciones de tratamiento de las escorrentías proporcionadas por las zanjas filtrantes

Zanjas Filtrantes	Cumplimiento Nivel Tratamiento					
	Sedimentos SST	Metales disueltos		Microcontaminantes		Vertidos Accidentales
		Cu	Zn	MP	BaP	
ZFFD						(1)
ZFFL						(1)

(1) Solo si impermeabilizadas con geomembrana.

Para optimizar los procesos de depuración en la zanja filtrante el tiempo de residencia en la franja filtrante vegetada y el medio filtrante debe maximizarse en la mayor medida posible. Para ello es fundamental garantizar las condiciones de flujo difuso y la distribución de la escorrentía a través de toda la superficie filtrante.

Tabla 15-5. Ejemplo de evaluación de la eliminación potencial de contaminantes objetivos proporcionada por las zanjas filtrantes

Proceso Eliminación (1)	Relevancia del Proceso en la Zanja Filtrante (2)	Potencial Eliminación			
		SST (3)	Cu y Zn (4)	BaP (5)	MP (6)
Adsorción al sustrato	2,5	2	1,5	3	2
Sedimentación	1,5	3	1,5	3	3
Degradación microbiana	2	1	1	1	1
Filtración	2	3	1,5	3	3
Volatilización	0,5	NA	NA	2	1
Fotolisis	NA	NA	NA	3	1
Asimilación vegetal	1	NA	1	3	NA
PUNTUACION TOTAL[a]		**17,50**	**12,00**	**24,00**	**18,00**

(a) Suma de los productos del valor de relevancia de cada proceso para la técnica (columna 2) por el valor del potencial de eliminación para cada contaminante (columnas 3-6). Cuando no es aplicable (NA) el proceso para la eliminación de un contaminante no suma.

Las tipologías que utilizan compost pueden liberar mayores concentraciones de fósforo total por lo que no deben emplearse a menos de 400 m de distancia de zonas sensibles al aporte de nutrientes.

Todas las variantes de ZF que cumplan con los criterios de diseño de este capítulo permitirán cumplir con los niveles 1, 2 y 3 de tratamiento (sedimentos, cobre y zinc disueltos y microcontaminantes objetivo).

En los proyectos que la probabilidad anual de ocurrencia de un vertido accidental con riesgo de generar impacto en la ADD sea superior al 1% puede usarse esta técnica y cumplir con el nivel 4 usando una geomembrana impermeable.

15.3.2 Viabilidad

Las ZF son elementos lineales relativamente someros que se adaptan bien a la geometría del Dominio Público. Pueden usarse en medianas y cunetas de terraplén e incluso desmonte y en otro tipo de emplazamientos como áreas de servicio y aparcamientos. También representan un método adecuado para proyectos de renovación y mejora por su facilidad de encaje en el proyecto.

El proyectista puede utilizar zanjas filtrantes en aplicaciones en las que el espacio disponible para otras técnicas SuDS sea limitado. Siempre que la llegada de un flujo difuso de escorrentía sea factible desde la plataforma, y la pendiente lateral del terraplén sea inferior al 25% (4H:1V) se usarán las ZFFD. El proyectista también puede utilizar ZFFL en otras ubicaciones más convenientes por las singularidades del trazado, mediante la reconversión de flujo canalizado a difuso usando elementos de dispersión. Las ZF con salida lateral son especialmente adecuadas en trazados que discurren paralelos a una masa de agua.

Figura 15-8. Autopista con ZFFD integrada en la berma

15.3.3 Limitaciones

Se deben tener en cuenta las siguientes limitaciones que pueden condicionar el empleo de una ZF en una carretera:

- Los taludes laterales de la carretera deben presentar pendientes inferiores 1V:4H. A medida que las pendientes laterales se acercan a 1V:3H pueden producirse deslizamientos del medio filtrante debido a los ángulos de reposo del material y los límites de fricción entre el geotextil y los suelos subyacentes.

- En las ZFFL donde los flujos canalizados son reconvertidos a flujo difuso con elementos de dispersión la pendiente lateral de la ZFFL ha de ser inferior 1V:8H.

- Las pendientes longitudinales (paralelas a la carretera) de las ZF no deben ser superiores al 5%.

- La distancia máxima que la escorrentía pluvial recorrerá por la calzada impermeable hasta las ZFFD no debe ser superior a 30 metros.

- Se debe comprobar el nivel freático más desfavorable y verificar que no alcanza la ZF. El rendimiento hidráulico y de tratamiento de la escorrentía de la técnica puede verse comprometido debido a descargas anegadas y a la falta de un gradiente hidráulico suficiente a lo largo del medio filtrante.

- En áreas donde la estabilidad de los taludes pueda ser problemática se deberá determinar la viabilidad de la técnica mediante un estudio geotécnico. Pueden usarse geomallas para estabilizar los taludes.

- En arcenes de la calzada inferiores a 3 metros, se debe considerar la posibilidad de colocar la ZFFD al pie del talud cuando esta técnica no quede protegida por la bionda. Esto reducirá la cantidad de rodaduras en la ZFFD y disminuirá el mantenimiento. Puede valorarse también la posibilidad de utilizar una ZFFL.

- El sistema de transporte para una ZFFL debe usar un sistema de reparto y dispersión compatible con la rasante hidráulica proyectada. Se deberá comprobar la línea de energía en el drenaje longitudinal para los caudales de proyecto.

- Se requiere un mínimo de 60 cm entre la parte inferior de la capa drenante o base de la ZF y le máxima elevación estacional del nivel freático.

- Los rellenos pueden condicionar la infiltración al subsuelo que deberá ser aprobada por un técnico competente que valore las permeabilidades entre capas conforme a las recomendaciones para el drenaje subterráneo en obras de carretera de la Orden 17/2003. Pueden emplearse geomembranas para controlar las migraciones laterales de agua.

15.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

El proyectista deberá usar la HSST y confirmar la aplicabilidad de la técnica para el ámbito de estudio (ver Capítulo 10). Para ello se deberá delimitar la cuenca aportante,

conocer la IMD prevista para el nivel de servicio deseado para la vía, la existencia de acuíferos o masas de agua subterráneas vulnerables a la contaminación y verificar el cumplimiento de los criterios del ámbito para la infiltración (ver Capítulo 7). La presencia de acuíferos vulnerables puede determinar la impermeabilización de la zanja en la cual se coloca el lecho filtrante y el sistema de drenaje inferior.
Los criterios generales de diseño de las ZF se resumen en la siguiente tabla.

Tabla 15-6. Resumen de criterios de diseño de zanjas filtrantes

Criterio o parámetro	Valor / Criterio
Relación área contribuyente / área ZF	Típica 10:1
Longitud máxima recorrida por escorrentía por la ADD Impermeable Permeable	 30 m 45 m
Línea máxima pendiente vial	9,4% (pendiente resultante)
Longitud de la zanja filtrante	ZFFD ≥ vial contribuyente ZFFL según procedimiento diseño
Zona no vegetada	Ancho 0,3 – 1 m Profundidad 3 a 8 cm Relleno de ZAD 20/40
Área vegetada - FFVE	Ancho > 1,2 m
Pendiente lateral de la zanja (sentido del flujo)	< 25% (1V:4H) – ZFFD < 13% (1V:8H) – ZFFL
Pendiente longitudinal	< 5% Mayores aterrazando la técnica (Máx. 10%)
MEDIO FILTRANTE SELECCIONADO	
Profundidad del lecho de filtración	≥ 30 cm
Anchura del lecho de filtración en contacto con capa drenante inferior	≥ 60 cm
Tasa de infiltración de diseño del medio filtrante	250 mm/h
Composición	Árido, perlita, dolomita y yeso (ver apartado específico sobre medios filtrantes)
CAPA DRENANTE	
Materiales	Árido 20-40mm o ZAD 0/20, resto características conforme art.510 PG3 (ver Capítulo 25) Celdas y bóvedas debidamente certificadas
Espesor	Min. 50 cm 15 cm sobre y 15 cm bajo tubería drenante (si aplica)
Tubería drenante	Tubo ranurado 160 mm rígido (ø según diseño) Dimensiones ranuras inferiores al d85 del material drenante

El diseño detallado de las zanjas filtrantes debe realizarse mediante el siguiente procedimiento:

1. Investigación del ámbito y de los indicadores cualitativos.

2. Definición geométrica.

3. Diseño hidráulico:
    a. Determinación del volumen de escorrentía pluvial a gestionar.
    b. Determinación del área superficial del medio filtrante.
    c. Capacidad hidráulica de la capa drenante.

4. Diseño de elementos específicos:
    a. Pretratamiento y entradas de agua.
    b. Vegetación.
    c. Tapizados y geosintéticos.
    d. Medio filtrante.
    e. Registros de inspección.
    f. Capa drenante.
    g. Señalización.

15.4.1 Diseño Estructural y Geometría

Las ZF son relativamente someras y se integran bien en el terraplén de la calzada. La longitud de las ZFFD será igual a la longitud de la plataforma drenada. En las ZFFL la longitud mínima de la técnica se obtiene por procedimiento de dimensionamiento (ver apartado 15.4.3).

La zanja filtrante tendrá una pendiente longitudinal máxima del 5%; en caso de no poder asegurarse se dispondrán escalonadas, con una pendiente máxima del suelo del 10%.

La pendiente lateral (paralela al flujo de escorrentía) ZFFD debe tener una pendiente lateral (dirección de llegada del flujo de agua) inferior al 25% (1V:4H). Pendientes más verticales requieren alternativas como la construcción en terrazas o emplear geomallas y otras soluciones de estabilización de taludes con pendientes máximas de hasta el 33% (1V:3H). Para aplicaciones en pendientes superiores al 25% su aplicación deberá evaluarse dentro del estudio geotécnico. En las ZFFL la pendiente lateral será inferior al 13%.

Los siguientes aspectos sobre las partes que forman la ZF deben considerarse por parte del proyectista en el diseño de la técnica:

- **Zona no vegetada de transición:** Es una zona de grava poco profunda con un ancho de 0,3-1 metro en el borde de la plataforma. Para asegurar que la acumulación de sedimentos no impida la entrada de escorrentía, las técnicas situadas en el borde de la calzada deben incluir un desnivel mínimo de 3 cm entre la superficie del pavimento y la zona no vegetada. Cuando exista una barrera de contención metálica este resalto podrá llegar a los 7 cm.

- **Franja vegetada:** El ancho de la franja vegetada depende de la disponibilidad de espacio dentro del talud lateral de la carretera y del tipo de ZF. La franja vegetada es necesaria en todas las ZF contiguas a la calzada, con un ancho mínimo de 1,2 metros (anchura mínima considerada en las franjas filtrantes vegetadas estrechas, FFVE, para ser consideradas como un pretratamiento; ver Capítulo 11).

  La franja vegetada se diseñará con una pendiente lateral (a lo largo del sentido del flujo) de mínimo 2% y máximo 33%; pendientes más pronunciadas permitirán

la formación de velocidades erosivas y velocidades menores pueden producir encharcamiento.

- **Lecho filtrante.** El ancho necesario de lecho filtrante vendrá determinado por el cálculo. La anchura mínima será de 60 cm para favorecer la construcción y conservación con maquinaria, dicha anchura mínima viene dada por el ancho del cazo de una excavadora con una capacidad de al menos 100 litros.

- **Capa Drenante.** La anchura de la capa drenante será de al menos 60 cm y su profundidad mínima de 30 cm. En las ZF con capa drenante lateral la escorrentía tratada se evacua lateralmente a una cuneta adyacente o al terraplén adecuadamente vegetado y, por lo tanto, protegido de la erosión. En estos casos la capa drenante seguirá la pendiente lateral del terraplén.

15.4.2 Diseño Hidráulico

15.4.2.1 Limitaciones de Área Drenante

Las limitaciones de la ADD para esta técnica son iguales que las aplicables a las franjas filtrantes, se recomienda usar menos de 1 Ha y un máximo de 2 Ha.

15.4.2.2 Condiciones para Flujo Difuso

Para ser efectivas, las zanjas filtrantes requieren que el flujo entrante de escorrentía sea difuso y que este se reparta homogéneamente a través de toda el área superficial del medio filtrante. Una vez que el flujo se concentra forma canales preferenciales que atraviesan rápidamente la superficie de la ZF. Para mantener esta condición de flujo difuso a la entrada de la zanja filtrante es fundamental limitar el recorrido de la escorrentía por la calzada a 30m, y usar la zona no vegetada y la franja vegetada, que permitan asegurar una velocidad controlada de llegada a la zona de filtración.

Las condiciones para flujo difuso de una ZF son iguales que las aplicables a las franjas filtrantes (ver Capítulo 11).

15.4.2.3 Método de Diseño

1. Dimensionamiento del Medio Filtrante.

1.a. Dimensionamiento del Lecho Filtrante en ZFFD.

El ancho del lecho filtrante de la ZFFD se determina a partir de la ADD dirigida hacia el terraplén. El área superficial del medio filtrante debe ser lo suficientemente extensa para infiltrar y filtrar completamente el QCA utilizando la tasa de filtración de diseño de la mezcla filtrante.

Como tasa de filtración adoptada en los cálculos se aplica un factor de seguridad del 50% sobre la tasa de filtración lo cual equivale a 250 mm/h por hora. El medio filtrante debe tener un espesor mínimo de 30 cm. En las ZF con capa

drenante inferior la base del medio filtrante debe tener un ancho mínimo de 60 cm en la zona de contacto con la capa drenante.

El medio filtrante se dimensiona considerando que el caudal filtrado usando la tasa de infiltración de diseño es superior al QCA establecido para el área de calzada contribuyente:

$$Q_{filtración} \geq QCA_{calzada} \qquad \textit{(Ec. 15-1)}$$

El caudal de filtración a largo plazo de la ZFFD se puede calcular conforme a:

$$Q_{filtración} = \frac{V_{filtración} \cdot L \cdot A}{Fc \cdot Fs} \qquad \textit{(Ec. 15-2)}$$

Donde:

$V_{filtración}$ = velocidad de filtración de diseño (mm/h), se usará 250 mm/h para el medio filtrante especificado en este capítulo
L = longitud del medio filtrante paralela al vial (m)
A = ancho del medio filtrante (m)
FC = factor de conversión: 3600000 (de mm/h a m/s)
FS = factor de seguridad (considerar un valor de 1, salvo que se esperen altas cargas de sedimentos o para una IMD>30.000 veh/día aplicar un valor de 1,5)

Asumiendo que la longitud del ZF es la misma que la longitud de calzada que aporta escorrentía, se resuelve la anchura del medio filtrante conforme a:

$$A \geq \frac{QCA \cdot FC \cdot FS}{V_{filtración} \cdot L} \qquad \textit{(Ec. 15-3)}$$

1.b. Dimensionamiento del Lecho Filtrante para ZFFL.

La longitud, perpendicular a la dirección del flujo, y la anchura, paralela a la dirección del flujo, del medio filtrante está condicionada por varios factores, que deben ser tenidos en cuenta en el diseño:

1. Determinar el área contribuyente permeable e impermeable hacia la ZFFL (m^2) y el QCA.

2. Dividir el área contribuyente por la relación *"superficie impermeable a superficie de medio filtrante"* de máximo 19,5. El valor resultante determina el área de ZFFL necesaria, y se aplica a las ZFFL en paralelo o en línea con la red de transporte.

3. Usar un elemento de dispersión mediante tubo ranurado o bóveda en zanja drenante conforme a lo descrito para estos elementos en el Capítulo 25. Para las ZFFL en serie o línea, el número de elementos de reparto de flujo debe estar dimensionado para el mismo periodo de retorno que el drenaje longitudinal, mientras que si están en paralelo solo tendrán que transportar y tratar el QCA.

4. Determinar la longitud, perpendicular a la dirección del flujo, y la anchura, paralela a la dirección del flujo, del medio filtrante, mediante el siguiente procedimiento:

    a. La longitud de cada elemento de dispersión será de entre 15 y 60 m.
    b. La anchura del medio filtrante (en metros) cuando se empleen elementos de dispersión de entre 15 y 30 metros de longitud se dimensiona conforme a:

$$Ancho\ medio\ filtrante = Longitud\ del\ elemento\ dispersión\ /5 \qquad \textit{(Ec. 15-4)}$$

    c. La anchura del medio filtrante (en metros) para elementos de reparto y disipación de entre 30 y 60 metros de longitud será de 6 m.

    d. Comprobar que la superficie total del lecho filtrante calculada en el punto 4 es mayor o igual que la superficie determinada en el punto 2.

2. Dimensionamiento de la Capa Drenante

La capa drenante supone una medida de protección para evacuar la escorrentía tratada y asegurar la circulación de agua a través del medio filtrante garantizando su desagüe efectivo. El diseño de esta capa requiere determinar el caudal que llega a la tubería drenante. Este caudal se obtiene comparando el caudal del área contribuyente y la capacidad de filtración a través del medio filtrante, empleando el menor de los dos valores para el dimensionamiento del dren de fondo.

Cuando la tubería drenante se incorpore a otro tramo de red de aguas pluviales la base de la tubería drenante de la ZF ha de conectarse por encima de la rasante hidráulica proyectada para T= 25 años en la red de pluviales a la que se acomete. Esto se requiere para evitar que el agua impida la descarga libre del medio filtrante.

El análisis que se describe a continuación tiene en cuenta el caudal por metro lineal de ZF, lo que aporta flexibilidad al proyectista a la hora de incrementar el diámetro de la tubería drenante cuando se requieran grandes longitudes.

A continuación, se describe el procedimiento para dimensionar el sistema de drenaje inferior en ZF con capa drenante inferior:

1. Calcular el QCA por metro lineal de vial (ver Capitulo 6). Si se usa la capa drenante con fines de control hidráulico se deberá considerar la precipitación de T=25 años.

$$\frac{Q_{vial}}{L_{vial}} = \frac{Q_{vial}}{L_{ZF}} \qquad \textit{(Ec. 15-5)}$$

    Donde:

    $\frac{Q_{vial}}{L_{ZF}}$ = caudal unitario (L/s/m)
    L_{ZF} = longitud de la ZF que aporta escorrentía a la capa drenante (m)

2. Calcular el caudal de salida de la ZF considerando una tasa de filtración de 250 mm/h.

$$Qzf = f \cdot A \qquad \textit{(Ec. 15-6)}$$

Donde:

Q_{zf} = caudal de escorrentía filtrado por metro lineal (L/s/m)
A = anchura de la capa drenante inferior (m) – min. 0,6 m
f = tasa de infiltración del medio (m/s) = 7e10-05m/s

3. Dimensionar la tubería drenante inferior para transportar la escorrentía que pueda llegar a la capa drenante. Se considera el menor de los caudales entre la cuenca contribuyente o el caudal filtrado a través del medio filtrante.

$$Q_{zf} = menor\ de \left\{ \frac{Q_{vial}}{m}\ o\ \frac{Q_{LF}}{m} \right\} \qquad \textit{(Ec. 15-7)}$$

4. Determinar la capacidad hidráulica de la capa drenante utilizando la longitud de la ZF y un factor de seguridad de 1,2.

$$Q_{CD} = 1{,}2 \cdot Qzf \cdot A \cdot L \qquad \textit{(Ec. 15-8)}$$

5. Dado el caudal de diseño de la capa drenante, determinar el diámetro de la tubería drenante usando la fórmula de Manning. Redondear el diámetro al tubo estándar más cercano con un mínimo de 160 mm.

A continuación, se describe el procedimiento para poder calcular la contribución de la ZF al control hidráulico que dependerá del volumen de almacenamiento provisto dentro del medio filtrante y la capa drenante:

1. Para determinar el volumen de almacenamiento en la ZF usar la siguiente ecuación:

$$Vol = Vmf \cdot n + Vcd \cdot n \qquad \textit{(Ec. 15-9)}$$

Donde:

Vol. = volumen de almacenamiento (m^3)
Vmf= volumen del medio filtrante (m^3)
Vcd= volumen de la capa drenante (m^3)
n= porosidad (medio filtrante, n = 0,25, y capa drenante, n = 0,3)

El medio filtrante, generalmente, tendrá una porosidad de un 25% y la capa drenante del 30%. La porosidad puede ser determinada de forma simple por ensayos de laboratorio. El volumen total del sistema para control hidráulico vendrá dado por el volumen de cada capa de la zanja multiplicado por la porosidad correspondiente.

El volumen efectivo de la capa drenante de árido, cuya permeabilidad horizontal es mayor que la del medio filtrante, vendrá limitado por la pendiente longitudinal de la zanja. Para que todo su volumen sea efectivo se deberá aterrazar internamente (ver Capitulo 25).

Se podrá solicitar ensayos del contenido de huecos de la zahorra drenante en esta capa y aplicar el valor del ensayo al cálculo (generalmente superior al 30% de porosidad y llegando incluso al 42%). Para ello se requerirán ensayos del material conforme a la UNE-EN 1097-3:1999 para la determinación de la densidad aparente y la porosidad.

El volumen infiltrado dependerá de la tasa de infiltración del suelo subyacente donde sea viable la infiltración. El proyectista podrá justificar el volumen de escorrentía infiltrada al terreno mediante los cálculos presentados en el Capítulo 6.

15.4.2.4 Diseño para Transporte

En las ZF la capa drenante en puede proveer control hidráulico y además funcionar como elemento de transporte longitudinal. No obstante, a caudal de proyecto, el agua una vez saturado o colmatado el medio filtrante discurrirá lateralmente por el talud.

En las ZF con capa drenante lateral la escorrentía tratada se evacua lateralmente por la línea de pendiente del terraplén que estará adecuadamente vegetado y, por lo tanto, protegido de la erosión. El medio filtrante de la ZF debe desaguar libremente hacia la capa drenante, y la elevación de la lámina de agua para la precipitación de diseño del periodo de retorno T=25 años en la cuneta lateral o sistema de drenaje longitudinal no debe anegar la base del medio filtrante ni retornar hasta la superficie del medio filtrante.

El proyectista deberá proveer una ruta de evacuación de las escorrentías para precipitaciones superiores a las de diseño de la ZF. Esto puede conseguirse instalando una cuneta vegetada paralela a la ZF que recoja la escorrentía no filtrada y la transporte agua abajo.

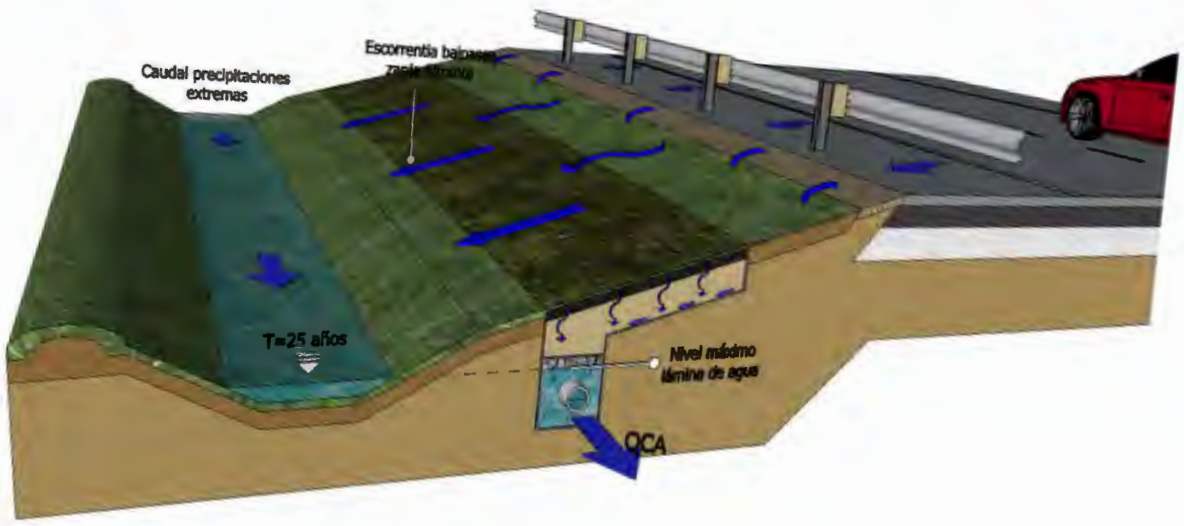


Figura 15-9. Cuneta vegetada aguas debajo de zanja filtrante para evacuación de caudales superiores al de diseño con niveles máximos admisibles de agua

15.4.3 Elementos Específicos

15.4.3.1 Pretratamiento y Entradas de Agua

El agua de escorrentía de la calzada requiere pretratamiento y elementos de dispersión al llegar a la técnica para mantener las condiciones de flujo difuso y eliminar sedimentos y gruesos.

Las ZFFD que reciben flujos superficiales tienen una zona no vegetada para garantizar la llegada de un flujo difuso desde la plataforma. La zona no vegetada funciona como un elemento de reparto lineal para promover el flujo difuso y como área de deposición de sedimentos gruesos y residuos. Se considera adecuado un ancho para esta zona de 0,3 a 1 metro. La profundidad dependerá de cómo se construya la sección del firme de la calzada. La sección transversal de esta zona será normalmente triangular o trapezoidal. Para asegurar que la acumulación de sedimentos no impida la entrada de escorrentía, las técnicas situadas en el borde de la calzada deben incluir un desnivel mínimo de 3 cm entre la superficie del pavimento y la zona no vegetada. Cuando exista una bionda este resalto podrá llegar a los 8 cm.

Las ZF de fin de línea precisan de elementos de dispersión (ver Capítulo 25). Estas técnicas de reparto lineal permiten hacer una reconversión de flujo concentrado a flujo difuso cuando el agua llega canalizada mediante el drenaje longitudinal de la vía.

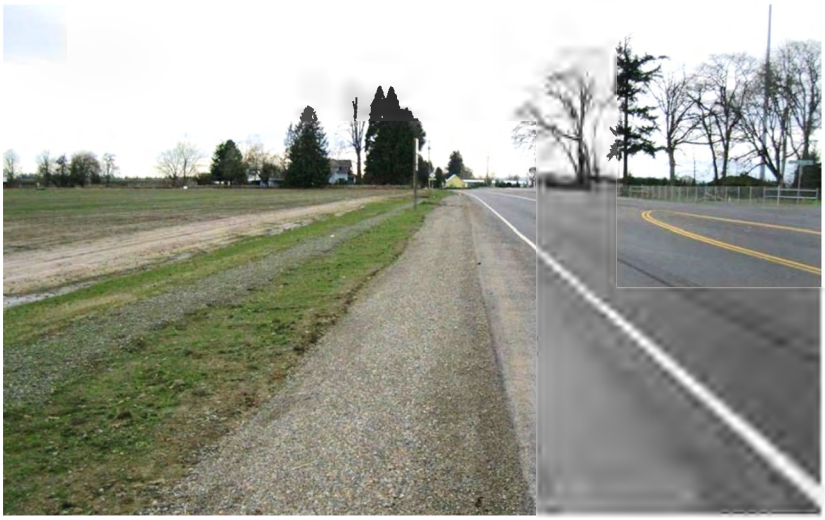


Figura 15-10. ZFFD con las tres bandas diferenciadas (zona no vegetada, franja y medio filtrantes) en una carretera

Se implementará una franja filtrante vegetada con un ancho mínimo de 1,2 metros (anchura mínima considerada, ver Capítulo 11), pero se recomiendan franjas vegetadas más anchas si se dispone de espacio adicional. La franja vegetada es necesaria en todas las ZF contiguas a la calzada.

15.4.3.2 Vegetación

Como mínimo, el terraplén existente se rebajará 5 cm, añadiendo un recubrimiento de 8 cm de suelo orgánico, y se sembrará. Se debe considerar la posibilidad de añadir árido a la mezcla del suelo para darle una mayor función estructural y minimizar los problemas de rodaduras generadas por la circulación ocasional de vehículos. La mezcla de suelo estructural debe asegurar el crecimiento del césped durante la vida útil de la ZF.

La capa superficial sobre lecho filtrante se formará siempre que sea posible con una capa de 8 cm de compost sembrada sobre el medio filtrante. Esta capa permite reducir la proliferación de vegetación no deseada y aumenta la intercepción y las funciones de tratamiento. No usar esta capa cuando se vierta a zonas sensibles al aporte de nutrientes.

15.4.3.3 Tapizados y Geosintéticos

La capa drenante estará recubierta mediante un geotextil de separación y filtración adecuado. Puede requerirse una capa impermeable para evitar filtraciones al terreno en caso de riesgos estructurales o de contaminación de las MSBT. La impermeabilización de una ZF se realizará, generalmente, con láminas plásticas (ver Capítulo 25).

15.4.3.4 Medio Filtrante

El medio filtrante es el elemento más importante para el funcionamiento correcto de una ZF. El medio filtrante debe tener suficiente tasa de infiltración y determina los procesos de tratamiento de la escorrentía. La combinación de minerales debe proveer filtración física, precipitación, intercambio iónico y adsorción de contaminantes.

El medio será una mezcla de árido de machaqueo, dolomita, yeso y perlita en distintas proporciones. La selección de este medio se basa en los buenos datos y resultados que presenta en diversos estudios internacionales para los contaminantes objetivos fijados en la MM5. El medio filtrante para las ZF cumplirá con los siguientes parámetros:

- **Composición genérica**: La composición será una mezcla de árido angular, dolomita ($CaMg(CO_3)_2$), perlita y yeso (No calcinado, $CaSO_4$-$2H_2O$). El árido proporciona la matriz estructural, la dolomita y el yeso añaden alcalinidad para promover la precipitación de metales y capacidad de intercambio catiónico; la perlita mejora la retención de humedad para promover la formación de biomasa dentro de la mezcla de la ZF. Ninguno de los minerales debe presentar materias tóxicas o desechos no válidos, serán minerales adecuados para su uso como productos agrícolas. El árido será de machaqueo y cumplirá las especificaciones generales del art.510 del PG3. La siguiente composición muestra la fórmula de trabajo para determinar el medio filtrante en volumen y peso:

Tabla 15-7. Composición de referencia en peso y volumen del medio filtrante

Composición del Medio Filtrante	Árido	Perlita	Dolomita	Yeso
Volumen	74,68%	24,79%	0,37%	0,16%
Peso	99,29%	0,10%	0,46%	0,15%
Densidad (kg/m³)	1.700	2 a10	1.600	1.200

- **Granulometría**: La distribución granulométrica del medio filtrante es fundamental para conseguir la filtración deseada de las escorrentías y por tanto la eliminación de contaminantes. La siguiente tabla provee una especificación de los usos entre los que deben estar comprendidos todos los componentes del medio filtrante.

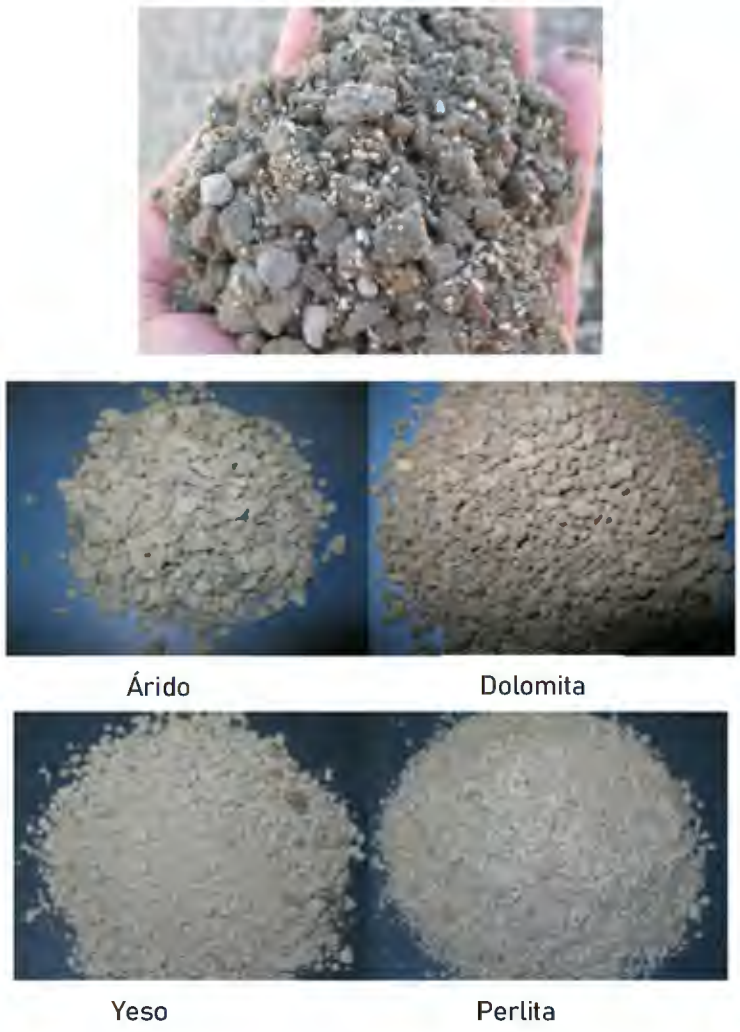


Figura 15-11. Aspecto de los materiales que conformarán la mezcla recomendada para el medio filtrante (SOM-OREGON, 2018)

Tabla 15-8. Composición granulométrica de la arena a usar en el medio filtrante

Tamiz ISO (mm)	% Masa			
	Árido	Perlita	Dolomita	Yeso
12	99-100	-	-	-
9	70-90	-	-	-
5	0-5	99-100	-	99-100
2,36	-	-	99-100	-
1,18	-	-	-	-
1	-	10-30	0-15	0-20
0,63	0-1,5	0-10	0-10	0-10

- **Conductividad hidráulica saturada:** El medio filtrante propuesto tiene una velocidad de infiltración inicial estimada de 1300 mm/h y a largo plazo de 700 mm/h, debido a la colmatación con su vida útil. Con un factor de seguridad adicional, se considerará como conductividad hidráulica saturada a adoptar en el cálculo 250 mm/h. La conductividad hidráulica saturada del medio filtrante deberá ensayarse en laboratorio mediante UNE 103-403 o ASTM D2434. El medio ensayado en laboratorio o tras la puesta en obra deberá tener un valor inicial mínimo de 1000 mm/h.

- **Espesor**: El espesor mínimo será de 300 mm (para eliminación de metales solubles y microcontaminantes) y el ancho mínimo en su contacto la capa drenante de 600 mm.

La mezcla y el transporte del material filtrante debe realizarse de una manera que asegure que los materiales se mezclen completamente antes de la colocación y que, durante el transporte o las operaciones de construcción, no se produzca una separación o segregación.

Si el proyectista quiere emplear otros medios filtrantes deberá incluir una descripción detallada del medio, su composición y propiedades en el proyecto para su aprobación por parte de INTERBIAK. Se deberán aportar datos y resultados en aplicaciones similares y preferiblemente se usarán medios ya empleados y estudiados por otras administraciones ambientales internacionales.

15.4.3.5 Registros de Inspección

Las zanjas filtrantes pueden estar provistas de registros, para permitir la inspección de los niveles de agua dentro del sistema, y facilitar las labores de mantenimiento de la tubería drenante. Estos registros serán iguales que los empleados en las zanjas de infiltración (ver Capítulo 14).

15.4.3.6 Capa Drenante

El árido o grava aporta volumen a partir de sus huecos. El árido debe tener una porosidad mínima que sea acorde a los cálculos de diseño; generalmente un mínimo del 30% cuando cumpla con los usos para materiales granulares (ver Capítulo 25).

La capa drenante puede estar en el fondo del medio filtrante o en un lateral para evacuar el agua hacia el terraplén.

15.4.3.7 Señalización

Señalizar claramente los límites de las ZF tanto en los planos como *in situ* durante y tras la construcción. La señalización es especialmente importante en esta técnica ya que su integración en las bermas puede hacer que pasen desapercibidas para las cuadrillas de conservación y explotación. Ver Capítulo 26 para para los requisitos generales de señalización de técnicas SuDS.

El proyectista además de barreras de retención podrá emplear otros elementos disuasorios naturales como vegetación densa o rocas u otros para evitar el acceso de vehículos, peatones y maquinaria sobre la ZF.

15.4.3.8 Apartadero-Vía Servicio

La ZF debe diseñarse para que la conservación de la técnica puede realizarse sin que vehículos o maquinaria tengan que ubicarse sobre la ZF. Se proveerán los sobreanchos o apartaderos requeridos.

15.5 REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

La vida útil de una zanja de filtración está muy influenciada por su diseño y método constructivo. Los diferentes aspectos que se tendrán en cuenta en las diferentes fases de construcción de una zanja de filtración se exponen a continuación.

15.5.1 Excavación y Preparación del Terreno

Ver apartado en Capitulo 14.

15.5.2 Control de la Erosión y Sedimentos

Ver apartado en Capitulo 14.

15.5.3 Construcción de la Zanja Filtrante

Toda la base del medio filtrante de la ZF, así como todo el perímetro del material drenante inferior se cubrirán con geotextil. Se deben retirar todos los objetos punzantes, raíces y piedras de los taludes de la excavación que puedan dañar el geosintéticos en su puesta. Debe extenderse por las paredes de la excavación, y no tener pliegues excesivos.

En el caso de que se requiera solapamiento entre geosintéticos, se deben realizar solapes mínimos de 60 cm con el solape de aguas arriba por la parte superior para

propiciar la continuidad. Se extenderá sobresaliendo por la parte superior de la zanja y se anclará con piedras, ladrillo y otros medios para evitar su introducción en la zanja.

Una vez colocado el geotextil se procederá a marcar la posición de los registros de inspección y a presentarlos en la zanja para su anclado con el relleno de grava.

Durante la colocación de la grava se debe garantizar que no haya un aporte de finos excesivo, su contenido nunca superará el 5% en la zahorra drenante. Si el árido se mezcla con el suelo, este se debe retirar y sustituir por uno limpio. El material debería colocarse sobre una capa de geotextil o sobre una superficie dura para evitar que el cubo de la excavadora rasque el fondo y aporte finos.

Se procederá a voltear la zahorra drenante sobre la zanja a una altura de aproximadamente 1,5 m desde el cazo de la maquinaria para que el árido angular consiga el grado de compactación requerido. Tras una capa de máximo 150 mm de grava se colocará el dren de fondo y se rellenará hasta el espesor definido en el diseño y acorde con el perfil transversal de la zanja. Tras el relleno de la capa drenante se cerrará el geotextil lateral separando toda la zahorra del terreno y medio filtrante.

Figura 15-12. Construcción de la capa drenante en una zanja filtrante

15.5.4 Colocación del Medio Filtrante

La capa de medio filtrante y la capa superior de “suelo orgánico” que soportará el césped, se separan del terreno original y de la capa drenante mediante geotextil. El geotextil y el relleno de medio filtrante deben estar limpios antes de su colocación.

Antes de la cubrición con compost de las superficies del medio filtrante se podrá realizar una pasada con un rodillo ligero, y sin vibración, para nivelar y asentar el material una vez finalizado el relleno de la zanja y la colocación de materiales.

15.5.5 Verificación y Puesta en Servicio

Verificar la construcción conforme a los planos de diseño. Realizar un levantamiento de las rasantes hidráulicas de todo el perfil transversal que recorrerá la escorrentía hasta el medio filtrante, comprobar respecto a los planos constructivos.

La composición de los medios filtrante deberá verificarse mediante ensayos de laboratorio que determinen la gradación del material, la especificación del compost y la composición de la mezcla.

Se deberá realizar un ensayo de velocidad de infiltración tras la construcción conforme a los métodos establecidos en el Capítulo 7. El ensayo de velocidad de infiltración de la zanja deberá ser superior a 1000 mm/h tras su construcción y antes de su encomienda y explotación.

Entregar a los servicios de conservación y explotación el plan de mantenimiento incluyendo detalles de la técnica, planos *as built* y las acciones y condiciones para su adecuado mantenimiento.

15.6 CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN

Las ZF requerirán un mantenimiento regular para garantizar su funcionamiento conforme a su diseño. El proyectista deberá proporcionar las actividades de mantenimiento específicas de la técnica.

El fallo más común detectado en esta técnica es la obturación y compactación del medio filtrante.

Se prevé que la capacidad de filtración del medio filtrante disminuya con el tiempo debido a una progresiva obturación con sedimentos, por lo tanto, deberá comprobarse anualmente su velocidad de infiltración mediante ensayos. No obstante, debe tenerse en cuenta que el dimensionamiento de la zanja filtrante es conservador en lo que respecta a la tasa de infiltración, por lo que no se espera que la sedimentación progresiva limite su capacidad para tratar el caudal de escorrentía requerido durante la vida útil de la técnica.

Para prevenir o minimizar estos problemas es importante que se contemplen los criterios y métodos de diseño.

Durante las operaciones de siega o retirada de residuos se debe evitar dañar o circular sobre la zona filtrante. Se aconseja el uso de un cortacésped de brazo retráctil para evitar la compactación. La hierba debe segarse a una altura de 15 a 25 cm. Los recortes de hierba se deben retirar.

Las siguientes tareas, además de las indicadas en el mantenimiento regular de la tabla siguiente, son requeridas en el primer año después de la puesta en servicio de la zanja de filtración:

- **Inspecciones iniciales.** Durante los primeros 6 meses después de la construcción el emplazamiento debe ser inspeccionado, por lo menos dos veces, después de eventos de lluvia fuertes (como referencia, que excedan 12 mm de lluvia). Revisar el buen desarrollo de la vegetación de la franja filtrante vegetada usada como pretratamiento, inspeccionar la superficie en busca de surcos o signos de erosión, y evaluar si existen encharcamientos en la superficie.

- **Retirar basuras y gruesos**: La eliminación de la basura (incluida la hojarasca) y de los desechos debe llevarse a cabo como parte del mantenimiento general del entorno y antes de cualquier otra tarea de gestión en la infraestructura. Se debe inspeccionar que no hay crecimiento de vegetación no deseada sobre la técnica.

Aunque no se deben aplicar herbicidas directamente sobre la ZF, puede ser necesario controlar periódicamente el crecimiento de vegetación no deseada con herbicidas en las áreas próximas a la ZF. El uso de pesticidas puede estar prohibido si la ZF se encuentra en un perímetro de protección de las MSBT.

Una vez se considere que la ZF ya no cumple su función y se procede a la retirada del medio filtrante deberá realizarse una gestión y disposición final correcta del material filtrante retirado. Deberá consultarse con el Gobierno Vaso o un gestor autorizado para confirmar los protocolos adecuados de gestión de residuos y el cumplimiento de la legislación. Es posible que sea necesario analizar el medio filtrante previamente para determinar su clasificación y los métodos de eliminación adecuados.

Tabla 15- 9. Necesidades de operación y mantenimiento de las zanjas filtrantes

Calendario de mantenimiento	Acción Requerida	Frecuencia Típica
Mantenimiento Regular	Retirada de basura y residuos	Mensual (o la que sea necesaria) *Trimestral o cuando se excede 0,5 m^3 por cada 100 m* de ZF
	Retirar zonas con acumulación de sedimentos (especialmente de la zona no vegetada y FFVE)	Cuando se alcancen 50 mm de acumulación. Evitar compactación del suelo. Perfilar terraplén a condición original de diseño para que la escorrentía fluya desde la cabeza al pie de este. No debería existir agua estancada tras las precipitaciones.
	Retirada de las malas hierbas sobre la superficie de la zanja	Mensual (o la que sea necesaria)
	Siega de las superficies con césped. La hierba alcanza una altura excesiva (más de 25 cm); aparición de malas hierbas y otra vegetación. Cortar o eliminar la vegetación para no obstaculizar el flujo de escorrentía.	La hierba debe segarse a una altura de 15 cm.
	Inspección de los elementos de reparto y dispersión de caudal en las ZFFL, comprobar que están limpios y libres de obstrucciones.	Semestral

Calendario de mantenimiento	Acción Requerida	Frecuencia Típica
	Inspección de la superficie para identificar evidencias de erosión, crecimiento defectuoso de la vegetación, compactación, estancamientos, sedimentación y contaminación (por ejemplo, por aceites).	Semestral
	Inspeccionar los registros y tubería drenante si existe en busca de acumulación de sedimentos y bloqueos.	Semestral
Actuaciones Correctoras	**Condición**	**Acción Correctora**
	Los flujos de escorrentía en la ZFFL no son repartidos uniformemente hacia el medio filtrante.	Nivelar el elemento de reparto. limpiarlo para que el agua rebose de forma uniforme a lo largo del mismo.
	Agua presente en los registro o tubería drenante.	Limpiar con un equipo especializado de succión y vaciado.
	Capa superior de suelo orgánico cuando esté dañada por la erosión o circulación de vehículos.	Regularizar, reconstruir, o sustituir cuando existan áreas de más de 10% de toda la superficie afectadas.
	Escarificar y fresar la capa superior del suelo para mejorar el rendimiento de la filtración; romper y extender los depósitos de limo y evitar la compactación de la superficie del suelo.	Cuando velocidad de infiltración inferior a 500 mm/h o se observe agua encharcada sobre el MF tras una precipitación de 20 mm en 24 h.
	Revegetar zonas con crecimiento pobre de la vegetación (zonas con más de un 10% de la trayectoria sin vegetación); modificación de la tipología de plantas a otras que se adapten mejor, en caso necesario.	Consultar con especialistas en vegetación de carreteras para determinar por qué la hierba crece mal y corregir el problema. Resiembra en tierra fértil y suelta o compost, o replantar con tepes de hierba de otra zona.
	El crecimiento de la hierba es pobre porque la luz solar no llega al área vegetada. Exceso de sombra.	Si es posible, recortar las ramas colgantes y vegetación arbustiva de las laderas adyacentes que proporcionan la sombra.
	Inundación del lecho. Hay eventos frecuentes en los que la ZF se inundada y el agua discurres superficialmente.	Evaluar el material del medio filtrante y valorar si tiene una tasa de filtración aceptable y reemplazar si no cumple con los estándares de filtración a largo plazo.
	Realizar la rehabilitación total de la técnica para mantener la capacidad de filtración (e infiltración en su caso); puede requerir reemplazar geotextil, medio filtrante, y/o material drenante (según tipología).	Excavar y reemplazar todo el relleno del lecho filtrante cuando no pueda mantenerse una velocidad superior a 500 mm/h a largo plazo o tras escarificar la superficie del medio previamente.

15.7 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

Beryani *et al.* (2023). "Performance of a gross pollutant trap-biofilter and sand filter treatment train for the removal of organic micropollutants from highway stormwater (field study)".

CALTRANS (2019). "Erosion Control Toolbox: Compost Sock". https://dot.ca.gov/programs/design/lap-erosion-control-design/tool-1-lap-erosion-control-toolbox/tool-1pp-42-compost-sock

CIRIA (2015). "The SuDS Manual". Construction Industry Research and Information Association. London (UK). http://www.scotsnet.org.uk/documents/nrdg/ciria-report-c753-the-suds-manual-v6.pdf

DOE-WS (2019). "Stormwater Management Manual for Western Washington". Department of Ecology. State of Washington. Publication Numbers 19-10-021. https://apps.ecology.wa.gov/publications/documents/1910021.pdf

Fairbairn, D.J.; Elliott, S.M.; Kiesling, R.L.; Schoenfuss, H.L.; Ferrey, M.L.; Westerhoff, B.M. (2018). "Contaminants of emerging concern in urban stormwater: Spatiotemporal patterns and removal by iron-enhanced sand filters (IESFs)", Water Research, Volume 145, Pgs 332-345, ISSN 0043-1354,

Hatt, B. E.; Fletcher, T. D.; y Deletic, A (2007). "Treatment performance of gravel filter media: Implications for design and application of stormwater infiltration systems" Water Research, vol 41, 12, Elsevier BV, UK, pp 2513-2524

Herrera Env. (2006). "Technology Evaluation and Engineering Report: WDOT Ecology Embankments". Herrera Environmental Consultants.

MICROPROOF (2019). Micropollutants in Road RunOff. Efficiency of treatment systems. Deliverable 4.2. CEDR Transnational Road Research Programme Call 2016: Environmentally Sustainable Roads: Surface- and Groundwater Quality

NCHRP (2015). "Volume Reduction of Highway Runoff in Urban Areas: Guidance Manual. NCHRP Report 802. https://nap.nationalacademies.org/catalog/22170/volume-reduction-of-highway-runoff-in-urban-areas-guidance-manual

Poor, C. and Haselbach, L. (2014). "Media filter drain: Modified design evaluation and Existing Design Longevity Evaluation". Washington State University (WSU). WA-RD 822.1. WSDOT Research Report.

Rullander *et al.* (2023). "How effective is the retention of microplastics in horizontal flow sand filters treating stormwater?".

WDOT (2019). "Highway Runoff Manual". Washington State Department of Transportation. Engineering and Regional Operations. Development Division, Design Office. Washington, USA. https://wsdot.wa.gov/publications/manuals/fulltext/M31-16/highwayrunoff.pdf

SMM-TACOMA (2021). "City of Tacoma: Stormwater Management Manual". July 2021. https://www.cityoftacoma.org/UserFiles/Servers/Server_6/File/cms/SWMM_WebBook/Responsive%20HTML5/index.html#t=BookBook%2FVolume_4_Best_Management_Practices_Library%2FBMP_T900_-_Media_Filter_Drain.htm%23XREF_66203__Media_Filter_Drain_Mix

SOM-OREGÓN (2018). "STANDARD OPERATION MANUAL. For Water Quality Filter Strips and Bio-slopes". October 2018. Oregón https://www.oregon.gov/odot/GeoEnvironmental/Pages/index.aspx https://www.oregon.gov/odot/GeoEnvironmental/Docs_Hydraulics/SOM_FilterStrip_Bioslope.pdf

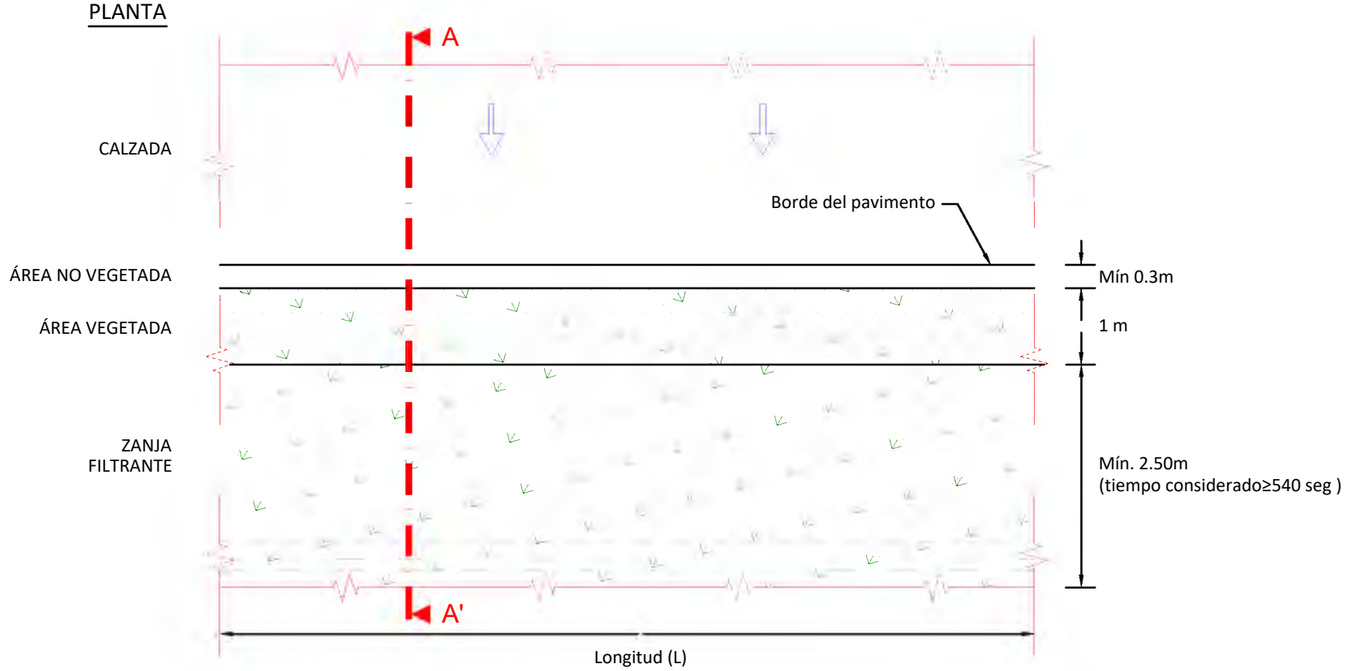
SWM-AUGUSTA (2020). "Augusta Stormwater Management Manual. Georgia". Version: July 2020. Augusta-Richmond County https://www.augustaga.gov/2944/Stormwater-Manual

Walaszek, M.; Del Nero, M.; Bois, P.; Ribstein, L.; Courson, O.; Wanko, A.; Laurent, J. (2018). "Sorption behavior of copper, lead and zinc by a constructed wetland treating urban stormwater", Applied Geochemistry, Volume 97, pages 167-180, ISSN 0883-2927.

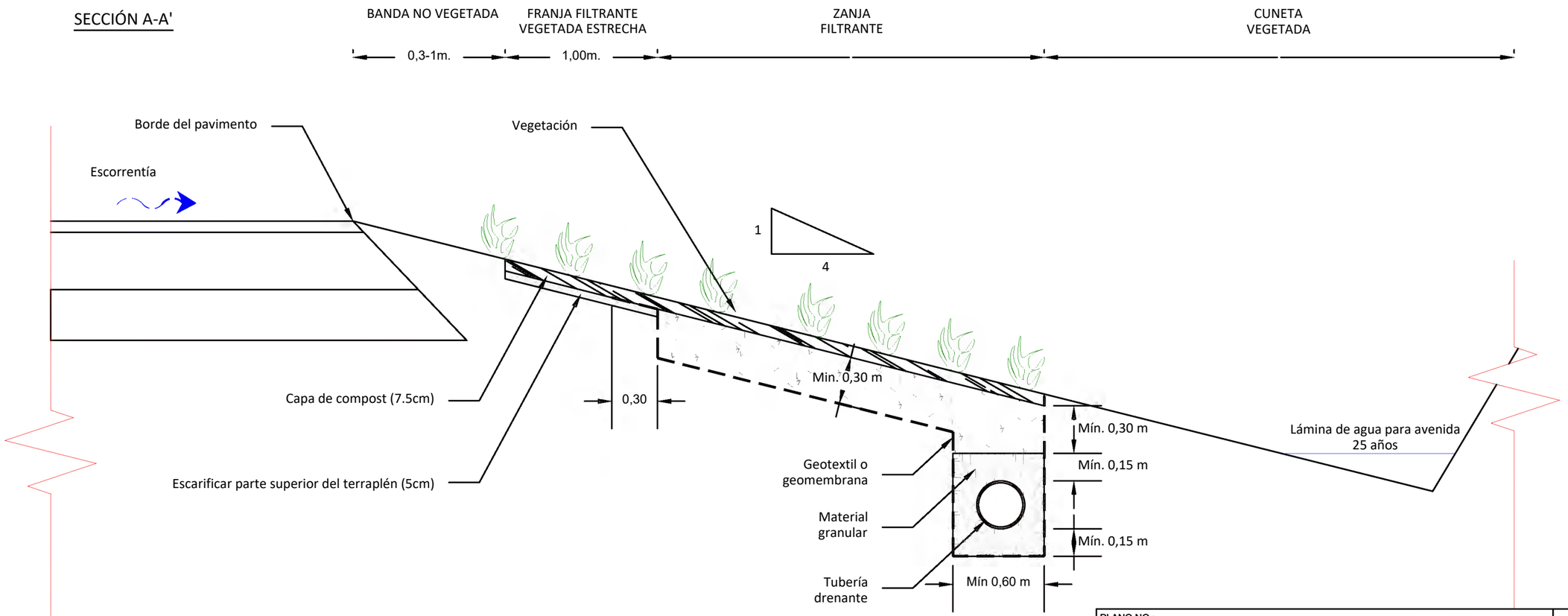
Walaszek, M.; Bois, P.; Laurent, J.; Lenormand, E.; Wanko, A. (2018). "Micropollutants removal and storage efficiencies in urban stormwater constructed wetland", Science of The Total Environment, Volume 645, pages 854-864, ISSN 0048-9697,

ANEXO 1. PLANOS Y SECCIONES TIPO

PLANTA



SECCIÓN A-A'



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Banda no vegetada: Es una zona de grava poco profunda con un ancho de 0,3 a 1 metro adyacente a la calzada.

Área vegetada: El ancho de la franja vegetada depende de la disponibilidad de espacio dentro del talud lateral de la carretera. Siempre que sea posible se usará una FFVE como elemento de pretratamiento cuyo ancho mínimo es de 1,2 metros. Cuando sea posible y exista espacio suficiente se usará una FFV entre la calzada y el medio filtrante.

Zanja Filtrante: El ancho necesario de lecho filtrante vendrá determinado por el cálculo. La anchura mínima será de 60 cm para favorecer la construcción y conservación con maquinaria.

Cuneta: El medio filtrante de la ZF debe desaguar libremente hacia la capa drenante, y la elevación de la lámina de agua para la precipitación de diseño del periodo de retorno T=25 años en la cuneta lateral

Vegetación: El terraplén existente se rebajará 5 cm, añadiendo un recubrimiento de 8 cm de suelo orgánico, y se sembrará. La capa superficial sobre lecho filtrante se formará siempre que sea posible con una capa de 8 cm de compost (ver capítulo 25) sembrada sobre el medio filtrante.

Geotextil: Geotextil para el tratamiento de las aguas de escorrentía de 300 gr/m2, de poliéster no tejido punzonado y fibras hidrofóbicas con una capacidad de retención de hidrocarburos de 0,6 l/m2, resistencia a CBR 1.575 N, permeabilidad vertical al plano 57 l/s/m2, eficiencia en la protección 300N t y abertura de poros 180 micras.

Material granular: El árido o grava aporta volumen a partir de sus huecos. El árido debe tener una porosidad mínima que sea acorde a los cálculos de diseño; generalmente un mínimo del 30% cuando cumpla con los husos para materiales drenantes.

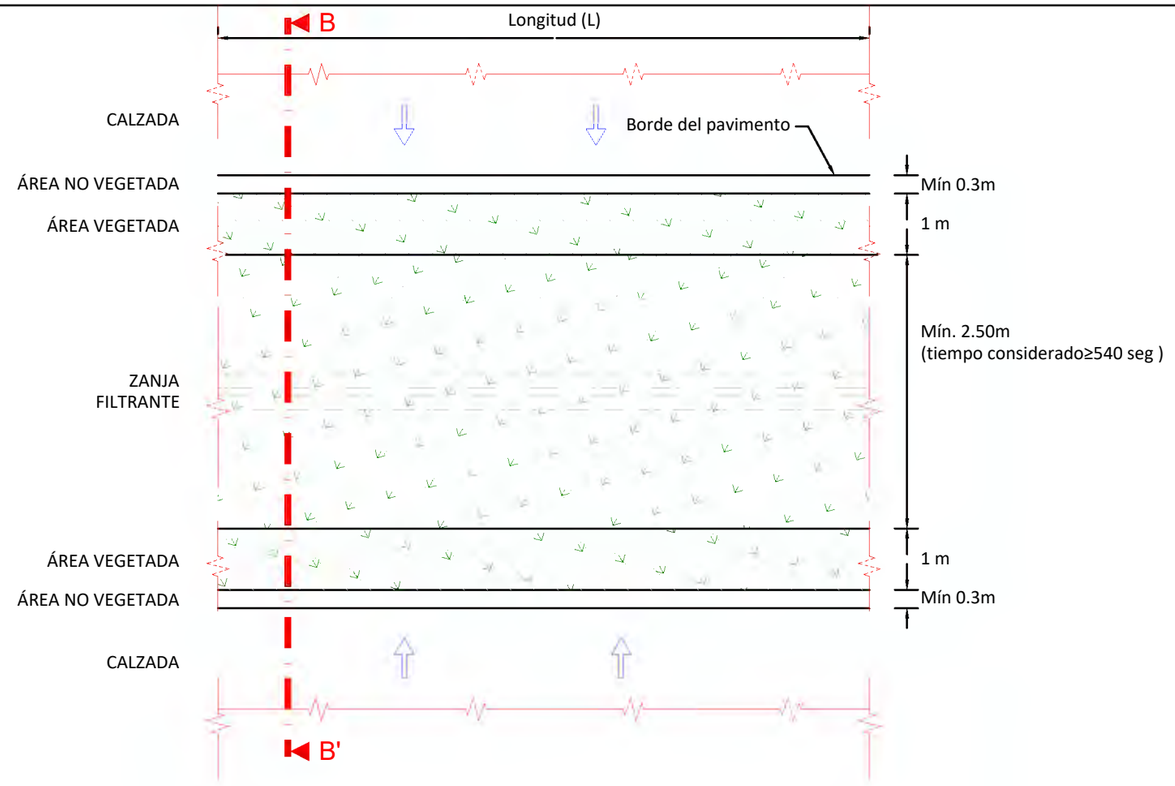
Tubo de dren:Tubo dren poroso DN150.

PLANO NO.:

ZANJA FILTRANTE DE FLUJO DIFUSO CON CAPA DRENANTE EN TERRAPLÉN (TR.2)

PLANTA Y SECCIÓN TIPO

Bizkaia interbiak



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Banda no vegetada: Es una zona de grava poco profunda con un ancho de 0,3 a 1 metro adyacente a la calzada.

Área vegetada: El ancho de la franja vegetada depende de la disponibilidad de espacio dentro del talud lateral de la carretera. Siempre que sea posible se usará una FFVE como elemento de pretratamiento cuyo ancho mínimo es de 1,2 metros. Cuando sea posible y exista espacio suficiente se usará una FFV entre la calzada y el medio filtrante.

Zanja Filtrante: El ancho necesario de lecho filtrante vendrá determinado por el cálculo. La anchura mínima será de 60 cm para favorecer la construcción y conservación con maquinaria.

Cuneta: El medio filtrante de la ZF debe desaguar libremente hacia la capa drenante, y la elevación de la lámina de agua para la precipitación de diseño del periodo de retorno T=25 años en la cuneta lateral

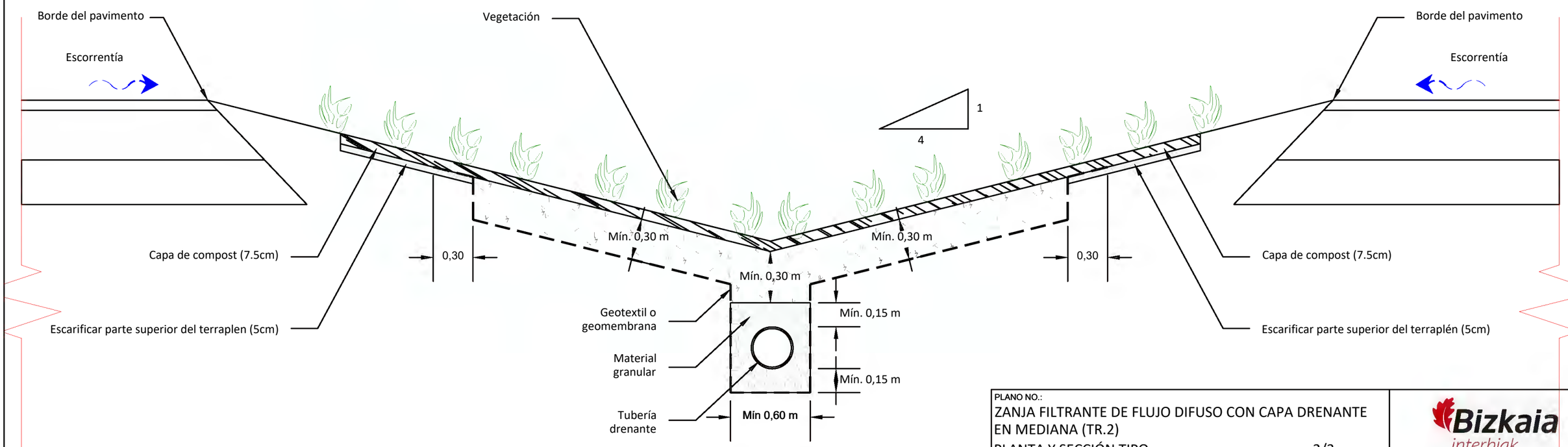
Vegetación: El terraplén existente se rebajará 5 cm, añadiendo un recubrimiento de 8 cm de suelo orgánico, y se sembrará. La capa superficial sobre lecho filtrante se formará siempre que sea posible con una capa de 8 cm de compost (ver capítulo 25) sembrada sobre el medio filtrante.

Geotextil: Geotextil para el tratamiento de las aguas de escorrentía de 300 gr/m2, de poliéster no tejido punzonado y fibras hidrofóbicas con una capacidad de retención de hidrocarburos de 0,6 l/m2, resistencia a CBR 1.575 N, permeabilidad vertical al plano 57 l/s/m2, eficiencia en la protección 300N t y abertura de poros 180 micras.

Material granular: El árido o grava aporta volumen a partir de sus huecos. El árido debe tener una porosidad mínima que sea acorde a los cálculos de diseño; generalmente un mínimo del 30% cuando cumpla las propiedades para materiales drenantes (ver capítulo 25).

Tubo de dren:Tubería drenante DN160.

SECCIÓN B-B'

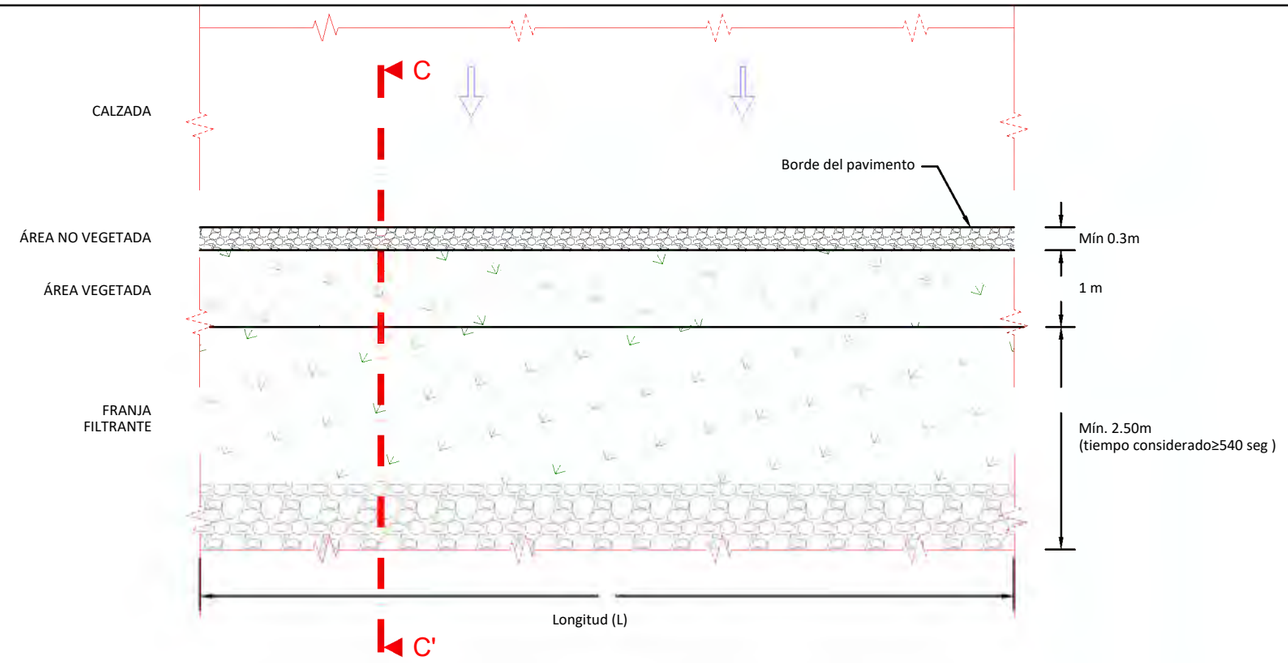


PLANO NO.:

ZANJA FILTRANTE DE FLUJO DIFUSO CON CAPA DRENANTE EN MEDIANA (TR.2)

PLANTA Y SECCIÓN TIPO 2/3

Bizkaia interbiak



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Difusor-repartidor flujo: Dimensiones mínimas 300 mm de ancho x 300 mm profundidad y con resalto mínimo de 25 mm a capa rodadura. Formado con árido triturado de piedra de cantera o grava natural uniforme que cumpla las siguientes propiedades:

- Granulometría tipo:100% 19 mm; 80-100% 12,5mm, 45-65% 4,75 mm; 10-25% 0,5mm, <10% 0,075mm.
- Coeficiente de Los Ángeles, >35%.
- Equivalente de arena >40

Franja Filtrante: El ancho necesario de lecho filtrante vendrá determinado por el cálculo. La anchura mínima será de 60 cm para favorecer la construcción y conservación con maquinaria.

Zanja de filtrante: Zanja, larga y estrecha, rellena de una grava gruesa, u otros medios porosos, en cuyos espacios libres se almacena un determinado volumen de agua de escorrentía para su detención e infiltración.

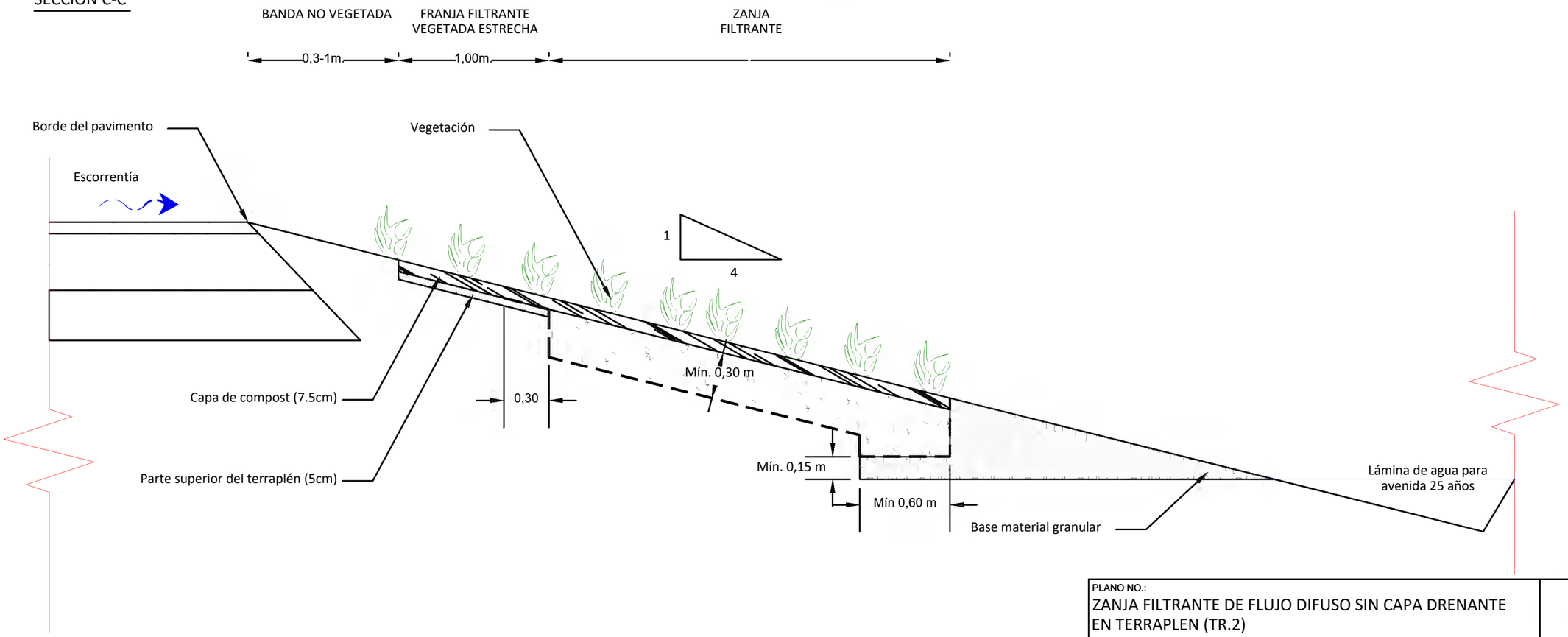
Vegetación: El terraplén existente se rebajará 5 cm, añadiendo un recubrimiento de 8 cm de suelo orgánico, y se sembrará. La capa superficial sobre lecho filtrante se formará siempre que sea posible con una capa de 8 cm de compost (ver capítulo 25) sembrada sobre el medio filtrante.

Geotextil: Geotextil para el tratamiento de las aguas de escorrentía de 300 gr/m2, de poliéster no tejido punzonado y fibras hidrofóbicas con una capacidad de retención de hidrocarburos de 0,6 l/m2, resistencia a CBR 1.575 N, permeabilidad vertical al plano 57 l/s/m2, eficiencia en la protección 300N t y abertura de poros 180 micras.

Capa de Sacrificio: Se requiere para proteger la técnica de la colmatación por sedimentos.

Medio filtrante: Capa de arena como medio de protección para minimizar el riesgo de migración de contaminantes.

SECCIÓN C-C'



PLANO NO.:

ZANJA FILTRANTE DE FLUJO DIFUSO SIN CAPA DRENANTE EN TERRAPLEN (TR.2)
PLANTA Y SECCION TIPO 3/3

Bizkaia interbiak

Capítulo 16. FILTROS DE ARENA SUPERFICIALES

Descripción

Técnica compuesta de dos cámaras, la primera, de sedimentación, elimina partículas medias y gruesas y descarga hacia una segunda, de filtración a través de un lecho de arena. No posee una lámina de agua permanente y debe vaciarse en 24 horas.

Funciones

Tratamiento	
Sólidos en suspensión	✓
Metales objetivo	✓
Microcontaminantes objetivo	✓
Vertidos accidentales*	✓
Control Volumétrico Escorrentía	
Detracción	✗
Lluvias extremas	✗
Control Caudales	
Prot. hidromorfológica**	✓
Prot. inundabilidad	✗

* Solo si hay válvula de cierre en salida
**Puede proveer beneficios parciales

Coste de Inversión	Coste de Mantenimiento	Vida útil*
Medio - Alto	Alto	3-6 años

(*Reposición completa del medio filtrante)

Beneficios y Aplicaciones

Altos rendimientos de eliminación de sólidos en suspensión.
Contribuyen al control hidromorfológico al detener el VCA.
Consumen poco espacio en comparación con otras técnicas.

Limitaciones

Mayores costes de construcción que otras técnicas SuDS.
Necesidad de carga hidráulica suficiente para su operación adecuada, mínimo 1,2 metros.
Flujo base en tiempo seco debe desviarse de la técnica.
Necesidades de mantenimiento relativamente altas.

Mantenimiento

Siega y/o poda	✗
Vía servicio / apartadero	✓
Equipo especializado	✓
Acceso a válvulas	✓
Formación específica	✓
Acceso camión succión	✓

Criterios diseño

Área contribuyente máxima 2 ha
Carga hidrostática mínima
Superficie de filtración
Tiempo de vaciado
Medio filtrante

ÍNDICE

16.1 DESCRIPCIÓN GENERAL 16-3

16.2 CAPACIDAD DE TRATAMIENTO 16-5

16.3 APLICACIONES 16-8
16.3.1 Funciones de la Técnica 16-8
16.3.1.1 Control Hidráulico 16-8
16.3.1.2 Tratamiento de Escorrentías 16-9
16.3.2 Viabilidad 16-10
16.3.3 Limitaciones 16-10

16.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO 16-11
16.4.1 Diseño Estructural y Geometría 16-12
16.4.2 Diseño Hidráulico 16-13
16.4.2.1 Limitaciones del Área Drenante 16-13
16.4.2.2 Método de Diseño 16-13
16.4.2.3 Capacidad de Transporte 16-16
16.4.3 Diseño de Elementos Específicos 16-17
16.4.3.1 Geosintéticos 16-17
16.4.3.2 Arqueta de Reparto de Caudales 16-17
16.4.3.3 Pretratamientos 16-18
16.4.3.4 Elementos de Transición entre Depósitos 16-18
16.4.3.5 Medio Filtrante 16-19
16.4.3.6 Capa Drenante 16-20
16.4.3.7 Válvulas de Mantenimiento 16-22
16.4.3.8 Obra de Salida 16-23
16.4.3.9 Vía de Servicio 16-23

16.5 REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS 16-24
16.5.1 Excavación y Preparación del Terreno 16-24
16.5.2 Control de la Erosión y Sedimentos 16-24
16.5.3 Puesta del Medio Filtrante 16-25
16.5.4 Verificación y Puesta en Servicio 16-25

16.6 CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN 16-25

16.7 BLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 16-29

ANEXO 1. PLANOS Y SECCIONES TIPO 16-31

16.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

A finales de los años 80 la ciudad de Austin (Texas) creo un diseño de filtro de arena (FA) para tratar las escorrentías denominado *Austin Sand Filter* que rápidamente se popularizó e implemento en varias infraestructuras viarias. En este Manual, esta variante de diseño, se denomina filtro de arena superficial.

El FA posee dos cámaras a cielo abierto y entre sucesos de lluvia permanece vacío. Las escorrentías pluviales son dirigidas hacia la primera cámara de sedimentación, donde decantan los sedimentos y partículas de mayor tamaño. Posteriormente este efluente pretratado pasa a una segunda cámara de filtración, en donde atraviesa un medio filtrante formado por arena. La escorrentía tratada se descarga mediante una capa drenante en la base de la unidad. El diseño de esta técnica puede contemplar que una parte del volumen de escorrentías tratadas se infiltre en el subsuelo.

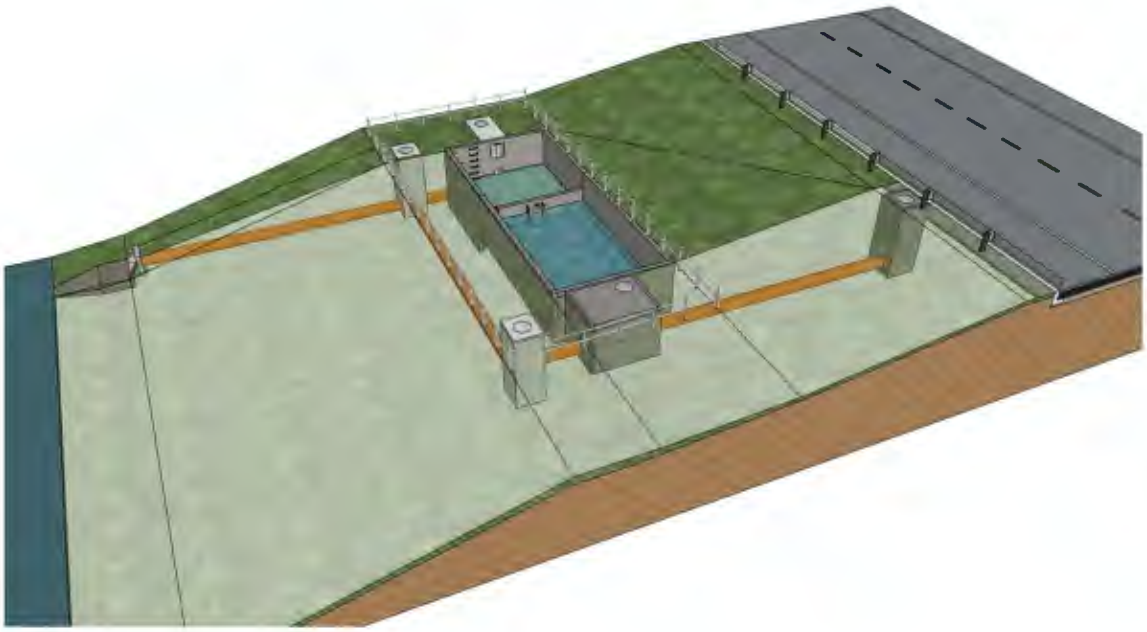


Figura 16-1. Filtros de arena superficial de sedimentación total construido con muros de hormigón

Los FA pueden usar muros de hormigón, terraplenes o gaviones para construir las dos cámaras que los conforman. Los componentes principales de un filtro de arena superficial son:

- **Estructura de reparto.** Los filtros de arena se instalan preferiblemente en una configuración fuera de línea o paralelo, por lo que es necesaria una estructura que limite el caudal y volumen de escorrentía que entra al filtro. Una vez retenido el VCA, el caudal excedente es desviado hacia otra técnica SuDS para el control hidráulico o descargado a cauce.

- **Cámaras.** Las cámaras de sedimentación y filtración permiten detener y almacenar temporalmente el VCA para que sea filtrado paulatinamente por el lecho de arena. Para configurar las cámaras se pueden utilizar bermas o diques de tierra, o muros de hormigón armado.

- **Elementos intermedios de regulación**. El uso de tubos perforados y orificios controla el caudal pasante desde la cámara de sedimentación hacia la cámara de filtración. Estos elementos permiten distribuir el agua de forma controlada y uniforme hacia el medio filtrante para no generar arrastres del medio y flujos preferenciales.

- **Medio filtrante**. Compuesto por arena seleccionada con una distribución granulométrica determinada. Filtra los contaminantes y controla la velocidad de paso del agua en el sistema. Tiene un espesor que suele oscilar entre los 450 y 700 mm de espesor.

- **Capa drenante**. Después de pasar por el lecho filtrante la escorrentía es recogida por un sistema de drenaje inferior, compuesto por grava y tuberías drenantes.

- **Obra salida.** El dren de fondo conecta con la obra de salida de la técnica para su descarga hacia el medio natural u otra técnica para realizar un control hidráulico. La obra de salida puede incluir elementos de regulación de caudal y elementos de rebose de emergencia.

- **Vía de servicio o apartadero.** Permite acceder a la técnica para su mantenimiento y explotación. El diseño de la técnica debe permitir que el personal de mantenimiento pueda reemplazar de forma fácil el medio filtrante cuando se requiera.

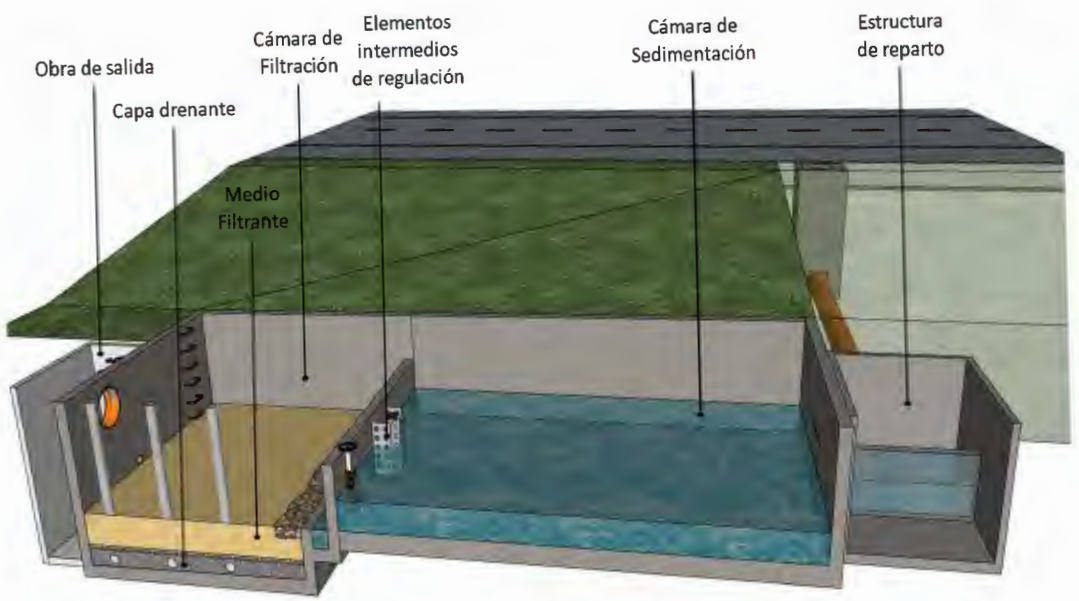


Figura 16-2. Componentes de los filtros de arena superficiales

Las variantes de diseño de los filtros de arena superficiales, que condicionan su geometría y ocupación, se diferencian en el reparto del volumen total de escorrentía a tratar o VCA entre las cámaras de sedimentación y de filtración. En función del nivel de tratamiento logrado se distinguen dos tipologías de filtros de arena superficiales para su uso en las infraestructuras de INTERBIAK:

- **Filtros de arena con sedimentación parcial (FASP):** La primera cámara se dimensiona para detener y almacenar como mínimo el 20% del VCA. La cámara de filtración ocupa una mayor área que la cámara de sedimentación. La escorrentía fluye entre cámaras libremente y sin elementos de regulación de caudal, generalmente a través de un muro o gavión.

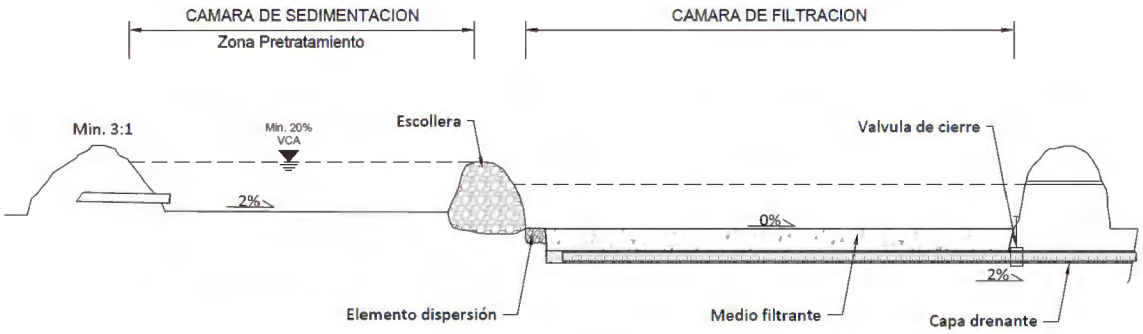


Figura 16-3. Sección tipo para filtro de arena con sedimentación parcial (FASP)

- **Filtros de arena con sedimentación total (FAST):** La primera balsa o depósito se dimensiona para contener el 100% del VCA, por ello se denominan de sedimentación total o completa. El VCA es detenido en la cámara de sedimentación y evacuado mediante un elemento de regulación hacia la cámara de filtración. El FAST provee un mayor nivel de tratamiento.

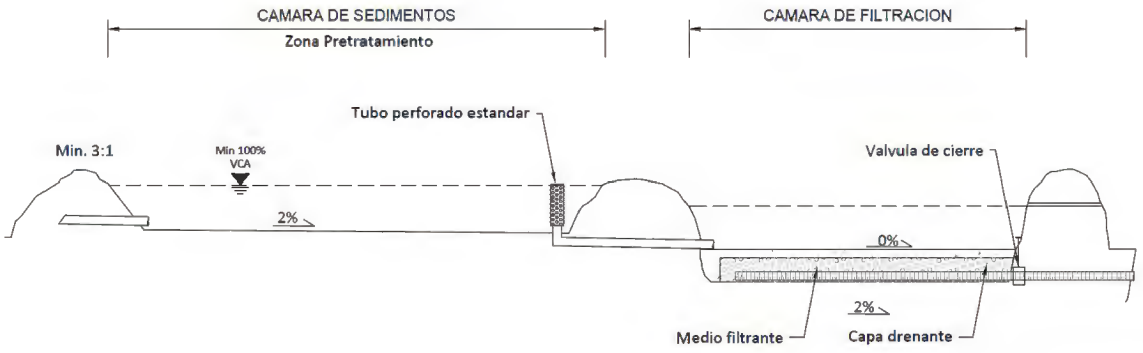


Figura 16-4. Sección tipo para filtro de arena con sedimentación total (FAST)

Es posible no impermeabilizar el fondo de la cámara de filtración, si se construye en tierras, de forma que parte del agua filtrada pueda ser infiltrada en el terreno. El fondo de la cámara de filtración en este caso se cubre con un geotextil o tapizado de tratamiento (ver Capítulo 25).

16.2 CAPACIDAD DE TRATAMIENTO

Los FA son muy eficientes como sistemas de tratamiento de las escorrentías. A medida que la escorrentía es filtrada por el medio de arena la calidad del agua mejora mediante

procesos físicos, químicos y biológicos. Los porcentajes de eliminación son altos para los sedimentos, metales pesados y microcontaminantes objetivo. Otros constituyentes como nutrientes, la DBO y los coliformes fecales son eliminados en menor medida de las escorrentías.

En la figura siguiente se muestra el efecto de la sedimentación como tratamiento previo a la filtración en arena. Se aprecia cómo en las 6 a 12 primeras horas se produce casi toda la sedimentación de partículas y se reducen otros contaminantes asociados (Grizzard, 1983, citado por Claytor, 1996).

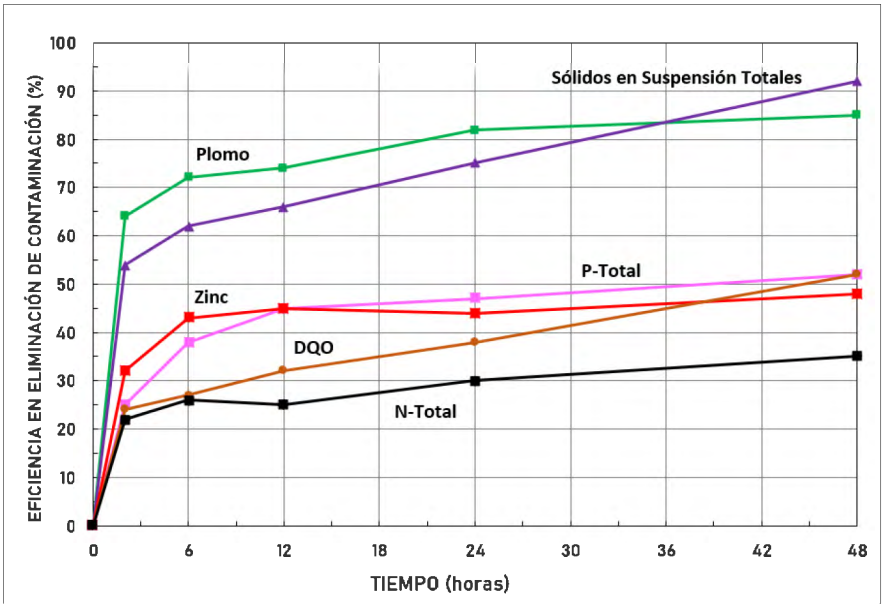


Figura 16-5. Rendimientos de eliminación de contaminantes en la cámara de sedimentación de un filtro de arena (Claytor, 1996)

El mecanismo de la filtración superficial es relativamente claro y simple, las partículas contaminantes son atrapadas entre los poros de la capa de arena cuando su tamaño es mayor al paso libre entre partículas de arena. En el interior del lecho filtrante se producen fenómenos y procesos más complejos y menos predecibles, que contribuyen de forma importante a la eliminación de contaminantes como la adsorción física, interacción electrostática o adsorción química. Pitt *et al.* (1995) comprobaron que hasta el 90% de las partículas de 6 a 41 micras que se encuentran comúnmente en la escorrentía urbana, son atrapadas por una capa de arena de 45 cm, lo cual muestra la alta capacidad en la eliminación de sedimentos de esta técnica.

La capacidad de un sistema de filtrado para eliminar nutrientes, metales disueltos y contaminantes orgánicos se debe, a menudo, a la vía de adsorción, en la que los iones y otras moléculas se adhieren a las partículas del medio filtrante. En general, el potencial de adsorción de un medio filtrante aumenta cuando tiene un alto contenido de materia orgánica o arcilla, una alta capacidad de intercambio catiónico, y un pH neutro a alcalino.

La arena tiene una capacidad de intercambio catiónico de entre 1 y 3 miliequivalente por 100 gramos, por lo que su potencial de adsorción es muy pequeño. Sin embargo,

con el tiempo, la mayoría de los filtros de arena desarrollan una capa delgada de materia orgánica y partículas finas en la capa superficial como resultado de la deposición de sedimentos, aumentando así el potencial de adsorción.

Tabla 16-1. Rendimientos de eliminación de contaminación en filtros de arena para estudios internacionales sobre escorrentías viarias y referencia adoptada para la evaluación de riesgos

Constituyentes		Concentración Efluente [1]			Rango Rendimiento Internacional (%)	Ref. evaluación riesgos (%)[4]
		P25%	Mediana	P75%		
Constituyentes Medida Mínima 5						
SST (mg/L)		3,00	7,40	19,0	60-95[2]	80%
Metales	*Cobre total (µg/L)*	2,94	5,10	9,50	(59-62) 61[3]	60%
	Cobre-dis (µg/L)	1,60	4,00	7,80	+(23-25) 25[3]	25%
	Zinc total (µg/L)	4,54	16,0	37,0	(78-83) 78[3]	60%
	Zinc-dis (µg/L)	2,64	9,70	26,0	(76-80) 76[3]	75%
Microcontaminantes	MP (mg/L) [4]	-	-	-	98[6]	80%
	BaP (µg/L) [5]	0,42	1,1	2,1	50-80[6];60[5]	60%
Otros						
HTP (µg/L) [5]		1000	2500	2500	50[6]	50%
Plomo(µg/L)		0,63	1,27	3,80	45-90[2]	65%
Cadmio(µg/L)		0,04	0,11	0,20	(40-62) 63[3]	50%

1) Fuente: Use of the State Department of Transportation Portal to the International Stormwater BMP Database, AASHTO, 2020. Valores de mediana para el 95% de confianza.
2) Rango seleccionado a partir de las siguientes referencias: CALTRANS (2005), GEORGIA (2016), WDEQ (1999), US-EPA (1999), FHWA (1996).
3) Valores calculados a partir de los datos reflejados en Database, AASHTO, 2020.
4) Valor a emplearse en caso de requerir una evaluación de riesgos.
5) Fuente: BMP Statistical Analysis Tool (https://bmpdatabase.org/bmp-statistical-analysis-tool, acceso 8-febrero-2024). El rendimiento de eliminación se ha calculado con los valores mediana de CMS afluente y efluente (BaP: 37 y 37 datos, respectivamente. HTP: 18 y 10 datos, respectivamente).
6) MP: Rullander et al. (2023); BaP: Beryani et al. (2023). No se dispone de datos suficientes a fecha de la presente publicación, se presentan datos de únicos estudios disponibles.

La capacidad de esta técnica para eliminar los metales disueltos objetivo ha sido evaluada por algunos estudios en infraestructuras viarias. Walaszek et al. (2018a) evaluaron la capacidad de adsorción de metales disueltos en el medio filtrante de un humedal artificial subsuperficial en Francia recibiendo escorrentías viarias. Los rendimientos de eliminación de zinc y cobre fueron significativos, incluidas las fases disueltas. El pH, mayor adsorción a valores altos, y la composición mineral del medio filtrante juegan un papel muy importante en la eliminación de metales disueltos. Fronczyk (2017) encontró rendimientos cercanos al 100% para HAPs y metales pesados en un filtro de suelo usando escorrentía viaria sintética.

La capacidad de depuración de microcontaminantes de un filtro de arena mejorada con hierro ha sido evaluada por Fairbairn *et al.* (2018) en un área de Minnesota. Los filtros redujeron de forma efectiva la concentración de 14 de las 48 sustancias preferentes más detectadas en las escorrentías viarias con rendimientos medios de eliminación del 26-100%. Especialmente los compuestos hidrofóbicos como el bisfenol A, los HAPs, o el BaP, microcontaminantes objetivo dentro de la MM5. La capacidad de eliminación partículas indican que estos sistemas son eficientes en la eliminación de microcontaminantes orgánicos y microplásticos (Microproof, 2019).

Los filtros de arena han sido evaluados con distintos tipos de MP y a pesar de las diferencias de forma, tamaño y densidad de las partículas, las eficiencias en la eliminación de MP reportadas son superiores al 95% en todos los filtros, con una eliminación ligeramente mayor cuanto mayor es el espesor del medio filtrante (Pankkonen, 2020 y Rullander *et al.* 2023).

16.3 APLICACIONES

16.3.1 Funciones de la Técnica

El FA es una técnica de tratamiento de las escorrentías pluviales que permitirá cumplir con el Estándar de Control de Calidad 2 de la MM5. Adicionalmente esta técnica permite alcanzar cierto nivel de control hidráulico en la MM6.

16.3.1.1 Control Hidráulico

La contribución parcial de esta técnica al Estándar de Control Hidráulico 1 se limita a la intercepción de las lluvias recurrentes, exclusivamente cuando se permita la infiltración de aguas filtradas al subsuelo.

Los FA actúan principalmente como técnicas de tratamiento de las escorrentías pluviales, no obstante, el volumen de escorrentía que entra en el filtro es detenido y descargado a un caudal controlado capaz de proveer cierto nivel de control hidromorfológico para el Estándar de Control Hidráulico 2. Al almacenar el VCA y vaciarlo paulatinamente se consigue cumplir parcialmente el objetivo de liberar 30 mm de altura de precipitación en 24 horas. El caudal pasante de escorrentía vendrá determinado por la permeabilidad del medio filtrante.

Tabla 16-2. Funciones de control hidráulico proporcionadas por los filtros de arena superficiales

Tipología Filtro de Arena	Control Volumétrico Escorrentía		Control Caudales	
	Detracción	Lluvias Extremas	Protección Hidromorfológica	Protección Inundabilidad
FASP	(1)		(2)	
FAST	(1)		(2)	

(1) Provee detracción si se diseña con infiltración al terreno.
(2) Nivel de cumplimiento para el proyecto debe ser determinado por el proyectista.

Los caudales de avenida están por encima de la capacidad de almacenamiento de la técnica y requerirán el uso de otras técnicas para el control hidráulico.

El nivel de control hidráulico será evaluado por el proyectista mediante los procedimientos de cálculo fijados (ver Capítulo 6).

16.3.1.2 Tratamiento de Escorrentías

Los filtros de arena superficiales permiten cumplir con el Estándar de Control de Calidad 2, tratamiento de las escorrentías pluviales para prevenir impactos en los medios receptores. Todas las variantes de FA que cumplan con los criterios de diseño permitirán cumplir con el objetivo de tratamiento destinado al 80% de eliminación de sedimentos o SST.

Para los microcontaminantes objetivo las dos variantes de diseño permitirán eliminar el Benzo(a)pireno, ya que el coeficiente de partición n-octanol-agua (Kow), usado como indicador para la adsorción al sedimento es elevado, 6,13. Valores de Kow mayores a 3, indican una tendencia a adherirse fuertemente a los sedimentos y a ser eliminado junto con los SST.

Tabla 16-3. Funciones de tratamiento de las escorrentías proporcionadas por los filtros de arena superficiales

Tipología Filtros de Arena	Cumplimiento Nivel Tratamiento					
	Sedimentos SST	Metales Disueltos		Microcontaminantes		Vertidos Accidentales
		Cu	Zn	MP	BaP	
FASP						
FAST						

El FAST permitirá cumplir con el objetivo de eliminación de los metales disueltos. Es de esperar que el lecho filtrante aumente su capacidad de intercambio catiónico a lo largo de su vida útil al retener materia orgánica que permite eliminar los metales disueltos. El almacenamiento del VCA en la cámara de sedimentación y su lenta filtración permitirán aumentar estos rendimientos. INTERBIAK valorará la propuesta de medios filtrantes específicos para eliminación de metales disueltos por parte del proyectista.

Tabla 16-4. Ejemplo de evaluación de la eliminación potencial de contaminantes objetivos proporcionada por los filtros de arena superficiales

Proceso Eliminación (1)	Relevancia del Proceso en la técnica (2)	Potencial Eliminación			
		SST (3)	Cu y Zn (4)	BaP (5)	MP (6)
Adsorción al sustrato	NA	2	1,5	3	2
Sedimentación	3	3	1,5	3	3
Degradación microbiana	1	1	1	1	1
Filtración	3	3	1,5	3	3
Volatilización	NA	NA	NA	2	1
Fotolisis	NA	NA	NA	3	1
Asimilación vegetal	NA	NA	1	3	NA
PUNTUACION TOTAL[a]		**19,00**	**10,00**	**19,00**	**19,00**

(a) Suma de los productos del valor de relevancia de cada proceso para la técnica (columna 2) por el valor del potencial de eliminación para cada contaminante (columnas 3-6). Cuando no es aplicable (NA) el proceso para la eliminación de un contaminante no suma.

El proyectista podrá proponer el uso de medios filtrantes alternativos distintos a la arena cuando se soporten y documenten con evidencias internacionales. Cabe mencionar en este sentido la experiencia en los filtros de arena mejorada con hierro de Minnesota y el uso de zeolitas y otras arenas con recubrimientos especiales.

Los filtros de arena permitirán cumplir con el control de vertidos accidentales si se incluyen una válvula de cierre en la descarga y se realizan en hormigón armado. La cámara de pretratamiento o sedimentación en este caso deberá diseñarse para poder eliminar hidrocarburos libres no emulsionados (incluyendo deflectores o una salida parcialmente sumergida por debajo de la lámina de agua).

16.3.2 Viabilidad

Los FA son especialmente útiles para tratar las escorrentías cuando su infiltración a los suelos naturales no sea viable (ver Capítulo 7). Es una técnica muy adecuada para el tratamiento de la escorrentía y sus rendimientos de depuración son muy buenos para cuencas de hasta 2 hectáreas.

16.3.3 Limitaciones

La filtración en arena no debe emplearse en las siguientes situaciones salvo que el proyectista justifique en el diseño su viabilidad:

- A la técnica no debe entrar ningún caudal base en tiempo seco (manantiales, aguas de infiltración de la red de conductos de drenaje de pluviales hacia la propia técnica, aguas freáticas, etc.). Un flujo base de 1 a 2 L/s permanente equivale a un volumen igual a la precipitación anual recibida desde una hectárea de vial en Bizkaia.

- Cuando la técnica no sea adecuada en la HSST o la evaluación del riesgo específico determine su inviabilidad.

- La cuenca de aportación tiene más de un 50% de cobertura permeable (taludes), a no ser que se utilice otra técnica de tratamiento previa.

- Niveles freáticos altos pueden generar subpresión y anegar el medio filtrante.

- Pendientes superiores al 6%.

- Instalaciones en línea solo se realizarán aguas abajo de otras técnicas de control hidráulico. La limitación del caudal punta previene el lavado de la arena a los caudales de proyecto.

- Los filtros de arena pierden parte, o toda, su capacidad de filtrado si se congelan por bajas temperaturas.

- La filtración en arena precisa de una carga hidráulica (un calado sobre filtro) del orden de 1 a 2 metros, por lo que debe existir esta altura entre la parte inferior de la tubería o canal de entrada y la rasante de la tubería de salida, lo cual condiciona su uso en determinados emplazamientos.

- Pretratamiento suficiente de sólidos e hidrocarburos en la cámara de sedimentación u otras técnicas SuDS previas. El uso de separadores hidrodinámicos compactos facilita y centraliza el mantenimiento y previene la obturación prematura del medio filtrante.

16.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

El diseño detallado de un filtro de arena superficial se realiza mediante el siguiente procedimiento:

1. Investigación del ámbito.

2. Diseño estructural y geometría.

3. Diseño hidráulico:

    a. Determinación del volumen de escorrentía pluvial a gestionar.
    b. Selección de la distribución de los volúmenes de las dos etapas (función "sedimentación total" o función "sedimentación parcial").
    c. Definición del área superficial de filtración y su volumen.
    d. Definición de la superficie de sedimentación y su volumen.
    e. Capacidad para transporte.

4. Diseño de elementos específicos:

    a. Arqueta de reparto y baipás de caudales.
    b. Elementos o dispositivos de transición entre depósitos.
    c. Medio filtrante.

El proyectista deberá usar la HSST para confirmar la aplicabilidad de la técnica para el ámbito de estudio (ver Capítulo 10). Para ello se deberá delimitar la cuenca aportante y conocer la IMD de diseño prevista para la vía.

En el caso en que la técnica permita algún grado de infiltración del agua filtrada deberá analizarse y verificar el cumplimiento de los criterios del ámbito para la infiltración (ver Capítulo 7).

La tabla 16-5 resume los criterios de diseño que deben considerarse por parte del proyectista para diseñar un filtro de arena superficial.

Tabla 16-5. Criterios de diseño para el filtro de arena superficial

Parámetro de Diseño	Valor / Criterio
Área cuenca drenante	≤2 ha imp. recomendado; Máx. 4 ha imp.
Volumen total mínimo de detención	100%VCA en cámara de sedimentación FAST 100%VCA en ambas cámaras FASP (Mín. 20% VCA en sedimentación)
Tiempo de vaciado	24 horas
DEPÓSITO DE SEDIMENTACIÓN	
Geometría en planta	Longitud/ancho Mínimo 2:1. Máxima 5:1
Calado	Mínimo 1 m. Máximo 2 m.
Pendiente longitudinal	>2% hacia punto de vaciado
Taludes laterales (tierras)	Máximo 3H:1V Mínimo 4H:1V
Velocidad del flujo de entrada	0,3 m/s para tratamiento, QCA 1,5 m/s para transporte, T=25/100 años
Resguardo	Min. 350 mm
ELEMENTOS DE SEPARACIÓN / TRANSICIÓN ENTRE CAMARAS	
Elemento de dispersión	Ver Capitulo 25.
Tubo perforado vertical	Min. DN 160 mm
CAMARA DE FILTRACIÓN	
Espesor medio filtrante	Recomendado: 700 mm Mínimo: 500 mm
Carga hidrostática	Mínimo: 1000 mm Máximo: 2000 mm
Material filtrante	Arena silícea
Conductividad hidráulica saturada	Mínimo 40 mm/h (a utilizar en cálculos) Máximo 200 mm/h
Coeficientes huecos en la arena	25%
Resguardo	Min. 350 mm
CAPA TRANSICIÓN	
Separación de arena con capa drenante	Geotextil o capa árido machaqueo limpio de 5-20 mm de tamaño y 25 mm de espesor
CAPA DRENANTE	
Espesor	Mínimo 250 mm Siempre más de 50 mm sobre tubería drenante
Materiales	Árido 20-40mm o 20-60mm Permeabilidad mínima 30%
Dren de fondo	Tubo ranurado DN110-160 mm (según diseño) Dimensiones ranuras inferiores al d85 del material drenante Si se utilizan orificios: 10 mm de diámetro y 150 mm entre centros Pendiente mínima del 0,5% Dispondrán de registros verticales

16.4.1 Diseño Estructural y Geometría

En el diseño constructivo de un FASP o FAST se pueden emplear cerramientos o muros de hormigón, diques de tierra o paredes de gaviones para conformar las dos cámaras de sedimentación y filtración.

Los FA construidos en tierras aprovechan la topografía del terreno para configurar diques y terraplenes. Las pendientes de los diques en este caso deben ser de 3H:1V o más tendidos para facilitar la accesibilidad y mantenimiento. Cuando el espacio es escaso se suelen construir mediante muros de hormigón. El área de ocupación de un FASP suele ser de alrededor del 80% del de un FAST.

Cuando se realicen los cerramientos en hormigón y existan niveles freáticos altos la subpresión deberá considerarse en el diseño.

La geometría suele seguir patrones rectangulares y líneas rectas, pero también pueden construirse en geometrías irregulares que puedan encajarse mejor en el emplazamiento estudiado. Cuando se usen geometrías irregulares se deberá proveer un elemento de dispersión en el lado de mayor longitud del lecho filtrante, con una longitud mínima que ocupe el 20% de su perímetro.

Cuando el ratio L: A de la cámara de sedimentación sea superior a 2:1 se recomienda ubicar el elemento de dispersión entre ambas cámaras, en el lado largo del lecho filtrante para asegurar una mejor distribución sobre la cama de arena.

Los filtros de arena requieren una diferencia de elevaciones de 1,2 m entre la entrada y salida de la cámara de filtración para proveer la carga hidráulica necesaria.

Debe verificarse que no hay árboles de hoja caduca en las cercanías o perímetro del filtro de arena (min. 4,5 m de distancia horizontal). La acumulación de hojas sobre el área de filtrado puede obstruir la superficie filtrante.

16.4.2 Diseño Hidráulico

16.4.2.1 Limitaciones del Área Drenante

La superficie de cuenca drenante recomendada para esta técnica es de 2 ha, pudiendo llegar a una superficie máxima de 4 ha. La superficie ocupada por la técnica será del 2 al 3% del área total del área del ámbito drenado.

16.4.2.2 Método de Diseño

1. **Calcular el volumen de escorrentía pluvial a gestionar.** El volumen de escorrentía a gestionar viene definido por el VCA (ver Capítulo 6), y por el área de la cuenca que aporta escorrentía hacia la técnica mediante la siguiente expresión:

$$Vep = \frac{VCA \cdot Aimp}{1000} - VepSuDS1 \qquad \textit{(Ec. 16-1)}$$

Donde:

V_{ep} = Volumen de escorrentía pluvial (m^3)
VCA = Volumen de calidad de aguas (mm)
A_{imp} = área de la cuenca drenante impermeable (m^2)
$Vep\ SuDS1$ = volumen de escorrentía gestionado en otra técnica previa (m^3)

El método de cálculo considera de forma conservativa la transformación y acumulación instantánea de la escorrentía en la técnica. La proporción del VCA tratado por otra técnica se debe descontar del resultado obtenido en el cálculo del Vep a tratar en la técnica.

2. **Dimensionamiento cámara de filtración.** El área de la cámara de filtración se dimensiona usando la siguiente ecuación (basada en la Ley de Darcy):

$$A_f = \frac{V_{ep} \cdot L}{K_{sat} \cdot (h_f + L) \cdot t} \qquad \textit{(Ec. 16-2)}$$

Donde:

A_f = superficie del medio filtrante en el FAST (m^2)
V_{ep} = Volumen de escorrentía pluvial (m^3)
L = profundidad del medio filtrante (m)
K_{sat} = conductividad hidráulica saturada del medio filtrante (m/h)
h_f = altura media del agua por encima del lecho filtrante definida como ½ de la carga hidrostática máxima (altura entre coronación de rebose y superficie el medio filtrante, generalmente ≤ 2m) (m)
t = tiempo vaciado a través del medio filtrante (24 horas)

En el FAST se utilizará un valor de K_{sat} de 40 mm/h como máximo. Para el FASP se utilizará un valor de K_{sat} de 200 mm/h como máximo.

La cámara de filtración debe vaciar en 24 horas todo el volumen detenido (volumen de sedimentación y volumen en cámara de filtración).

3. **Dimensionamiento de cámara de sedimentación.** El volumen de la cámara de sedimentación en el FAST se dimensiona para capturar todo el VCA considerando una altura de agua entre 1 y 2 m.

El área mínima del depósito del FASP se calculará a partir del establecimiento de un tamaño de partícula objetivo a sedimentar, junto con un determinado rendimiento de eliminación. Para calcular la superficie mínima necesaria del depósito de sedimentación mínima necesaria se utiliza la ecuación de Camp-Hazen:

$$A_s = -\frac{Q_s}{V_s} \cdot Ln\,(1 - RE) \qquad \textit{(Ec. 16-3)}$$

Donde:

A_s = superficie cámara de sedimentación (m^2)
Q_s = caudal de salida del depósito de sedimentación; se vacía el V_{ep}, o una fracción, durante un período de 24 horas (o el periodo fijado en el diseño)
V_s= velocidad de sedimentación de las partículas; 0,0013 m/s considerando un tamaño de partícula de 49 micras (m/s)
RE = rendimiento eliminación; se diseña para un 90% de eficacia

Asumiendo un promedio del período de detención del agua en la balsa, 12 horas (0,5 días), la mitad del tiempo de vaciado, una velocidad de sedimentación de 0,0013 m/s y un rendimiento de eliminación de sedimentos del 90% se obtiene el volumen de la cámara de sedimentación para el FASP:

$$A_s = -\frac{V_{ep}}{0{,}5} \cdot \frac{1}{86{,}9} \cdot Ln\,(1 - 0{,}9) = 0{,}053 \cdot V_{ep} \qquad \textit{(Ec. 16-4)}$$

Las velocidades de flujo horizontal a través de la zona de sedimentación, para un caudal máximo de filtración, serán inferiores a 0,25 m/s. En un diseño de FASP, si se utiliza como elemento de separación entre cámaras un muro de gaviones y la velocidad de entrada del agua en la cámara supera los 2,5 m/s, se debe reducir la velocidad en la entrada ampliando la sección de la tubería o conductos de entrada, o instalando deflectores de disipación de energía en el depósito de sedimentación.

4. **Definir volúmenes y geometrías.** Los volúmenes finales en el interior de la técnica y el tamaño de orificio para el elemento de regulación de la cámara de sedimentación vienen dados por la siguiente ecuación.

$$V_{min} = V_{ep} = \; V_{cs} + V_{cf} + V_{cftemp} \qquad \textit{(Ec. 16-5)}$$

Donde:

V_{ep} = volumen de escorrentía pluvial (m^3)
V_{cs} = volumen cámara de sedimentación (m^3)
V_{cf} = volumen cámara de filtración (m^3)
V_{cftemp} = volumen cámara de filtración temporal, sobre la superficie el filtro (m^3)

El volumen de almacenamiento dentro de la técnica está formado por el volumen de la cámara de sedimentación y el volumen de la cámara de filtración. En esta última el volumen total viene dado por la suma del volumen de huecos del medio filtrante, el volumen de huecos de la capa drenante y el volumen superficial temporal sobre el mismo:

- Almacenamiento superficial, n = 1
- Medio filtrante, n = 0,25
- Capa drenante, n = 0,35

Determinar V_{cftemp} = volumen temporal sobre el lecho filtrante = $2 \cdot h \cdot A_s$

Determinar V_{cs} = volumen en la cámara de sedimentación = $V_{min} - V_{cf} - V_{cf-temp}$

Determinar h_{cs} = altura en la cámara de sedimentación = V_{cs}/A_s

Comprobar que h_f y h_{cs} se encuentran dentro de la carga hidráulica disponible y que el resto de las dimensiones en planta requeridas son adecuadas – realizar las iteraciones requeridas en el diseño hasta que las dimensiones encajen.

5. Dimensionar el orificio de regulación desde la cámara de sedimentación para descargar el Vep en 24 horas, usar una carga media de diseño de 0.5 h_{cs}.

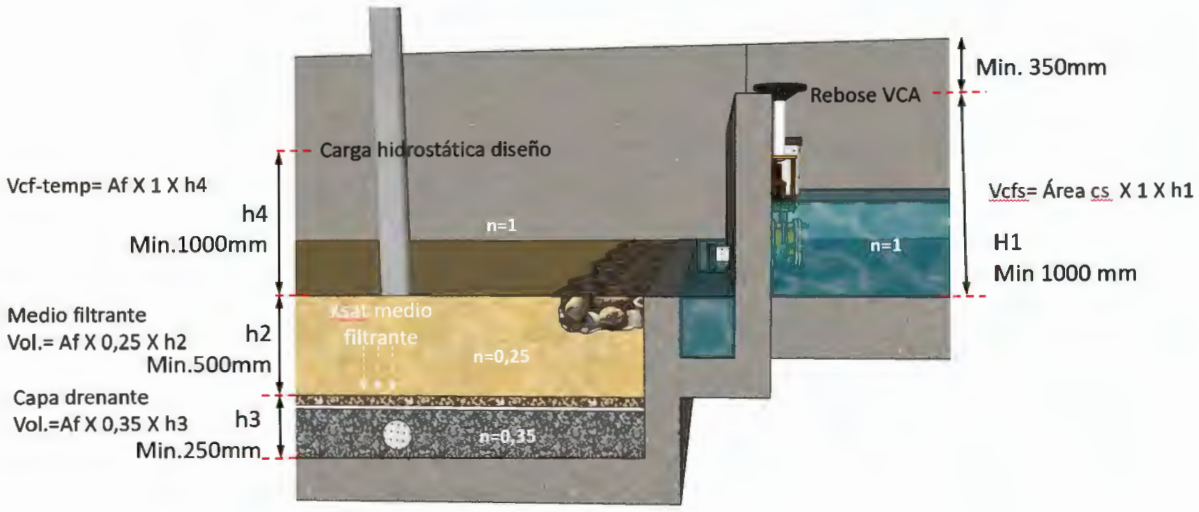


Figura 16-6. Porosidad y profundidades de los distintos componentes de la técnica para proveer volumen de almacenamiento

16.4.2.3 Capacidad de Transporte

Los filtros de arena deben instalarse preferiblemente siempre en paralelo. Todos los caudales superiores al QCA deben ser baipaseados por una estructura de reparto aguas arriba de la técnica.

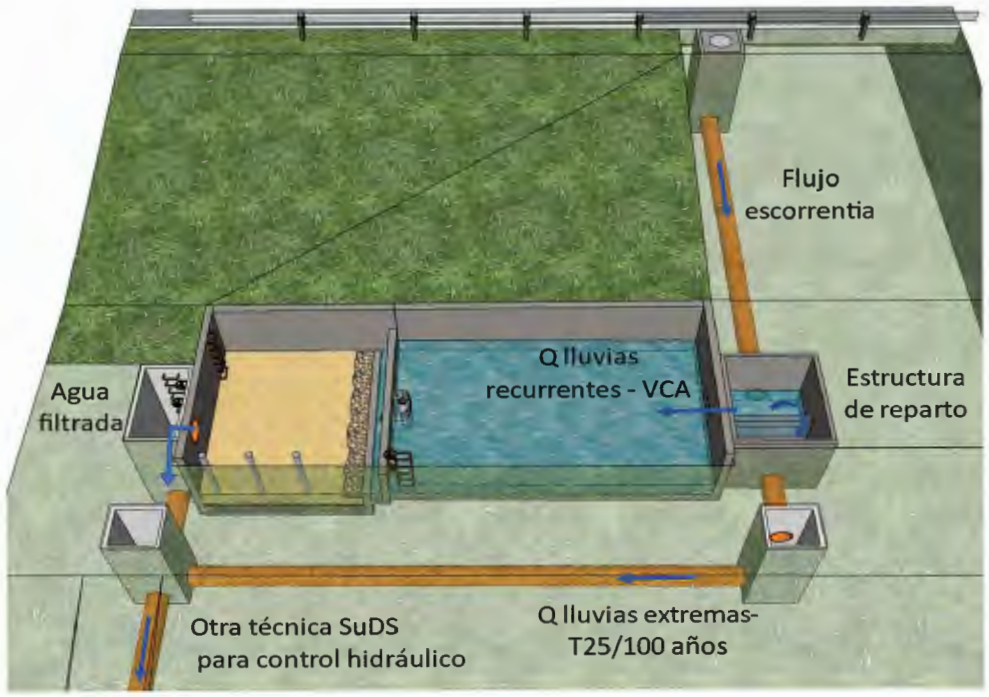


Figura 16-7. FAST con configuración en paralelo al sistema de drenaje transversal de la infraestructura viaria

Cuando la configuración de la técnica se realice en línea deben diseñarse elementos de rebose de emergencia en la obra de salida que transporte de forma segura los caudales de proyecto. La coronación del rebose de emergencia deberá ubicarse por encima del VCA. Un resguardo mínimo de 30 cm debe proveerse entre la elevación máxima del agua durante el rebose y la elevación mínima del cierre del filtro (muro o berma).

Se deberá realizar una comprobación de los elementos lineales siguiendo la metodología descrita en el epígrafe 3.4.5 de la Norma 5.2- IC respecto a la cota de rasante hidráulica proyectada y rasante de terreno para la conducción en flujo de lámina libre.

La línea de energía para la capacidad hidráulica de la red deberá situarse siempre al menos 30 cm por debajo del plano inferior de tapas de arquetas y rejillas de sumideros, y al menos 20 cm por debajo de la generatriz inferior de otras técnicas SuDS ubicadas aguas arriba del FA.

16.4.3 Diseño de Elementos Específicos

16.4.3.1 Geosintéticos

Cuando la técnica se construya en tierras se empleará un geotextil (ver Capítulo 25) cubriendo el fondo y los laterales de las cámaras de sedimentación y filtración antes de colocar la capa drenante.

Puede requerirse una geomembrana impermeable cuando no se permita la infiltración de las aguas al subsuelo o no se cumplan los criterios para la infiltración de aguas en el ámbito (ver Capítulo 7).

16.4.3.2 Arqueta de Reparto de Caudales

Los filtros de arena se instalarán preferiblemente en paralelo para evitar que las precipitaciones extremas puedan lavar los contaminantes retenidos e incluso socavar y lavar la arena filtrante.

Una estructura de reparto (ver Capítulo 25) permitirá desviar y capturar el VCA y desviar caudales superiores al QCA fuera de la técnica.

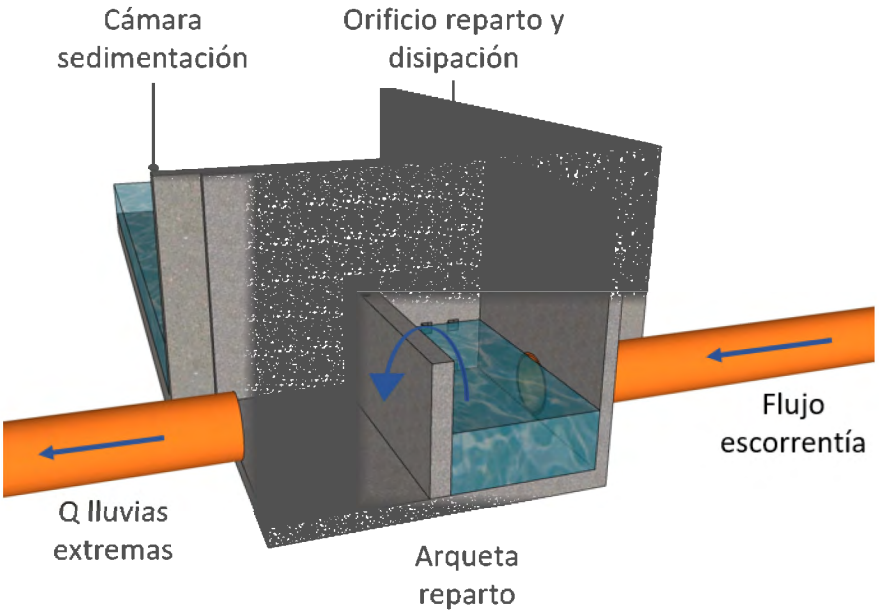


Figura 16-8. Arqueta de reparto para capturar el VCA hacia el filtro de arena

Los FA instalados en línea estarán preferiblemente aguas abajo de otras técnicas SuDS para el control hidráulico. Cuando se dimensionen en línea deberá emplearse solo el FAST.

Cuando la velocidad del flujo de entrada a la técnica pueda exceder los 2,5 m/s, velocidad suficiente para tumbar un muro de gavión o dañar un terraplén, se deberá reducir la velocidad de entrada mediante elementos de disipación de la energía colocados en la cámara de sedimentación o facilitar una vía paralela para trasportar los caudales que puedan generar esas velocidades.

16.4.3.3 Pretratamientos

El uso de dispositivos compactos de tratamiento como separadores hidrodinámicos permitirá controlar la entrada de gruesos, sedimentos, y aceites y grasas al depósito de sedimentación. Estas estructuras de retención también permiten centralizar y facilitar la conservación y explotación del filtro de arena y alargar la vida útil del medio filtrante.

16.4.3.4 Elementos de Transición entre Depósitos

En el FAST se requiere emplear un elemento de regulación de caudales como transición entre cámaras y un elemento de dispersión. Esto permite la entrada controlada del VCA sobre el filtro de arena, mejorando su eficiencia y distribuyendo este volumen de agua sobre la cama de arena de forma uniforme.

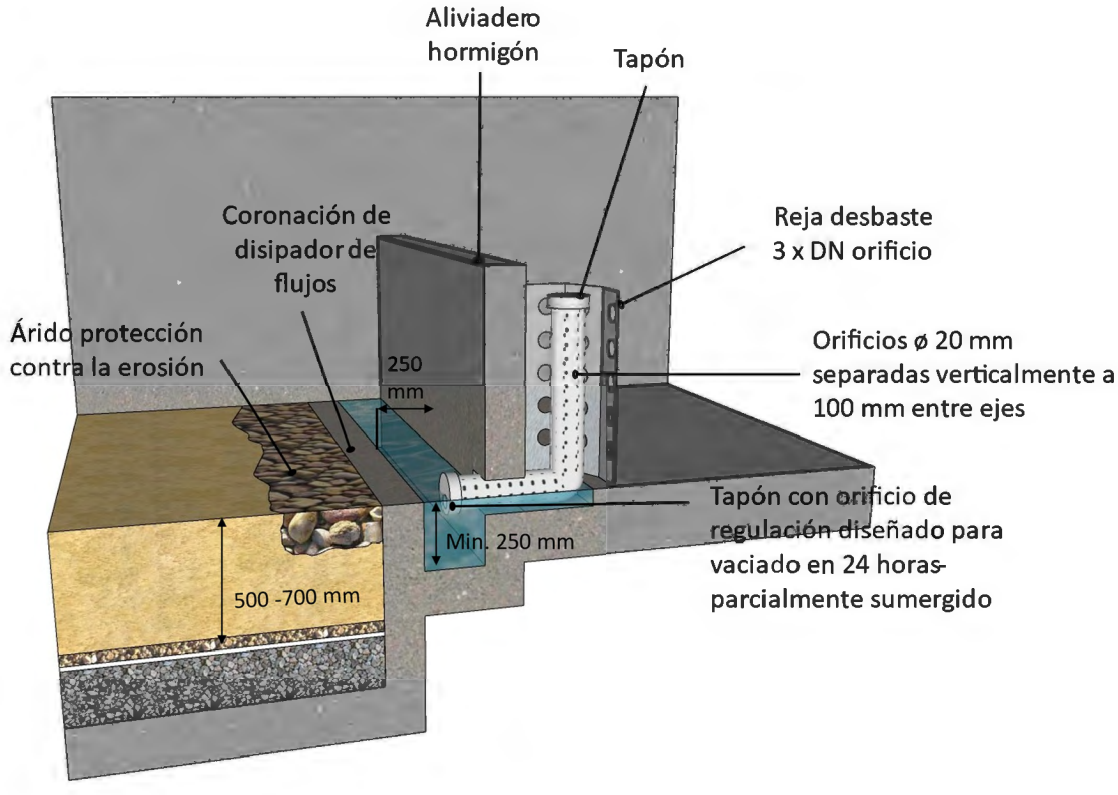


Figura 16-9. Elementos de transición entre cámaras de sedimentación y filtración en un FAST

El resalto hidráulico máximo entre la coronación del elemento de dispersión y la parte alta del filtro de arena será de máximo 200 mm. Los flujos entrarán en la cámara de filtración por rebose desde la dispersión. La franja del lecho de arena sobre la que vierte el disipador se protegerá con una capa de árido.

La regulación se puede proveer con un tubo perforado vertical que tendrá generalmente un diámetro mínimo de 110 mm, con cuatro perforaciones de 20 mm de diámetro por fila, el espacio vertical entre filas debe ser de 100 mm (entre centros). El tubo conecta con un tramo horizontal, mediante un codo de 90°, con un tapón roscado que posee un orificio en su correaguas para producir la regulación del caudal pasante.

En el Capítulo 25 de este Manual se especifican los criterios de dimensionamiento y de diseño de este tipo de elementos.

16.4.3.5 Medio Filtrante

El espesor del medio filtrante de arena será de mínimo 500 mm y estará formado por arena que cumpla con la granulometría definida en la tabla siguiente. El contratista deberá realizar ensayos de para determinar las propiedades geométricas del medio filtrante y obtendrá una determinación de la granulometría de las partículas según UNE-EN 933-1:2012 o *UNE* 103-101-95 que permita certificar el tamiz superior e inferior.

Tabla 16-6. Especificaciones granulométricas de la arena como medio filtrante

Tamiz UNE-EN933-2 (mm)	% Masa
5	95 – 100
2,5	70 – 100
1,25	40 – 90
0,63	25 – 75
0,32	2 – 25
0,15	< 4
0,08	< 2

Para el diseño se asumirá una velocidad de infiltración máxima de 40 mm/h para la sedimentación total y de 200 mm/h para la parcial. El medio filtrante proveerá inicialmente una permeabilidad nominal superior, entre 50 y 200 mm/h. El medio filtrante especificado tendrá una mayor conductividad hidráulica saturada inicial que se reducirá a medida que acumula sedimento. La obturación parcial del lecho permite alcanzar los rendimientos de eliminación deseados y ralentiza la descarga de escorrentía, este fenómeno es habitual en lechos filtrantes.

Cuando la velocidad de filtración baje de 20 mm/h se requerirá retirar la capa superficial de arena para mantener la velocidad de filtración considerada en el cálculo de la técnica. En el lado opuesto un vaciado muy rápido de la cámara de filtración (superior a 300 mm/h) es indicativo del establecimiento de flujos preferenciales que están baipaseando la técnica.

Si el medio filtrante se calcula con una conductividad hidráulica saturada muy elevada la escorrentía pluvial será filtrada en menos de un día, sin una altura significativa de agua sobre el lecho de arena.

Durante la conservación y explotación pueden realizarse ensayos de permeabilidad durante la época de lluvias para comprobar el funcionamiento de la técnica. Estos ensayos pueden realizarse midiendo la velocidad de caída de la lámina de agua durante un periodo de 4-8 horas cuando el filtro se llene total o parcialmente de escorrentía.

El medio filtrante estará asentado sobre una capa de árido de machaqueo limpio de 5-20 mm de tamaño y 25 mm de espesor separado de la capa drenante por un geotextil (ver Capítulo 25).

16.4.3.6 Capa Drenante

El dren de fondo estará compuesto por tuberías drenantes colocadas dentro de una capa de material granular permeable recubierto por un geotextil. Esta capa transporta la escorrentía tratada a la descarga.

Se formará con una grava con diámetros entre 20-40 mm (ver Capítulo 25) tendrá un espesor mínimo de 250 mm, con una capa mínima de 50 mm sobre la generatriz superior de los tubodrenes, y deberá distribuirse en todo el largo y ancho del fondo de la cámara de filtración. El dren de fondo deberá configurarse atendiendo a los siguientes criterios:

- El diámetro del tubo dren dependerá de la capacidad hidráulica pero comúnmente será DN110-160 mm. El caudal de diseño para el dren de fondo será el asociado a la MCO en régimen natural. El flujo máximo a través del material granular puede determinarse utilizando la ley de Darcy, como se ha descrito anteriormente. Conocida la sección de paso de las ranuras del tubo dren se puede utilizar la ecuación del orificio para evaluar si la longitud total del drenaje inferior previsto es suficiente (ver Capítulo 25).

- Las tuberías drenantes se dispondrán en una de las siguientes geometrías: Una conducción longitudinal central, una conducción longitudinal central con ramales transversales separados a 3 m entre ejes, conducciones longitudinales separadas 3 m entre ejes con un ramal transversal de unión en la parte final.

- Como mínimo una conducción longitudinal será conectada a la obra de salida directamente para su conservación y explotación.

- Los ramales longitudinales y transversales tendrán en su parte inicial o final registro de inspección para su mantenimiento y limpieza. Pueden realizarse mediante arquetas o tramos de tubo vertical unidas con una T o codo a 90° extendidas por encima de la superficie.

- Los tubos perforados de PVC o flexibles de PEAD ranurados no puede limpiarse correctamente con agua a presión o equipos para corte de raíces; son menos duraderos y no se recomiendan. El uso de geotextiles alrededor del tubo no se recomienda ya que incrementa la posibilidad de obstrucción.

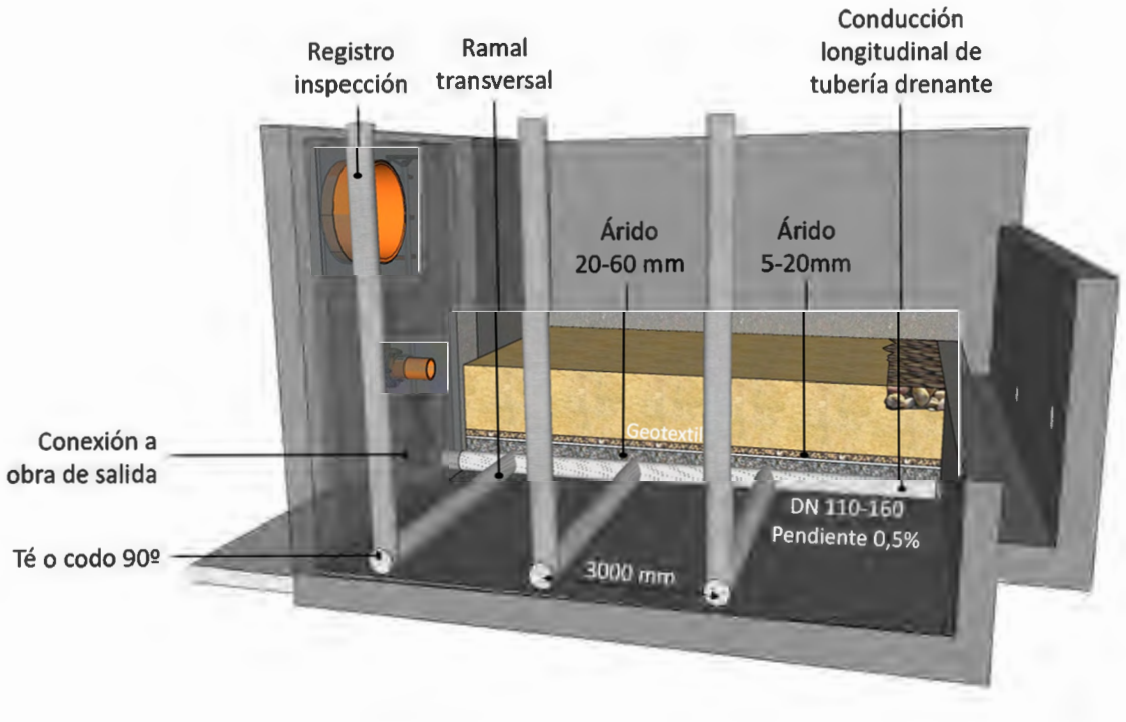


Figura 16-10. Croquis de sección la capa drenante de un filtro de arena

- La tubería drenante será rígida de PEAD o PP, la apertura de las ranuras deberá ser menor que el huso granulométrico más pequeño del material drenante para prevenir obstrucciones.

- Todas las conducciones, transversales y longitudinales, tendrán una pendiente mínima del 0,5% hacia la estructura de control de salida.

- Todo el material granular será separado del medio filtrante por un geotextil.

16.4.3.7 Válvulas de Mantenimiento

Válvulas de cierra a la salida de ambas cámaras de la técnica son recomendables para el mantenimiento del filtro. Las válvulas de vaciado para mantenimiento permiten varias funciones:

- Vaciar la estructura si el lecho filtrante o los drenes de fondo se obturan.

- Controlar vertidos accidentales.

- Controlar el caudal pasante durante la puesta en operación de la técnica y hasta la estabilización de la velocidad de infiltración del medio filtrante.

La válvula de cierre debe ser accesibles desde el exterior de la técnica para permitir su operación en tiempo de lluvias sin necesidad de entrar en las cámaras. Si la válvula se conecta mediante una tubería a la descarga de la cámara de filtración esta debería tener una pendiente mínima del 2% para minimizar la acumulación de sedimentos en la válvula.

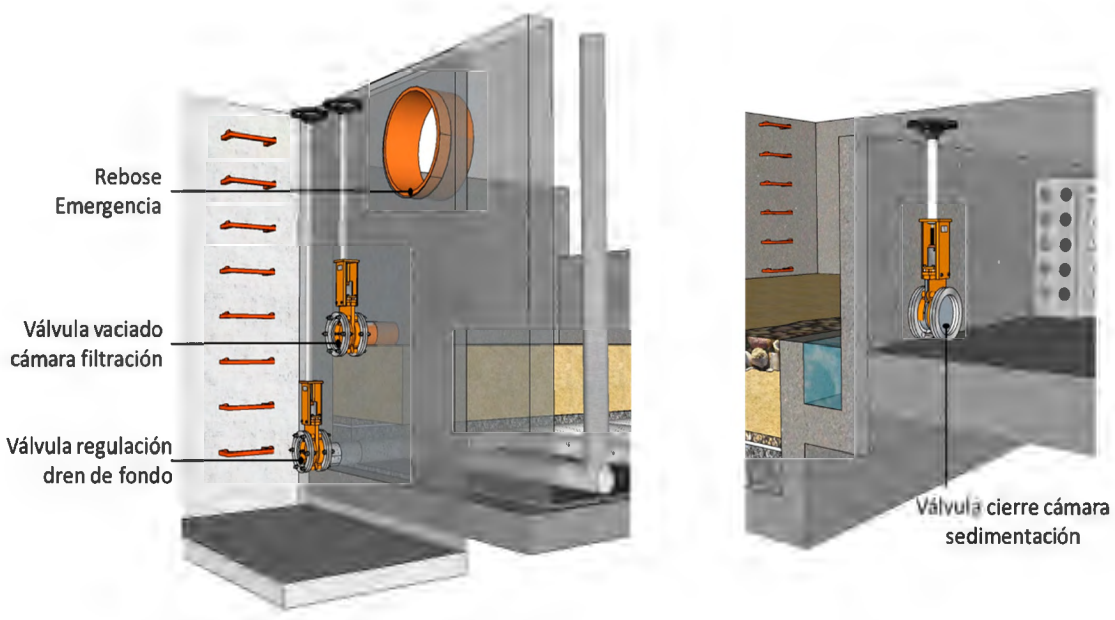


Figura 16-11. Válvulas de mantenimiento en las cámaras de filtración, izquierda, y sedimentación, derecha, de un filtro de arena

En la cámara de sedimentación del FAST se equipará una válvula en paralelo al elemento de regulación en una lateral accesible para su accionamiento desde la superficie para vaciar esta cámara en caso de obturación del elemento de regulación. Esta válvula permitirá aislar posibles derrames, el control de la válvula debe ser accesible en todo momento, incluso cuando el depósito esté lleno.

Si se utiliza una estructura de gaviones para separar los depósitos de sedimentación y filtración se debe instalar una válvula en la salida del agua filtrada para que la descarga de la técnica pueda ser detenida en caso de que se produzca un derramen accidental peligroso.

16.4.3.8 Obra de Salida

La obra de salida se integrará en una arqueta de hormigón adosada a los muros de hormigón de la estructura o integrada en el terraplén para los filtros de arena ejecutados en tierras. A la obra de salida acometen el colector longitudinal del dren de fondo, y los elementos de rebose y vaciado de la cámara de sedimentación. Las válvulas de mantenimiento para el dren de fondo y vaciado de la cámara de sedimentación se integrarán en el interior de esta cámara y serán accesibles desde la superficie.

En instalaciones en línea los elementos de rebose para evacuar caudales superiores a los de diseño se ubicarán idealmente en la cámara de sedimentación, evitando su entrada en la cámara de filtración.

La coronación de la rasante hidráulica de los elementos se rebose se diseña para coincidir con lámina de agua máxima alcanzada en la técnica para la precipitación de diseño.

Debido a la lentitud de la filtración, el control de la erosión en el punto de descarga no es generalmente necesaria (excepto para los desbordamientos de emergencia y los aliviaderos).

16.4.3.9 Vía de Servicio

Los FA requieren suficiente espacio y accesibilidad para su conservación y explotación. Se debeerá proveer una via de servicio adecuada alrededor de la técnica que permita acceder con un vehículo a todos los elementos de la técnica de forma segura. Estas vías de servico se ubicarán generalmente en la zona de servidumbre y deben ser de un ancho suficiente para permitir el acceso a chuponas y otros vehículos rutinarios.

En los filtros en tierras se proveerá una rampa de acceso con una pendiente inferior a 7H:1V a la entrada y salida del filtro de arena. Se deberán considerar asimismo pates para el acceso a las cámaras.

En los filtros abiertos de gran tamaño se incluirá una rampa de acceso para las labores de mantenimiento tanto en la zona de sedimentación como en la de filtración.

Las instalaciones de filtros de arena superficiales pueden ser cercadas para evitar el acceso.

16.5 REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

La secuencia de construcción de un filtro de arena superficial varía en función de si se ejecuta en tierras o en cámara de hormigón. Las siguientes recomendaciones pueden modificarse para adaptarse a las condiciones específicas del emplazamiento.

16.5.1 Excavación y Preparación del Terreno

Es necesario disponer de un buen acceso al emplazamiento, tanto durante la fase de construcción como en la fase explotación, para las actividades de inspección y mantenimiento. Se debe prever una rampa de acceso con una pendiente máxima del 10% para rampas en tierras, del 15% si la pendiente está estabilizada o del 25% si está pavimentada.

Figura 16-12. Filtro de arena en fase de construcción con muros de hormigón

16.5.2 Control de la Erosión y Sedimentos

Durante la construcción se deberá minimizar al máximo nivel practicable la desestabilización del suelo conforme al PCES. Al igual que en todas las técnicas SuDS toda la cuenca drenante debe ser estabilizada antes de la puesta en servicio del filtro de arena. Se deberá prestar atención a los siguientes puntos:

- Desviar flujos de escorrentía hacia balsas u otras técnicas para el control de sedimentos durante la fase de construcción.

- Durante la construcción de la infraestructura, el depósito de sedimentación podría utilizarse como técnica temporal para el control de sedimentos hasta que se estabilice la cuenca. Deberá diseñarse un sistema de aliviadero específico para que el flujo tratado no pase por el lecho filtrante.

- Si la técnica no se emplea como medida correctora dentro del PCTES, no se debe permitir la entrada de escorrentía en la cámara de filtración hasta que la cuenca de aportación esté estabilizada. Las entradas de agua deberían ser selladas temporalmente.

16.5.3 Puesta del Medio Filtrante

El acopio de medio filtrante se realizará en una zona impermeable adyacente o sobre una lámina de plástico para evitar su contaminación con finos, materia orgánica y escombros.

La puesta del medio filtrante debe realizarse en tongadas de 150 mm y prestando atención a su nivelación y asentamiento para evitar la formación de chimeneas o huecos en el medio filtrante que puedan dar lugar a flujos preferenciales para la escorrentía, especialmente alrededor de las penetraciones de los registros del dren de fondo.

La parte superior del lecho filtrante debe construirse completamente nivelada, teniendo en cuenta un posible asentamiento inicial después de la construcción cuando el depósito se configura con terraplenes.

La sobre compactación del medio filtrante debe evitarse para garantizar una capacidad filtrante adecuada. La arena puede colocarse con una mini o un bulldozer ligero con un peso máximo sobre el medio de 40 kPa, preferiblemente con cadenas. El peso bruto de la maquinaria no excederá los 53 kN.

Tras la puesta de la capa de arena se recomienda su asentamiento mediante riego con agua, añadiendo al menos 1.000 litros de agua por cada 1 m^3 de medio filtrante.

16.5.4 Verificación y Puesta en Servicio

Verificar la construcción conforme a los planos de diseño. Realizar un levantamiento de las rasantes hidráulicas; comprobar respecto a los planos constructivos.

Elementos de regulación, orificios y disipadores deben construirse completamente nivelados para garantizar un correcto funcionamiento.

Verificar que la cuenca aportante está completamente estabilizada antes de dirigir la escorrentía a la técnica o eliminar las medidas implementadas para el PCES.

Las características de la arena deberán verificarse mediante ensayos de laboratorio que determinen la gradación del material y sus parámetros representativos.

16.6 CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN

Los FA requerirán un mantenimiento adecuado para garantizar un funcionamiento continuo acorde con los objetivos fijados en su diseño. Uno de los aspectos más importantes es prevenir que las técnicas filtrantes se colmaten prematuramente con la llegada excesiva de finos durante la fase de construcción.

En el proyecto constructivo se deberán proporcionar descripciones detalladas de las actividades de mantenimiento requeridas, estableciendo su frecuencia, medio y costes anuales.

La limitación en la extensión de la cuenca drenante, pretratamientos adecuados y una buena accesibilidad están implícitos en el diseño y pueden minimizar la frecuencia de mantenimiento requerida. Algunos de los problemas más habituales de conservación y explotación de los filtros de arena son:

- Agua estancada por obturación de la superficie del medio filtrante. El filtro de arena debe vaciar en 24 horas tras la finalización de las precipitaciones. Si la velocidad de infiltración cae por debajo de 20 mm/h se requieren acciones correctoras.

- Tiempo de vaciado muy rápido de la cámara de filtración. Si la velocidad de filtración supera los 300 mm/h el medio filtrante se está baipaseando a través de flujos preferenciales.

- Obturación de los elementos intermedios de regulación en el FASP que obturan total o parcialmente la descarga hacia la cámara de filtración.

- Obturación de tubería drenante.

La frecuencia de reemplazo del medio filtrante es muy variable. El fallo hidráulico por la obstrucción del medio filtrante se suele producir antes de que los contaminantes retenidos empiecen a liberarse y atraviesen el medio filtrante. Normalmente la colmatación sólo se produce en la parte superior de la arena, mientras que el resto permanece en condiciones relativamente limpias, por lo que la retirada de los primeros centímetros superficiales permite que el filtro recupere gran parte de su capacidad hidráulica original.

Figura 16-13. Cámara de filtración de un FASP en fase de explotación en Nueva Zelanda

Los datos de explotación de filtros que tratan escorrentía viaria indican que la obstrucción del filtro se produce después de 2 a 5 años de servicio. Esta retirada de la capa superficial puede producirse varias veces antes de tener que sustituir todo el lecho filtrante.

La formación de surcos y cárcavas en la superficie del medio filtrante indican un funcionamiento incorrecto del elemento de dispersión, o una mala compactación de la arena del medio filtrante. Se debe comprobar en estos casos que no hay una acumulación de sedimentos en la cámara de sedimentación y elemento de dispersión. Se rellenará con arena las zonas necesarias.

Se debe contemplar acceso al FA para permitir su mantenimiento. El rendimiento de esta técnica depende de la acumulación de sedimentos, tanto en el depósito de sedimentación como en el filtro (más crítico este segundo), por lo que la retirada de sedimentos periódica es una variable importante para conservar la eficiencia. Cuando la capacidad hidráulica del medio filtrante caiga por debajo de los 20 mm/h se requerirán acciones correctoras:

- Rastrillar y airear la capa superficial de sedimentos.
- Arado manual de la superficie del filtro con un motocultor (finales de verano).
- Reemplazo de al menos 100 mm de arena superficiales.
- Inspeccionar colmatación de geotextiles.

La instalación de una regla en una de las paredes permite conocer el espesor de sedimentos acumulados cuando la técnica no tiene agua almacenada.

En la siguiente tabla se describen las acciones generalmente requeridas para la correcta conservación de la técnica.

Tabla 16-7. Necesidades de operación y mantenimiento de los filtros de arena superficiales

Calendario de Mantenimiento	Acción Requerida	Frecuencia Típica
Mantenimiento Regular	Retirada de basura y residuos de entorno.	Mensual (o la que sea necesaria)
	Comprobar que la cámara de reparto, elementos de regulación y obra de salida están libres.	Mensual (tras lluvias superiores a 12 mm)
	Inspección de la superficie del medio filtrante para comprobar que no esté obturada (libre de agua). Comprobar que no hay evidencias de erosión.	Mensual (tras lluvias superiores a 12 mm)
	Comprobar vaciado en menos de 24 horas de la cámara de filtración.	Mensual (tras lluvias superiores a 12 mm)
	Comprobar estado de limpieza de elementos de pretratamiento si se han implementado.	Trimestral
	Comprobar que las actividades en la cuenca no generan aportes incontrolados de grasas y aceites (estaciones de servicio, etc.)	Trimestral
	Siega de las superficies si se ha plantado en los taludes de las técnica y eliminación de vegetación no deseada.	Trimestral
	Eliminación de vegetación no deseada en depósito de sedimentación y en cámara de filtración construidos en tierras.	Trimestral
	Extraer sedimentos de la cámara de sedimentación.	Anual (si más de 150 mm de sedimentos)
	Retirar capa superficial del filtro de arena. Se deben retirar los sedimentos más los 20 mm primeros de arena. Se deben retirar manualmente.	Anual (si hay más de 15 mm de sedimento o si el tiempo de vaciado es mayor de 24 horas)
	Rastrillar la capa superficial.	A mita de la época de lluvias (enero-febrero)
	Comprobar buen estado de salidas y aliviaderos para garantizar y que no producen erosión aguas abajo.	Anual
	Comprobar que el flujo de escorrentía no está baipaseando la técnica.	Anual
	Comprobar que no hay olores detectables fuera de la técnica.	Anual
Mantenimiento Ocasional	Limpieza de drenes de fondo.	Cuando sea necesario
	Retirar vertidos accidentales.	Cuando sea necesario
Actuaciones Correctoras	**Condición**	**Acción Correctora**
	No hay vegetación suficiente en filtros construidos en tierras.	Replantar zonas cuando sea necesario
	Han aparecido fisuras en el hormigón y/o fugas, o hay deterioro de juntas.	Se debe proceder a su sellado
	Hay evidencias de deslizamiento y degradación de taludes.	Se debe proceder a su reparación
	No se restituye su capacidad hidráulica tras limpieza.	Retirada y recambio de 150 mm de medio filtrante

Después de la construcción, los filtros de arena deben ser inspeccionados mensualmente (o después de cada evento de lluvia de más de 12 mm de precipitación diaria) durante los primeros 6 meses de operación, para determinar si el filtro requiere ajustes o acciones correctoras. Durante el primer año de explotación la conservación del filtro requerirá:

- Retirar flotantes, gruesos y sedimentos de la cámara de sedimentación. Prestar atención a los elementos de regulación intermedios.

- Comprobar y medir velocidad de vaciado durante la época de lluvias.

Al igual que ocurre con otras técnicas SuDS, si en la cuenca de aportación a la infraestructura hay actividades de conservación de la vegetación los restos vegetales deberán ser recogidos y retirados del lugar para evitar que lleguen al filtro.

16.7 BLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

Beryani *et al.* (2023). "Performance of a gross pollutant trap-biofilter and sand filter treatment train for the removal of organic micropollutants from highway stormwater (field study)".

CASQA (2003). "Stormwater best Management Practice Hasndbook. New development and Redevelopmente". California Stormwater Quality Association. https://www.casqa.org/resources/bmp-handbooks

CALTRANS (2019). "Stormwater Quality Handbook: ProJect Planning and Design Guide". Distributed by HQ Office of Hydraulics and Stormwater Design. July 2017 (Updated April 2019). CTSW-RT-17-314.24.1

Claytor, R.A., Schueler, T.R. (1996). "Design of Stormwater Filtering Systems". Center for Watershed Protection. Prepared for Chesapeake Research Consortium, Inc. with supplemental funding by U.S. Environmental Protection Agency, Region 5.

CALTRANS (2020a). "Partial sedimentation Austin vault sand filters. Design guidance. California Department of Transportation. HQ Division of Design. https://dot.ca.gov/-/media/dot-media/programs/design/documents/13_dg-austin-vaunt-filter_partial-sed_ada.pdf

CALTRANS (2020b). "Austin sand filters – Earthen Type. Design guidance. California Department of Transportation. HQ Division of Design. https://dot.ca.gov/-/media/dot-media/programs/design/documents/12_dg-austin-sand-filter_earthen-type_ada.pdf

CIRIA (2015). "The SuDS Manual". Construction Industry Research and Information Association. London (UK). http://www.scotsnet.org.uk/documents/nrdg/ciria-report-c753-the-suds-manual-v6.pdf

FHWA (1996). "Evaluation and Management of Highway Runoff Water Quality". U.S. Departament of Transportation. Publication N° FHWA-PD-96-032. Junio 1996. Office of Environment and Planning.

GEORGIA (2016). "Stormwater management manual". Atlanta Regional Commission (USA). AECOM, Atlanta Regional Commission, Center for Watershed Protection, Center Forward, Georgia Environmental Protection Division. Mandel Design. http://documents.atlantaregional.com/gastormwater/GSMM_2016%20EDITION_FINAL_V1.pdf

FHWA (2000). "Stormwater Best Management Practices in an Ultra-Urban Setting: Selection and Monitoring". Publication N0. FHWA-EP-00-002. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation. file:///C:/Users/Augas/Downloads/dot_25727_DS1.pdf

MASS-HIGHWAY (2004). "The Storm Water Handbook for Highways and Bridges". Commonwealth of Massachusetts, Executive Office of Environmental Affairs, Department of Environmental Protection. Massachusetts Highway Department. https://www.mass.gov/doc/storm-water-handbook-for-highways-and-bridges/download

MSDM (2000). "Maryland Stormwater Design Manual ", Volumes I & II. Baltimore, Maryland, Estados Unidos: Center for Watershed Protection and the Maryland Department of the Environment Water Management

MINNESOTA (2008). "Minnesota Stormwater Manual"; Version 2. January 2008. "Minnesota Stormwater Steering Committee", Published by the "Minnesota Pollution Control Agency". https://stormwater.pca.state.mn.us/index.php?title=Main_Page

NORTH SYDNEY (2004). "Water sensitive urban design technical guidelines for Western Sydney" URS Australia for the Upper Parramatta River Catchment Trust. https://catalogue.nla.gov.au/Record/3251868

NTWQM (2008). "Northeast Tennessee Water Quality BMP Manual". Prepared for: City of Johnson City, City of Bristol, City of Elizabethton. Prepared by AMEC EARTH & ENVIRONMENTAL, INC.

Rullander *et al.* (2023). "How effective is the retention of microplastics in horizontal flow sand filters treating stormwater?".

US-EPA (1999). "Storm Water Technology Fact Sheet Sand Filters". United States Environmental Protection Agency. EPA 832-F-99-007.

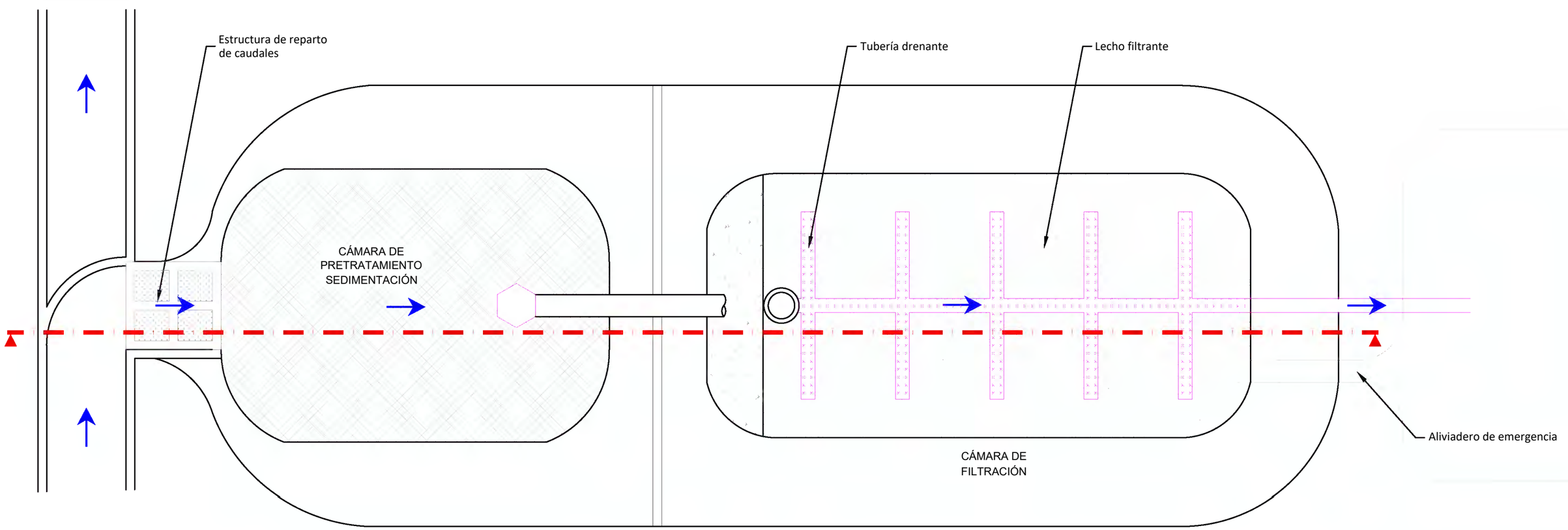
WASHINGTON DOT (2019). "Highway Runoff Manual". Washington State Department of Transportation. Engineering and Regional Operations. Development Division, Design Office. Washington, USA. https://wsdot.wa.gov/publications/manuals/fulltext/M31-16/highwayrunoff.pdf

WDEQ (1999). "Urban Best management Practices for Nonpoint Pollution". Water Quality División. Wyoming Departament of Environmental Quality.

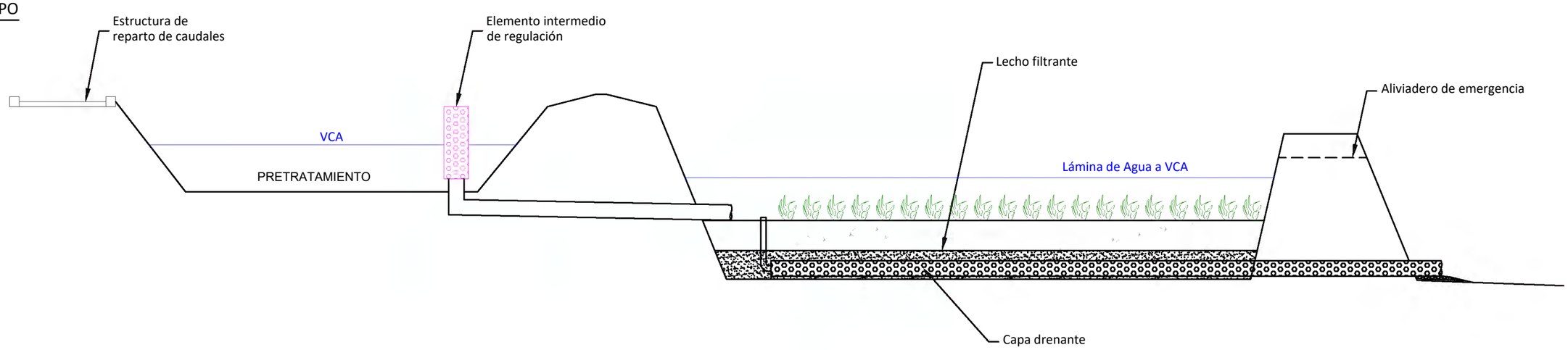
WESTERN WASHINGTON (2019). "Storm Water Management Manual for Wastern Washington". Departament of Ecology. State of Washington. Publication Number 19-10-021. https://fortress.wa.gov/ecy/ezshare/wq/Permits/Flare/2019SWMMWW/2019SWMMWW.htm

ANEXO 1. PLANOS Y SECCIONES TIPO

PLANTA TIPO



SECCION TIPO



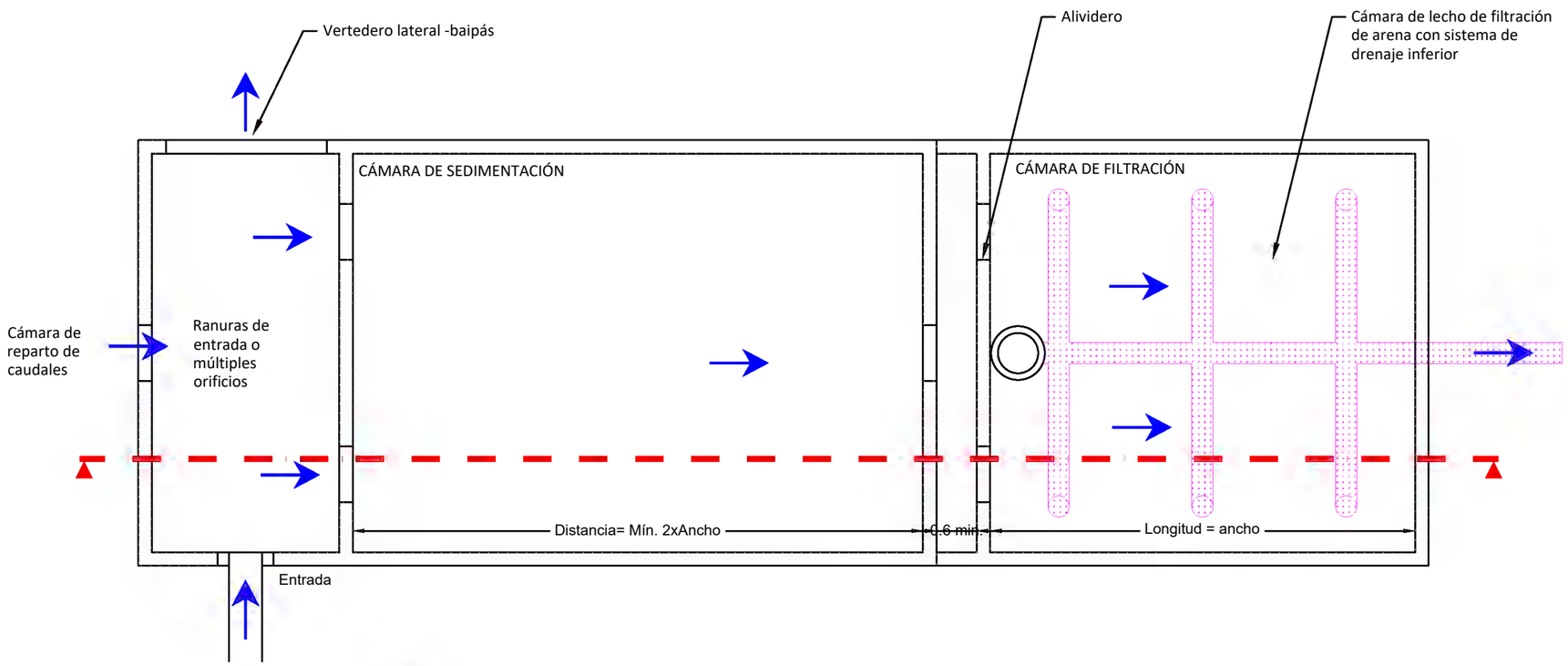
PLANO NO.:

FILTRO DE ARENA CON SEDIMENTACIÓN PARCIAL EN TIERRAS (FASP) (TR.13)

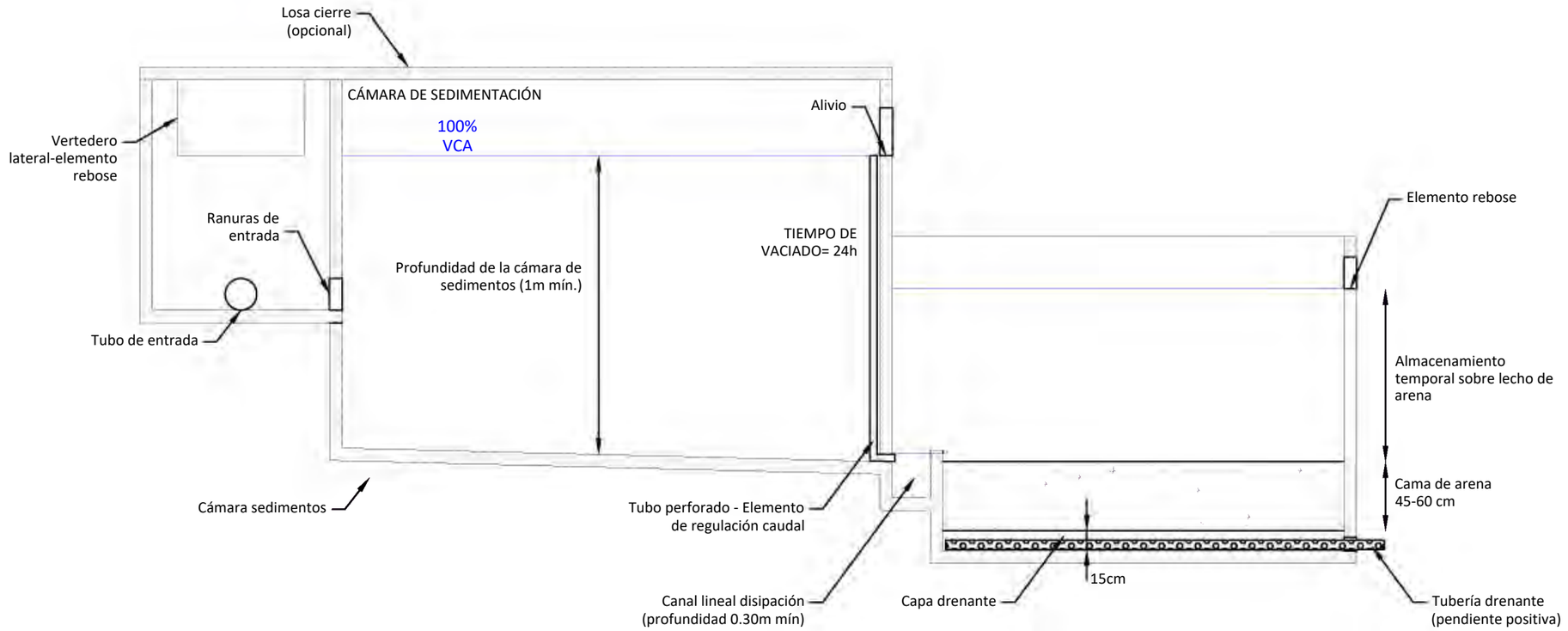
PLANTA Y SECCIÓN TIPO 1/3

Bizkaia interbiak

PLANTA TIPO



SECCIÓN TIPO



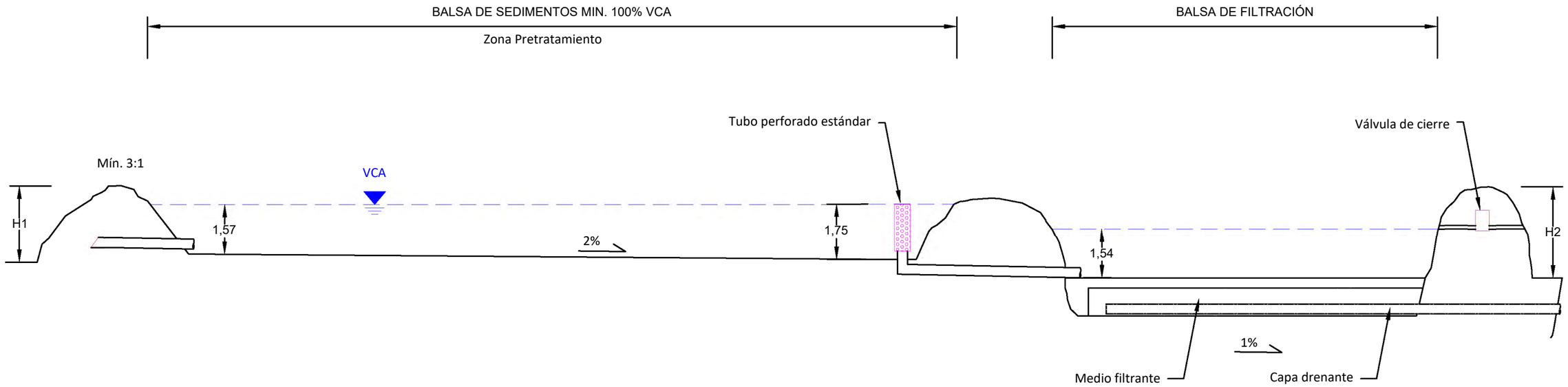
PLANO NO.:

FILTRO DE ARENA SUPERFICIAL EN CÁMARA DE HORMIGÓN (FAST)

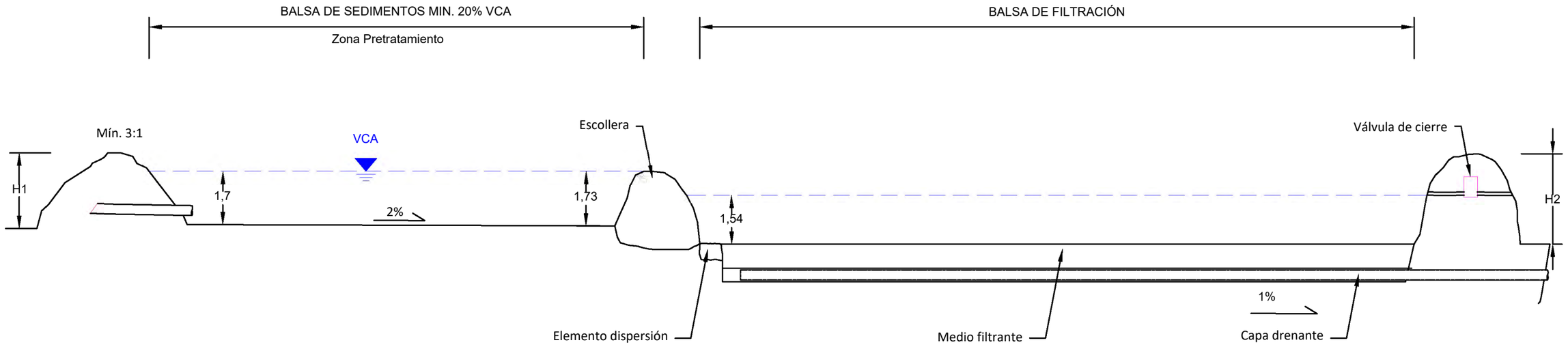
PLANTA Y SECCIÓN TIPO

Bizkaia interbiak

SECCIÓN TIPO:
FILTRO DE ARENA CON SEDIMENTACIÓN TOTAL (FAST)



SECCIÓN TIPO:
FILTRO DE ARENA CON SEDIMENTACIÓN PARCIAL (FASP)



PLANO NO.:
FILTROS DE ARENA/VARIANTES DISEÑO

SECCIONES TIPO 3/3

Bizkaia interbiak

Capítulo 17. ÁREAS DE BIORRETENCIÓN

Descripción

Depresiones someras ajardinadas, con un medio filtrante seleccionado y plantas, destinadas a retener y tratar las escorrentías pluviales por procesos de sedimentación, filtración, infiltración, adsorción y otros procesos biológicos. Pueden proveer cierto control hidráulico.

Coste de Inversión	Coste de Mantenimiento	Vida útil*
Alto	Medio	5 - 20 años

(*Reposición completa del medio filtrante)

Funciones

Tratamiento	
Sólidos en suspensión	✓
Metales objetivo	✓
Micro contaminantes objetivo	✓
Vertidos accidentales	✓
Control Volumétrico Escorrentía	
Detracción	✓
Lluvias extremas	✗
Control Caudales	
Prot. hidromorfológica*	✓
Prot. inundabilidad	✗

* Variante impermeabilizada con válvula

Beneficios y Aplicaciones

Mejora de la calidad de las escorrentías pluviales, altos rendimientos de depuración.
Pueden proveer intercepción del VCA y cierto control hidráulico.
Integración en el paisaje y valor estético. Aumento biodiversidad.
Geometría en planta versátil, buena integración en proyectos de renovación.

Limitaciones

La capa superficial puede obstruirse con el tiempo (puede ser restaurada).
Requieren mantenimiento frecuente de la vegetación.
Requieren un equipo multidisciplinar para su diseño (paisajista, ingeniero civil, etc.).
Cuencas permanentemente desestabilizadas o con pendientes superiores al 15%.

Mantenimiento

Siega y/o poda	✓
Vía servicio / apartadero	✓
Equipo especializado	✗
Acceso a válvulas	✗
Formación específica	✓
Acceso camión succión	✗

Criterios diseño

Área contribuyente máxima 2 ha
Área recomendada <1 ha
Medio filtrante
Tiempo de residencia y vaciado
Vegetación

ÍNDICE

17.1 DESCRIPCIÓN GENERAL 17-3

17.2 CAPACIDAD DE TRATAMIENTO 17-7

17.3 APLICACIONES 17-8

17.3.1 Funciones de la Técnica 17-8

17.3.1.1 Control Hidráulico 17-8

17.3.1.2 Tratamiento de Escorrentías 17-9

17.3.2 Viabilidad 17-10

17.3.3 Limitaciones 17-11

17.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO 17-12

17.4.1 Diseño Estructural y Geometría 17-13

17.4.2 Diseño Hidráulico 17-15

17.4.2.1 Limitaciones del Área Drenante 17-15

17.4.2.2 Método de Diseño 17-15

17.4.2.3 Diseño para Transporte 17-18

17.4.3 Diseño de Elementos Específicos 17-18

17.4.3.1 Pretratamiento y Entradas de Agua 17-18

17.4.3.2 Medio Filtrante 17-19

17.4.3.3 Vegetación 17-22

17.4.3.4 Capa Transición 17-24

17.4.3.5 Capa Drenante 17-25

17.4.3.6 Obra de Salida 17-27

17.4.3.7 Estructura de Reparto de Caudales 17-28

17.5 REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS 17-29

17.5.1 Excavación y Preparación del Terreno 17-29

17.5.2 Plan Control Erosión y Sedimentos 17-30

17.5.3 Puesta del Medio Filtrante 17-30

17.5.4 Verificación y Puesta en Servicio 17-30

17.6 CONSERVACIÓN Y MANTENIMIENTO 17-31

17.7 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 17-34

ANEXO 1. PLANOS Y SECCIONES TIPO 17-36

17.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

La biorretención es un proceso por el cual la escorrentía pluvial es tratada haciendo pasar el agua a través de un suelo seleccionado para posteriormente ser evapotranspirada por la vegetación o infiltrada al subsuelo. La biodetención difiere de esta primera en que las escorrentías son descargas a las aguas superficiales tras atravesar el medio filtrante a través de una capa drenante, también se conoce con el término biofiltración.

Estos procesos se engloban en este Manual en un único término común definido como área, zona o técnica de biorretención (AB). En la literatura internacional el término más extendido es el de jardín de lluvia, referido generalmente a zonas de biorretención, o biodetención, aplicadas mayoritariamente al ámbito urbano.

Figura 17-1. Vista de un área de biorretención en la zona de servidumbre de la vía

La apariencia de la AB es la de una depresión o balsa en el terreno con vegetación, de no mucha profundidad y que almacenará agua de forma temporal. La configuración y los componentes de la técnica de biorretención son variables e incluyen la geometría de la depresión, la vegetación, la composición de las capas de suelo y la capa drenante. El uso de plantas específicas y suelos seleccionados permite aprovechar las propiedades químicas, biológicas y físicas de la vegetación, los microorganismos y los suelos para eliminar los contaminantes. Los componentes principales de la zona de biorretención son:

- **Estructura de reparto (según diseño)**. Las zonas de biorretención pueden ser diseñadas en una configuración en línea o fuera de línea, dependiendo de las limitaciones del proyecto.

- **Pretratamiento y disipación de energía**. El diseño de la entrada es crítico, debe servir para distribuir uniformemente el agua en la superficie a una velocidad controlada y eliminar sedimentos, y residuos gruesos, que puedan obturar o cubrir la superficie de forma prematura.

- **Volumen almacenamiento superficial.** Se trata de un almacenamiento temporal de escorrentía pluvial para capturar el volumen que requiere tratamiento.

- **Medio filtrante**. Se trata de un suelo seleccionado, que podría estar configurado en capas, que filtra los contaminantes y controla la velocidad de paso del agua en el sistema, lo que influye decisivamente en su eficacia. Normalmente tiene una profundidad entre 75 y 100 cm de profundidad, aunque en el caso de cuencas muy pequeñas puede ser menor.

- **Vegetación**. La vegetación es uno de los componentes fundamentales para el funcionamiento óptimo de la técnica. La mayoría de las especies vegetales serán herbáceas, arbustos, xerofitas y plantas perennes.

- **Capa drenante (según diseño)**. Recoge el agua filtrada y la descarga a medio receptor cuando la permeabilidad del terreno natural sea demasiado baja. También puede diseñarse con fines de almacenamiento y control hidráulico.

- **Obra salida.** Controla el nivel de agua en el almacenamiento superficial y el caudal descargado.

- **Camino de servicio o apartadero.** Permite acceder a la técnica para su mantenimiento y explotación.

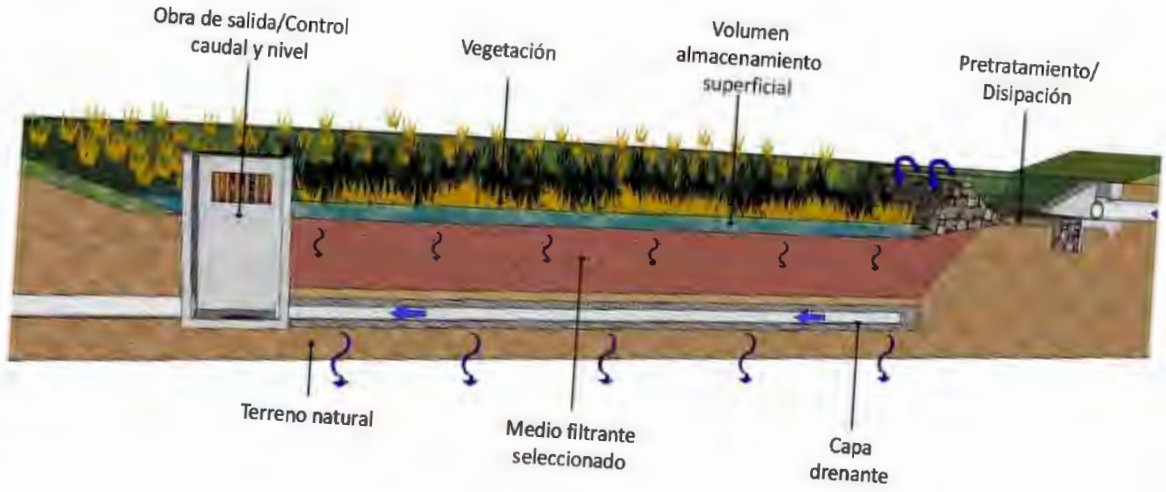


Figura 17-2. Componentes principales de un área de biorretención

El agua de escorrentía que entran en la AB provoca una elevación del nivel de agua en la superficie de la práctica. Durante la precipitación, y por un tiempo tras la finalización de las lluvias, la escorrentía pluvial se infiltra a través del medio filtrante y es descargado a través de la capa drenante y/o infiltrado al subsuelo. El VCA, la permeabilidad del terreno subyacente y el tiempo de residencia condicionan la dimensión del AB. La vegetación promueve otras variables del ciclo hidrológico mediante evapotranspiración.

Caudales superiores a los de diseño deben baipasearse, preferiblemente alrededor de la técnica, para preservar la capacidad de infiltración, prevenir la erosión y resuspensión de contaminantes, y mantener las dimensiones óptimas para la técnica.

La obra de salida dentro de la propia técnica puede incluir elementos de rebose diseñados para evacuar el caudal excedente en instalaciones en línea.

Se distinguen las siguientes tipologías de biorretención para su uso en las infraestructuras en función de los objetivos del diseño:

- **Biorretención con infiltración total:** Comúnmente referida como biorretención, o bioinfiltración en la literatura internacional, se diseña para eliminar los contaminantes de las escorrentías pluviales mediante la captación, filtración y retención del volumen de calidad de aguas (VCA), o una parte de este, e infiltrándolo directamente en el terreno natural en su totalidad. El espesor mínimo del medio filtrante es de 75 cm para promover un proceso de filtración adecuado. Al no poseer un dren de fondo el terreno natural debe cumplir con los criterios del ámbito para la infiltración (ver Capítulo 7).

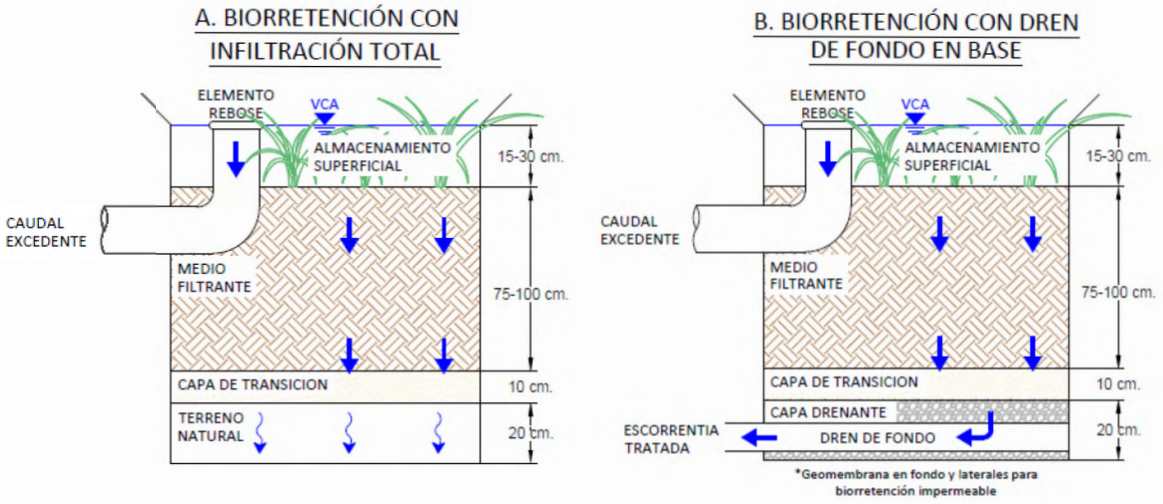


Figura 17-3. Dimensiones generales y configuración de zona de biorretención con infiltración total, izquierda, y con dren de fondo en base, derecha

- **Biorretención con dren de fondo:** También conocida como biodetención o biofiltración, la escorrentía atraviesa el medio filtrante y es descargada mediante una capa drenante, se distinguen las siguientes variantes:

  a) **Biorretención con dren de fondo en base:** Esta técnica se diseña con un dren de fondo en la base del medio filtrante para vaciarla a un caudal controlado. El medio filtrante suele ser de máximo 75 cm para proveer una filtración rápida. Provee fundamentalmente funciones de tratamiento de la escorrentía.

  b) **Biorretención con dren de fondo elevado:** Al poseer un dren de fondo elevado provee una capa de almacenamiento bajo el dren de fondo. Esta variante se emplea para proveer cierto control hidráulico además de tratar las escorrentías.

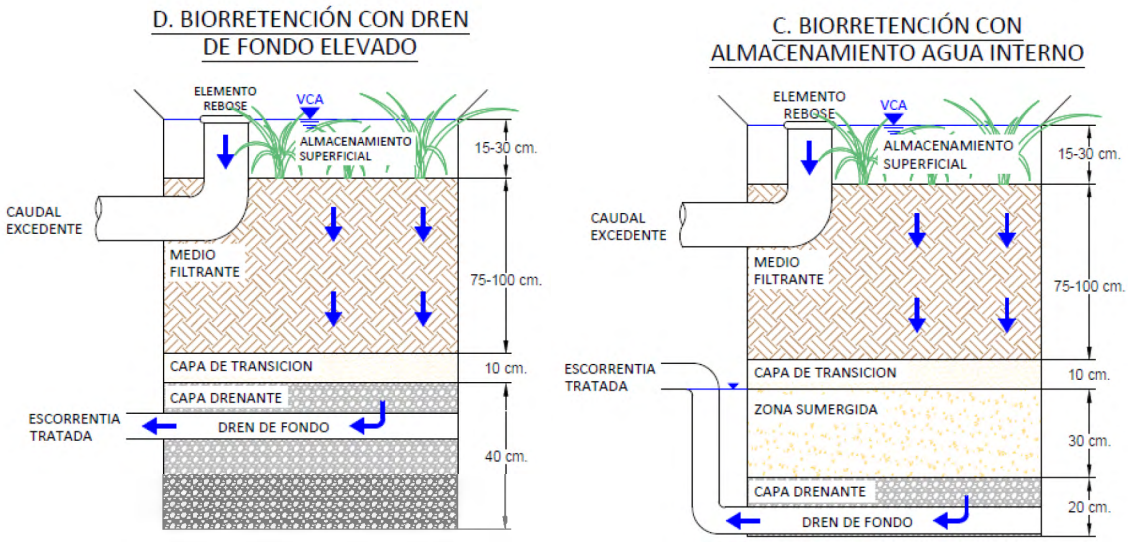


Figura 17-4. Dimensiones generales y configuración de zona de biorretención con dren de fondo elevado, izquierda, y con almacenamiento de agua interno, derecha

c) **Biorretención con almacenamiento agua interno:** El uso de un codo invertido permite retener agua anaeróbica sumergida en la técnica, aumentar el rendimiento de eliminación de contaminantes e incrementar los procesos de infiltración y evapotranspiración. El uso de un medio filtrante con fuente de carbono (por ejemplo, astillas de madera dura, en torno al 5% en volumen), ha mostrado mejorar aún más la eliminación de nitratos y metales pesados (FAWB, 2008, citado en CIRIA, 2015). El medio filtrante debería ser superior a 1 metro para permitir drenar la zona donde están arraigadas las raíces de las plantas. Esta técnica es la recomendada en zonas de especial protección o sensibles al aporte de nutrientes.

d) **Biorretención impermeabilizada:** El uso de un revestimiento impermeable en la base y/o laterales puede requerirse en zonas donde la vulnerabilidad del medio receptor sea elevada, exista riesgo de vertidos accidentales (ver Capítulo 9) o la seguridad geotécnica lo requiera. En caso de vertidos accidentales el dren de fondo puede cerrarse y el vertido puede confinarse y eliminarse a través de los registros u obra de salida.

Se promueve no obstante el uso de diseños alternativos innovadores que tengan en consideración los estándares de este Manual.

Las balsas de infiltración (ver Capítulo 19) son técnicas que comparten la disposición general, los componentes y las estrategias de diseño. Las balsas de infiltración suelen encontrarse a final de línea, tras una ODT, y pueden gestionar una mayor área de captación. Las áreas de biorretención suelen situarse aguas arriba en el drenaje longitudinal y reciben una menor cuenca de aportación.

El medio del AB es una mezcla de arena, finos y material orgánico, que permite el crecimiento de las plantas ornamentales y de mayor porte. La menor permeabilidad de este medio se traduce en una mayor ocupación en planta que las balsas de filtración.

Las zonas de biorretención proveen mayores beneficios estéticos y de conectividad paisajística, y poseen mayores beneficios de calidad de las aguas como resultado de los procesos biológicos adicionales provistos por las plantas y las capas orgánicas.

17.2 CAPACIDAD DE TRATAMIENTO

La tabla 17-1, presenta diferentes referencias sobre la eficacia de la eliminación de contaminantes por parte de las AB.

Las AB son muy eficientes como sistemas de tratamiento ya que incorporan una alta variedad de mecanismos para la eliminación de contaminantes. Los principales procesos de eliminación de contaminantes en esta técnica son la sedimentación en la zona de almacenamiento, que elimina sedimentos de tamaño grande y mediano. Filtración por el suelo seleccionado, que retiene sedimentos finos, microplásticos, partículas coloidales y favorece la asimilación de nutrientes por biopelículas en las raíces. Entre eventos la adsorción de nutrientes y su degradación por los microorganismos.

Tabla 17-1. Rendimientos de eliminación de contaminación en las áreas de biorretención para estudios internacionales sobre escorrentías viarias y referencia adoptada para la evaluación de riesgos

Constituyentes		Concentración Efluente[1]			Rango Rendimiento Internacional (%)	Ref. evaluación riesgos (%)[2]
		P25%	Mediana	P75%		
Constituyentes Medida Mínima 5						
SST (mg/L)		5	10	20	(80-95) 68[1]	90%
Metales	*Cobre total (µg/L)*	3,65	5,56	9	(60-80) 35[1]	75%
	Cobre-dis (µg/L)	2,32	3,44	6,71	42[1]	40%
	Zinc total (µg/L)	6,67	13	28	60-80	75%
	Zinc-dis (µg/L)	2,30	4,51	23	79[1]	75%
Microcontaminantes	MP (mg/L) [3]	-	-	-	91-99	85%
	BaP (µg/L) [3]				90-98	85%
Otros						
HTP (µg/L)[4]		50	50	50	99[4]	80%
Plomo (µg/L)		0,21	0,80	3,23	74[1]	80%
Cadmio (µg/L)		0,04	0,07	0,15	40-95	80%

1) Fuente: *Use of the State Department of Transportation Portal to the International Stormwater BMP Database, AASHTO*, 2020. Valores de mediana para el 95% de confianza.
2) Valor a emplearse en caso de requerir una evaluación de riesgos.
3) MP: Rullander *et al.* (2023), García-Haba (2023); BaP: Beryani *et al.* (2023). Microproof (2019). No se dispone de datos suficientes a fecha de la presente publicación, se presentan datos de únicos estudios disponibles.

17.3 APLICACIONES

17.3.1 Funciones de la Técnica

La biorretención es principalmente una técnica de tratamiento de las escorrentías pluviales que permitirá cumplir con la MM5. Adicionalmente esta técnica permite alcanzar cierto nivel de control hidráulico conforme a la MM6.

17.3.1.1 *Control Hidráulico*

Las AB cumplen con el Estándar de Control Hidráulico 1 de la MM6, control del volumen para precipitaciones recurrentes, cuando se proyectan conforme a los criterios de diseño de este Manual.

La biorretención por infiltración puede permitir, además, la intercepción completa del VCA y su evapotranspiración e infiltración al terreno natural.

La biorretención con dren de fondo será menos efectiva en el cumplimiento de este estándar. Todas las variantes de la biorretención con dren de fondo permitirán cumplir con la detracción mínima de 5 mm fijada, salvo la variante impermeabilizada. El proyectista podrá justificar un mayor control de volumen y caudal punta mediante el procedimiento de diseño en aquellas alternativas con dren de fondo que infiltren total o parcialmente la escorrentía al subsuelo.

Tabla 17-2. Funciones de control hidráulico proporcionadas por la biorretención

Tipología Biorretención	Control Volumétrico Escorrentía		Control Caudales	
	Detracción	Lluvias Extremas	Protección Hidromorfológica	Protección Inundabilidad
Infiltración total	VCA	(3)	(3)	(3)
Dren de fondo en base	5 mm			
Dren de fondo elevado	Min. 5mm (2)			
Almacenamiento interno	Min. 5mm (2)			
Impermeabilizada				

(1) Mayor capacidad de intercepción si se justifica en el diseño.
(2) Mayor capacidad puede ser provista si se justifica en el diseño.
(3) Requiere una justificación y evaluación para determinar su nivel de cumplimiento con los estándares de control hidráulico en el proyecto.

En función de la cuenca aportante y superficie destinada a la técnica, la biorretención puede, mediante el uso de capas drenantes de mayor espesor y/o el uso de sistemas de almacenamiento de alta porosidad (ver técnica zanjas de infiltración en Capítulo 14), cumplir con el estándar de Control Hidráulico 2, control de caudales punta para precipitaciones que puedan impactar en la morfología, ecología y capacidad de las aguas superficiales receptoras, o capacidad de los colectores receptores como técnica aislada o individual.

Cuando se usen varias técnicas, formando una cadena de gestión de las escorrentías pluviales, los volúmenes y caudales punta gestionados por la técnica de biorretención contribuyen a la conservación de la hidrología en régimen natural para las precipitaciones extremas mediante la reducción parcial de volúmenes de escorrentía descargados.

La contribución parcial de esta técnica al control volumétrico y la reducción del caudal punta deberá ser evaluada por el proyectista mediante los procedimientos de cálculo fijados (ver Capítulo 6). La velocidad de infiltración del terreno, el volumen de almacenamiento disponible y la cuenca drenante condicionarán la contribución final de la técnica al control hidráulico.

17.3.1.2 *Tratamiento de Escorrentías*

Las AB cumplen con el Estándar de Control de Calidad 1 y 2 de la MM5, reducción de escorrentías pluviales y carga contaminante desde el ámbito a medio receptor para precipitaciones recurrentes, y tratamiento de las escorrentías pluviales para prevenir impactos en los medios receptores.

Todas las variantes de AB, salvo la impermeabilizada, permiten cumplir con el objetivo de tratamiento destinado la eliminación de sedimentos, metales disueltos y microcontaminantes.

La biorretención impermeabilizada permite cumplir con el control de vertidos accidentales. Deberá equiparse con válvula de cierre.

Tabla 17-3. Funciones de tratamiento de las escorrentías proporcionadas por la biorretención

Tipología Biorretención	Cumplimiento Nivel Tratamiento					
	Sedimentos SST	Metales disueltos		Microcontaminantes		Vertidos Accidentales
		Cu	Zn	MP	BaP	
Infiltración total						
Dren de fondo en base						
Dren de fondo elevado						
Almacenamiento interno						
Impermeabilizada						

Una de las principales limitaciones de esta técnica es la posible liberación de nutrientes y metales bajo determinadas condiciones. Diversos estudios indican que los medios filtrantes pueden exportar concentraciones de fosforo, cobre y nitrógeno en concentraciones relevantes para el medio receptor. Por ello, en este Manual se limita, de forma precautoria, el uso de esta técnica cuando se tenga un dren de fondo y vierta a medios sensibles al aporte de nutrientes debido a la liberación de fosforo por parte del compost del medio. Estudios recientes muestran, no obstante, que las concentraciones de nutrientes liberadas del medio decrecen con el tiempo (King County y Herrera, 2020).

De forma precautoria no se emplearán zonas de biorretención con compost y dren de fondo a menos de 400 m de distancia de zonas sensibles al aporte de nutrientes. En estos casos se usará el medio filtrante tipo 3, definido en el diseño del medio filtrante en el apartado 17.4.3.2.

Tabla 17-4. Ejemplo de evaluación de la eliminación potencial de contaminantes objetivos proporcionada por las AB

Proceso Eliminación (1)	Relevancia del Proceso en la Biorretención (2)	Potencial Eliminación			
		SST (3)	Cu y Zn (4)	BaP (5)	MP (6)
Adsorción al sustrato	2,5	2	1,5	3	2
Sedimentación	2	3	1,5	3	3
Degradación microbiana	3	1	1	1	1
Filtración	2,5	3	1,5	3	3
Volatilización	1	NA	NA	2	1
Fotolisis	0,75	NA	NA	3	1
Asimilación vegetal	2,5	NA	1	3	NA
PUNTUACION TOTAL[a]		**21,50**	**16,00**	**35,75**	**23,25**

(a) Suma de los productos del valor de relevancia de cada proceso para la técnica (columna 2) por el valor del potencial de eliminación para cada contaminante (columnas 3-6). Cuando no es aplicable (NA) el proceso para la eliminación de un contaminante no suma.

En zonas de especial protección o hábitats de interés se empleará la zona de biorretención con almacenamiento de agua interno y se usará la permeabilidad mínima de 50mm/h. En estos casos la técnica deberá desaguar en 24 horas para evitar impactos térmicos. En caso de usar otras técnicas SuDS formando una cadena de gestión estos requerimientos podrán revisarse.

17.3.2 Viabilidad

Las AB dan servicio a áreas relativamente pequeñas cerca de la fuente o lugar de generación de la escorrentía, siendo los factores limitantes el tamaño de la cuenca de aportación y la superficie de la técnica.

Debido a la capacidad de adaptar su construcción a formas irregulares, incluyendo geometrías lineales, y los elevados rendimientos en la eliminación de contaminantes esta técnica, es especialmente aplicable a lo largo de las medianas de autopistas.

Pueden utilizarse en elementos funcionales como áreas de descanso y aparcamientos, y también integrarse en elementos del trazado como rotondas y medianas. También pueden integrarse en las zonas ajardinadas existentes en proyectos de renovación o ampliación viaria.

Figura 17-5. Zona de biorretención adaptado a la mediana de una infraestructura lineal (FWHA, 1995) y un aparcamiento

17.3.3 Limitaciones

Las AB no debe emplearse en las siguientes situaciones, ya que pueden hacer que la técnica fracase o generar un riesgo ambiental, o de seguridad vial:

- Flujos concentrados de escorrentía deben dispersarse en la entrada a la AB.
- Cuando la técnica no sea candidata en la HSST, o la evaluación del riesgo específico determine su inviabilidad.
- Las zonas de biorretención, salvo la variante con impermeabilización, no deben usarse en rellenos o desmontes con pendientes superiores al 15%, salvo que la ubicación sea aprobada en un estudio geotécnico.
- Se debe incluir una geomembrana impermeable y una válvula de cierre en el dren de fondo siempre que en la evaluación de riesgos determine que existen riesgos de vertidos accidentales (ver Capítulo 9).
- El área drenante presente pendientes superiores al 15% en las inmediaciones de la técnica, debido al riesgo de arrastre de sedimentos que puedan colmatar la técnica y a la velocidad erosiva de la escorrentía.
- No usar la biorretención en zonas con un flujo base continuo hacia la práctica que genere unas condiciones constantes de saturación hidráulica del medio. Un flujo base de 1 L/s/ha equivale a una carga hidráulica equivalente a aproximadamente el 80% precipitación anual media en Bizkaia.
- Cuando la superficie de la técnica no pueda estar nivelada para permitir la distribución de los flujos a través de ella. Se requerirá aterrazar la técnica en asentamientos con pendientes pronunciadas para controlar los niveles de agua.

17.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

El diseño detallado de la zona de biorretención debe realizarse mediante el siguiente procedimiento:

1. Investigación del ámbito y de los indicadores cualitativos.

2. Definición geométrica.

3. Diseño hidráulico:

    a. Determinación del volumen de escorrentía pluvial a gestionar.
    b. Definición del área superficial y tiempo de vaciado.
    c. Selección de la variante de la técnica.
    d. Diseño para transporte:
        i. Diseñar la capa drenante inferior.
        ii. Diseñar la obra de salida.

4. Diseño de elementos específicos:

    a. Diseño de elementos de pretratamiento.
    b. Selección del medio filtrante.
    c. Seleccionar vegetación.

El proyectista deberá usar la HSST y confirmar la aplicabilidad de la técnica para el ámbito de estudio (ver Capítulo 10). Para ello se deberá delimitar la cuenca aportante, conocer la IMD prevista para el nivel de servicio deseado para la vía, la existencia de acuíferos o masas de agua subterráneas vulnerables a la contaminación y verificar el cumplimiento de los criterios del ámbito para la infiltración (ver Capítulo 7).

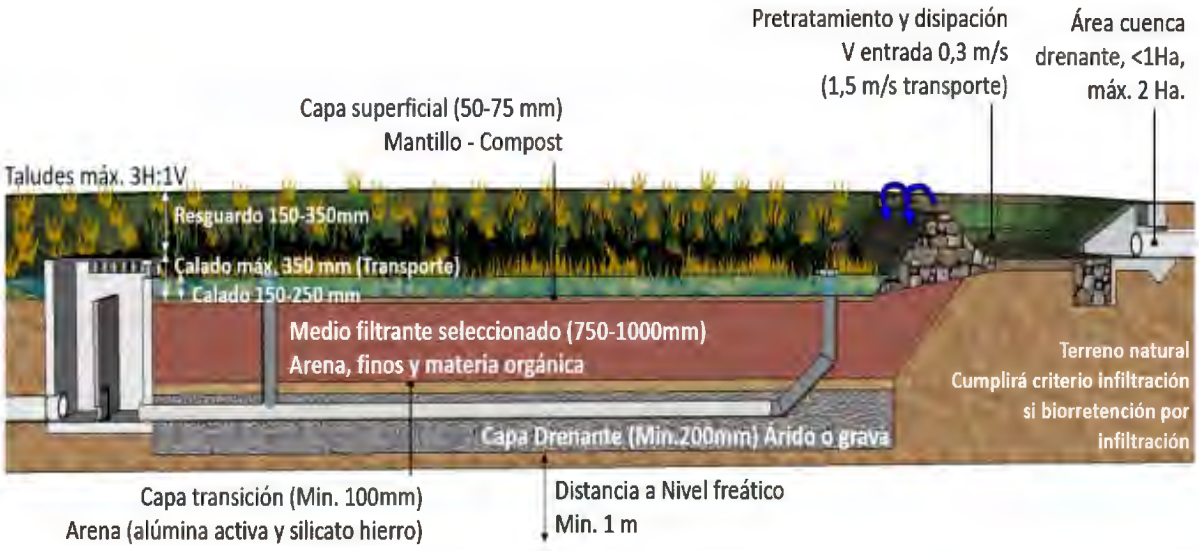


Figura 17-6. Sección esquemática con términos y dimensiones empleados en el diseño

La tabla 17-5 resume los criterios que deben considerarse por parte del proyectista para diseñar una AB.

Tabla 17-5. Criterios generales de diseño para las áreas de biorretención

Criterio o Parámetro	Valor / Criterio
Área cuenca drenante	≤1 ha imp. recomendado; máx. 2 ha imp.
Pendiente cuenca (cerca de la técnica)	1-5% recomendado Máx. 15% (Requiere disipación de energía en entrada)
ALMACENAMIENTO SUPERFICIAL	
Pendiente	Lo más horizontal posible (≤1%)
Taludes laterales	Máx. 3H:1V Min. 1% para garantizar drenaje positivo hacia la técnica
Velocidad del flujo de entrada	0,3 m/s para caudal de calidad de aguas, T≤1 año 1,5 m/s para transporte, T=25/100 años
Geometría en planta	Anchura máx. 15 m (alcance brazo excavadora); min. 40 mm para prevenir canalización del agua Superficie total máxima < 800 m^2 (Máx. 5% del área de la cuenca drenante)
Calado	Recomendado 150-250 mm (lámina agua para VCA) Máx. 350 mm (lámina agua para rebose emergencia; instalaciones en línea)
Resguardo	Min. 150 mm (instalaciones en paralelo) Min. 350 mm (instalaciones en línea)
MEDIO FILTRANTE SELECCIONADO	
Conductividad hidráulica saturada	Min. 50 mm/h (Nutrientes e impacto térmico) Recomendada 75-125 mm/h (Metales y micro contaminantes) Máx. 200 mm/h (SST)
Espesor del medio filtrante	Min. 400 mm (solo plantas raíces someras) Recomendado 750-1000 mm
Composición	Arena, finos y materia orgánica en distintas proporciones (ver apartado específico sobre medios filtrantes)
CAPA TRANSICIÓN	
Espesor	Min. 100 mm espesor
Composición	Mayoritariamente arena con < 2% finos (d15 capa transición ≤ 5xd85 medio filtrante). Posible uso de enmiendas como alúmina activada y silicato de hierro para minimizar la liberación de nutrientes y metales.
CAPA DRENANTE	
Espesor	Mín. 200 mm
Conductividad hidráulica saturada	Mayor que la de la capa de transición
Materiales	Árido 20/40mm, resto características conforme art.510 PG3 Geoestructuras aprobadas (ver Capítulo 25)
Tubería drenante	Tubo ranurado DN110-160 mm (según diseño) Dispuestos longitudinalmente con máx. 3 m separación entre ejes Dimensiones ranuras inferiores al d85 del material drenante Pendiente min. del 0,5%

17.4.1 Diseño Estructural y Geometría

La geometría y diseño estructural de un área de biorretención varía en función de las características específicas del ámbito de ocupación, como son los suelos subyacentes, la existencia de servicios, el sistema de drenaje, actividades de mantenimiento, ubicación del medio receptor, etc.

El parámetro principal que dicta el área superficial requerida viene dado por el volumen de escorrentía pluvial a gestionar dividido por el calado, o altura de lámina de agua superficial, en la técnica.

La configuración geométrica de la biorretención es muy adaptable y puede encajarse en varias ubicaciones ajustando el área del fondo y las pendientes de los taludes laterales. El proyectista diseñará la biorretención atendiendo a las siguientes consideraciones:

- La zona de biorretención podrá instalarse en líneo o en paralelo a la red de drenaje. Los elementos de rebose deberán garantizar la evacuación y transporte de los caudales de proyecto aguas abajo.

- La geometría de la balsa, y su configuración, deben tener la mayor apariencia natural posible. La longitud máxima debe limitarse a 40 m para evitar una distribución desigual del agua sobre la superficie, y la superficie total del filtro no debería superar los 800 m^2.

- El ancho, largo o radio mínimo recomendado en balsas de biorretención en vías de comunicación es de 3 m, para proveer suficiente volumen de sustrato para el establecimiento de la vegetación.

- En áreas de biorretención pequeñas (aparcamientos, zonas de servicios, etc.) el ancho mínimo será de 40 cm y el recomendado de 60 cm. El diseño en estos casos deberá evaluar detalladamente los calados y velocidades de flujo para prevenir la erosión y canalización del agua.

- La anchura de una zona de biorretención puede estar limitada por el proceso constructivo o el alcance del brazo de la maquinaria, generalmente 7 o 8 metros de alcance. Esto permitirá un ancho total de trabajo de unos 15 metros de técnica.

- Las entradas a la zona de biorretención deben diseñarse para minimizar bloqueos, debidos generalmente a la acumulación de sedimentos; deben estar equipadas con pretratamientos. Tendrán embocaduras con aletas y escolleras para disipar la energía y prevenir obstrucciones por la vegetación.

- Para promover la filtración a lo largo de toda la superficie de la cuenca esta debe estar bien nivelada y su pendiente longitudinal será como máximo del 1%. En balsas de biorretención largas en desnivel o donde exista riesgo de erosión interna, y canalización de flujo se deberán emplear represas (ver capítulo 25).

- El calado o nivel de agua máximo sobre la superficie de la técnica es ≤ 150 mm si K_{sat} = 50 mm/h y si K_{sat} = 100-200 mm/h el calado estará entre 150 y 250 mm.

- La altura del talud perimetral proporcionará un mínimo de 35 cm de resguardo por encima de la elevación del nivel de agua de la lluvia de diseño, si el sistema se ha diseñado en línea. En instalaciones en paralelo el resguardo será de 15 cm.

- El talud de la biorretención estará estabilizado con vegetación y tendrá unas pendientes máximas de 3:1. La anchura superior del terraplén debe ser de 3 metros para facilitar el acceso para el mantenimiento.

- Se deberá proveer un acceso a la obra de salida o estructura de rebose, y a lo largo de todo el perímetro de la técnica siempre que sea posible.

17.4.2 Diseño Hidráulico

17.4.2.1 Limitaciones del Área Drenante

La superficie máxima de cuenca que debe drenar a un sistema de biorretención es de 2 ha y la recomendada de 1 ha. La superficie de la zona de biorretención viene a ocupar del 2 al 5% del área total del área de la cuenca aportante.

17.4.2.2 Método de Diseño

1. **Calcular el volumen de escorrentía pluvial a gestionar.** El volumen de escorrentía a gestionar para control de la calidad viene definido por el VCA (ver Capítulo 6), y el área de la cuenca aportante impermeable que drena hacia la práctica mediante la siguiente expresión:

$$V_{ep} = \frac{VCA \cdot A_{imp}}{1000} - V_{ep-SuDS} \qquad \textit{(Ec. 17- 1)}$$

Donde:

V_{ep} = volumen de escorrentía pluvial (m^3)
VCA = volumen de calidad de aguas (mm)
A_{imp} = área de la cuenca drenante impermeable (m^2)
$V_{ep-SuDS}$ = volumen de escorrentía gestionado en otra técnica previa (m^3)

Si parte del VCA es tratado por otra técnica se debe descontar la proporción de este del resultado obtenido en el cálculo del Vep a tratar en la zona de biorretención. Este método de cálculo considera de forma conservadora la transformación y acumulación instantánea de la escorrentía en la técnica. Cuando la biorretención esté precedida por otras técnicas, o se usen varias balsas en cadena, el proyectista deberá usar modelos de simulación que permitirán optimizar el diseño y dimensiones de la técnica. Se recomienda el uso de modelos de simulación para el diseño de la técnica.

Cuando la técnica se diseñe para funciones de control hidráulico conforme a la MM6 se debe determinar el volumen de escorrentía a gestionar conforme a la precipitación de diseño (ver Capitulo 6). Si la ubicación en planta y las condiciones del terreno subyacente lo permiten, la biorretención podrá contribuir al control volumétrico de la escorrentía para las precipitaciones extremas.

Las técnicas de biorretención pueden proveer cierto control de caudales. También pueden generar detracción de lluvias recurrentes mediante procesos de evapotranspiración donde la infiltración al terreno subyacente no sea viable.

El volumen de almacenamiento dentro de la técnica vendrá dado por la porosidad, n, en las distintas capas del sistema:

- Almacenamiento superficial, n = 1
- Medio filtrante, n = 0,25
- Capa drenante, n = 0,3

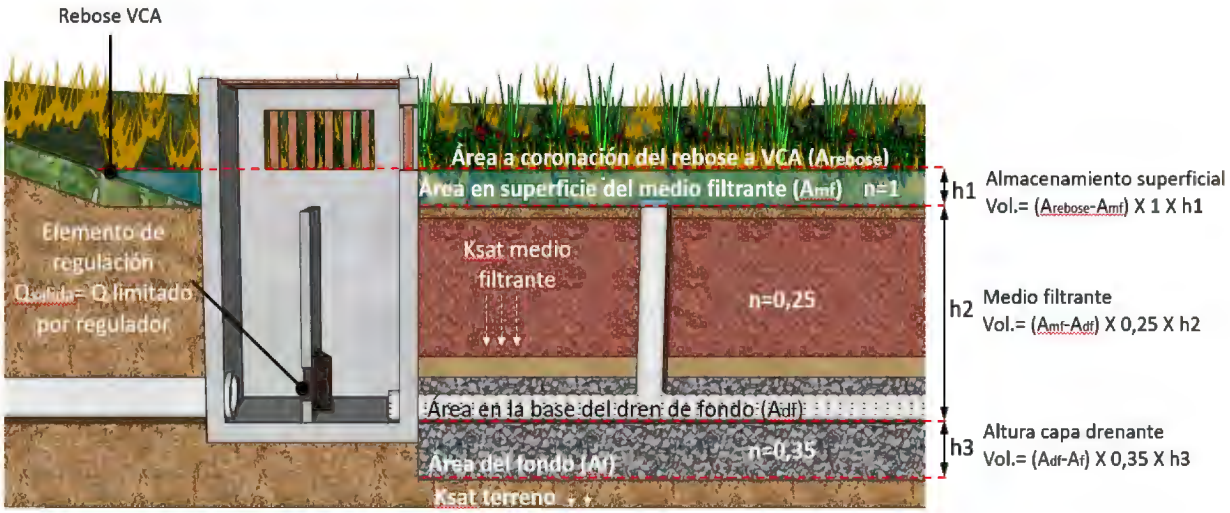


Figura 17-7. Porosidad y profundidades de los distintos componentes de la biorretención para proveer volumen de almacenamiento

El medio filtrante, generalmente, tendrá una porosidad de, al menos, el 25% y la capa drenante de como mínimo el 30%. El volumen total del sistema para control hidráulico vendrá dado por el volumen de cada capa multiplicado por la porosidad correspondiente.

El caudal pasante de escorrentía vendrá determinado por la permeabilidad del medio filtrante. Si la permeabilidad del medio filtrante y dren de fondo superan el caudal puede emplearse un regulador de caudal en la estructura de salida.

2. **Definición del área superficial y tiempo de vaciado.** El área superficial de la zona de biorretención vendrá se calcula mediante la siguiente ecuación (basada en Ley de Darcy):

$$A_f = \frac{V_{ep} \cdot L}{K_{sat} \cdot (h + L) \cdot t} \qquad \textit{(Ec. 17-1)}$$

Donde:

A_f = superficie del área de biorretención (m²)
V_{ep} = volumen de escorrentía pluvial (m³)

L = espesor del medio filtrante (m)
K_{sat} = conductividad hidráulica saturada del medio filtrante (m/hora)
h = calado o lámina de agua sobre el lecho filtrante (m)
t = tiempo vaciado a través del medio filtrante (horas)

El área se puede estimar, en una evaluación inicial, dividiendo el volumen de escorrentía pluvial a gestionar entre el calado máximo admisible sobre la superficie de la biorretención (altura de lámina de agua más desfavorable). Esta estimación preliminar del área junto con el espesor del medio filtrante, sirven para calcular el tiempo de vaciado, despejando esta variable de la anterior formula y atendiendo a los siguientes criterios:

- Toda el agua almacenada en la parte superficial de la balsa debe drenarse en un tiempo máximo de 24 horas.

- El agua debe drenar por debajo de los primeros 75 cm del medio filtrante en aproximadamente 48 horas para permitir suficiente tiempo de contacto para la eliminación de contaminantes.

- Si la biorretención tiene capa drenante inferior su vaciado está controlado por el medio filtrante; si es de infiltración total la velocidad estará controlada por la velocidad de infiltración que sea más baja: medio filtrante o terreno natural subyacente. La permeabilidad menor será la adoptada en el cálculo.

La conductividad hidráulica saturada del medio filtrante, ensayada en laboratorio o determinada a parir de ensayos de campo, deberá minorarse con un coeficiente de seguridad para el cálculo. Deberá aplicarse un coeficiente de seguridad de 2 al valor obtenido de permeabilidad cuando el área de la cuenca drenante sea superior a 1.000 m^2, de 3 entre 5.000 y 10.000 m^2 y de 4 entre 10.000 y 20.000 m^2. La conductividad hidráulica saturada de diseño (largo plazo) tras la aplicación del coeficiente de seguridad será superior a 50 mm/h.

En la variante con almacenamiento de agua interno el codo se dispone de forma que crea una zona saturada en la parte inferior del medio filtrante. En esta zona saturada se crean condiciones anaeróbicas que aumentan la eliminación de nitrógeno. La zona de medio saturado debe tener un espesor de 30 cm o más (se aconsejan hasta 50 cm). En este caso el criterio de vaciado del sistema es que en menos de 48 horas el agua debe drenarse hasta el nivel fijado para la saturación del medio, en lugar de drenar hasta un nivel de 60 cm por debajo de la superficie del medio.

Cuando se utiliza la ley de Darcy para calcular el flujo a través de los medios filtrantes con zona saturada, la longitud de la trayectoria del flujo, L, sigue siendo la profundidad del medio filtrante (es decir, la zona saturada más el espesor de medio filtrante sobre ella).

3. **Tipo de instalación.** El proyectista debe diseñar la técnica preferentemente como una práctica de biorretención por infiltración diseñada para almacenar, tratar e infiltrar el VCA. En caso de que la infiltración en el subsuelo se considere inviable se empleará la biorretención con dren de fondo.

17.4.2.3 Diseño para Transporte

Si la zona de biorretención se instala en paralelo se deberá diseñar el elemento de reparto de caudales en cabecera. Las instalaciones en línea requerirán el diseño específico del elemento de rebose para evacuar precipitaciones superiores a las de diseño y requerirán una mayor ocupación en planta. Ver apartado elementos específicos.

17.4.3 Diseño de Elementos Específicos

17.4.3.1 Pretratamiento y Entradas de Agua

Las entradas de agua a la biorretención deben ser en flujo difuso (V=0,15-0,3 m/s). Cuando los flujos sean concentrados se requerirán elementos de dispersión (ver Capítulo 25). El flujo difuso desde el lateral de la plataforma puede proveerse de forma natural mediante franjas filtrantes vegetadas (ver Capítulo 11).

Otras formas de entrada a la zona de biorretención son bordillos discontinuos espaciados al menos 500 mm para minimizar obstrucciones y con un radio de curvatura amplio que promueva un flujo estabilizado hacia el sistema. Deben incluir una solera de hormigón y otro material en el canal de entrada para disipar la energía. Evitar usar árido angular ya que es difícil de eliminar el sedimento de este, usar grava redonda si se requiere. El canal de entrada en este caso caerá al menos 7 cm desde el pavimento hacia la superficie de la biorretención y tendrá una zona de decantación antes de llegar a esta.

Figura 17-8. Elementos de pretratamiento a la entrada de zonas de biorretención

La escorrentía pluvial que entra en una zona de biorretención debe recibir un pretratamiento que minimice la acumulación de sedimentos y residuos en la técnica, y facilite el mantenimiento. Los sistemas de pretratamiento más comunes son:

- Franjas filtrantes vegetadas (ver Capítulo 11), se extienden desde el borde del pavimento hasta el fondo de la zona de biorretención. Otras técnicas de filtración de la escorrentía pluvial justificadas mediante diseño por el proyectista.

- Rejas y areneros, usados solo en pequeñas zonas de biorretención de zonas de servicio o áreas de descanso. Retienen residuos flotantes y sedimentos gruesos.

- Sistemas patentados de tratamiento (ver Capítulo 22), como filtros compactos, separadores hidrodinámicos y otras tecnologías que hayan demostrado independientemente su capacidad de eliminación de contaminantes.

17.4.3.2 Medio Filtrante

El medio filtrante y la capa superficial son los elementos más importantes para el funcionamiento correcto de la biorretención y su diseño debe ser detallado. El medio seleccionado debe tener suficiente conductividad hidráulica además de soportar el crecimiento de la vegetación, provee capacidad de filtración para sedimentos finos y tiene una distribución granulométrica definida. Los siguientes parámetros clave y especificaciones son aplicables a cualquier medio filtrante empleado en los proyectos:

- **Composición genérica**: La mezcla de suelo filtrante se clasifica como arenoso franco o franco arenoso según la clasificación del diagrama triangular para determinación de la textura en materiales tipo suelo de la norma 5.2-IC. La composición será una mezcla de arena, finos y compost o materia orgánica. La siguiente composición muestra una referencia para determinar el medio filtrante en volumen y peso:

Tabla 17-6. Composición de referencia en peso y volumen del medio filtrante

Composición del Medio Filtrante	Arena	Arenoso Franco / Franco Arenoso			Compost
		Arena	Limo	Arcilla	
Volumen	70%	10%			20%
Peso	80-85%		6% máx.	3%máx.	8% máx..

*Aproximadamente un 6% de materia orgánica en peso.

Las especificaciones del compost a usar en técnicas vegetadas se especifican en el Capítulo 25.

- **Conductividad hidráulica saturada**: El valor mínimo a largo plazo será de 50 mm/h tras la puesta y entrada en operación. Los valores recomendados de conductividad hidráulica son de 75-125 mm/h para control de metales y microcontaminantes. En caso de realizar exclusivamente control de sedimentos la permeabilidad podrá ser de hasta 200 mm/h. En caso de descargas a zonas de protección especial o zonas sensibles al aporte de nutrientes se usarán las permeabilidades más bajas de 25-50mm/h. La conductividad hidráulica saturada del medio deberá ensayarse en laboratorio mediante UNE 103-403 o ASTM D2434. El medio ensayado en laboratorio o tras la puesta en obra deberá tener un valor inicial mínimo de 300 mm/h.

- **Granulometría**: La distribución granulométrica del medio filtrante es fundamental para conseguir la supervivencia de las plantas y la conductividad

hidráulica saturada. La siguiente tabla provee una especificación de los usos entre los que debe estar comprendida la arena silícea, componente principal del medio filtrante. El coeficiente de uniformidad deberá de ser mínimo de 4. La arena deberá estar limpia y libre de residuos y todo el árido que paso por el tamiz de 0,08 mm deberá ser no plástico.

- **Índice P**: Este índice provee una medida del contenido en fosforo del suelo y del riesgo de que este lixivie a través del medio filtrante. El contenido en fósforo en el medio debe ser bajo y el valor del índice P debe estar entre 10 - 30 para evitar exportar y liberar fósforo al medio receptor. Este valor corresponde con un contenido de 7 - 23mgP/kg. Un suelo con alto contenido en finos retendrá el fosforo mientras que limitará la conductividad hidráulica y un suelo arenoso tendrá mayor conductividad y retendrá menos fosforo.

Tabla 17-7. Composición granulométrica de la arena a usar en el medio filtrante

Tamiz UNE-EN933-2 (mm)	% Masa
10	99-100
5	95-100
2,5	68-86
1,25	47-65
0,63	27-42
0,32	9 a 20
0,15	0-7
0,08	0-2,5

- **Capacidad de intercambio catiónico (CIC)**: La CIC del suelo es una medida de cantidad de cargas negativas presentes en las superficies de los minerales y componentes orgánicos del suelo (arcilla, materia orgánica o sustancias húmicas) y representa la cantidad de cationes que las superficies pueden retener (Ca, Mg, Na, K, NH4, etc.). La CIC deberá ser superior a 5 meq/100g suelo seco, medido conforme a UNE-EN ISO 23470:2018, para garantizar que la capacidad de intercambio catiónico es suficiente para eliminar metales pesados y microcontaminantes. El incremento de contenido en materia orgánica del suelo aumentara la CIC.

- **Espesor**: El estándar será de 750-1000 mm (para eliminación de metales solubles y microcontaminantes) y el mínimo empleado de 400 mm para filtraciones rápidas (eliminación de SST) o áreas de aportación muy pequeñas (<100m^2). En caso de plantaciones con árboles el medio deberá ser igual o mayor a 1.000 mm para proveer suficiente volumen de suelo para el establecimiento de las raíces.

- **Capa superficial**: Una capa de mantillo de 50-75 mm superficial aumenta la supervivencia de las plantas, elimina malas hierbas y proporciona tratamiento a la escorrentía antes de llegar a las capas inferiores. Esta capa puede estar formada por compost, recortes de madera de alta calidad o turba. Donde se

anticipen velocidades elevadas el mantillo deberá mezclarse con grava redonda de 10-20 mm decorativa para disipar energía y proteger el medio filtrante.

- **Otros parámetros**: El pH, la conductividad o salinidad y el contenido en materia orgánica tienen un papel fundamental para que la vegetación sobreviva. El pH del medio estará en el rango de 6-8.5 (suelo/agua 1:1) determinado mediante UNE 10390:2012 y la conductividad eléctrica menor a 1.2 dS/m mediante UNE 77308:2001. El contenido en materia orgánica en peso será del 4-6%, un 8% máximo.

La biorretención es una técnica ampliamente usada en otros países para tratar e infiltrar las escorrentías pluviales pero que cuenta con poca trayectoria de implementación en el País Vasco. Existen multitud de variedades en la composición de medios filtrantes seleccionados para las zonas de biorretención y varios estudios sobre sus limitaciones y eficiencias.

Tabla 17-8. Medios filtrantes de alto rendimiento sugeridos en el MDSC que han sido ensayados y evaluados por el Departamento de Ecología de Washington

MEDIOS FILTRANTES	Nivel de Tratamiento (Rendimientos eliminación)			
	SST (≥ 80%)	Metales Pesados (≥30% Cu y ≥60% Zn disueltos)	Fosforo (≥50%)	Microcontaminantes
Tipo 1: Capa Principal, 450 mm espesor, compuesta por 70% arena, 20% fibra coco y 10% carbón vegetal en volumen.	Cumple	Cumple	-	-
Tipo 2: 450 mm capa tipo 1 y 300 mm de capa de pulido. La capa de pulido consiste en 90% arena, 7,5% alúmina activada y 2,5% silicato de hierro.	Cumple	Cumple	Cumple	-
Tipo 3: 450 mm capa tipo 1, 300 mm de capa de pulido y 50 mm capa superficial de compost. El compost cumplirá las especificaciones del Capítulo 25.	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Nota: La capa de compost superficial mejora el establecimiento vegetal debido a su capacidad de absorber agua. El medio tipo 3 ha mostrado cumplir con los objetivos de tratamiento para sedimentos, cobre, zinc y fosforo del WDOE y cierta protección frente a la toxicidad del afluente no tratado a *C.dubia* y *D.rerio*. La capa tipo 1 y el mantillo de compost no deben usarse sin la capa de pulido para limitar la liberación de nutrientes. Para especificaciones de cada uno de los materiales consultar publicación del WDOE *"Guidance on using new high performance bioretention soil mixes*".

El Departamento de Ecología de Washington (WDOE), una de las referencias en la investigación y uso de estas técnicas, ha publicado en 2021 una serie de recomendaciones y alternativas para medios filtrantes a emplear en la biorretención para minimizar la liberación de nutrientes y cobre disuelto a medio receptor y mejorar los rendimientos en la eliminación de contaminantes (WDOE, 2021). Tras analizar y evaluar todos los estudios referenciados empleará estos medios filtrantes en sus proyectos para esta técnica, ver tabla 17-8, basados en la extensiva investigación y evidencias científicas disponibles. Estos medios permitirán cumplir con los objetivos de tratamiento fijados en este Manual.

El proyectista podrá emplear otros medios filtrantes, preferiblemente ya empleados y estudiados por otras administraciones ambientales internacionales. Deberá incluir una descripción detallada del medio, su composición y propiedades en el proyecto para su aprobación.

17.4.3.3 Vegetación

Se deberá proveer un proyecto de revegetación por cada zona de biorretención. El contenido mínimo de este estudio incluirá planos de vegetación, distribución y densidad de plantas, listado de plantas y sus tamaños, objetivos de cubrición de la zona de biorretención, viveros y fuentes, presupuesto y secuencia y programa de plantación, incluyendo cuidados tras la plantación y requerimientos iniciales de mantenimiento. El diseño debe ser realizado por un profesional cualificado (arquitecto paisajista, ingeniero agrónomo, botánico, biólogo o similar), que integre y entienda los objetivos y condiciones físicas de la zona de biorretención.

Las plantas son esenciales para el funcionamiento de la biorretención y para eliminar los contaminantes previstos en la escorrentía pluvial. La vegetación y sus raíces mejoran el rendimiento del sistema, mejorando la estructura del suelo y su capacidad de infiltración. Los suelos vegetales son más capaces de degradar, eliminar y mineralizar los hidrocarburos aromáticos del petróleo, microcontaminantes, pesticidas y metales pesados. Para optimizar este proceso se deberán considerar los siguientes aspectos a la hora de seleccionar y plantar la vegetación:

- Las especies seleccionadas deben ser capaces de sobrevivir en el medio filtrante con alto contenido arenoso, elevados periodos secos e inundación intermitente. Las plantas deberían estar identificadas correctamente cuando se planten.

Figura 17-9. Vista general de un área de biorretención con plantas ornamentales (NCDOT, 2014)

- Incluir como mínimo un 50% de especies que sean efectivas en la eliminación de los contaminantes objetivo. Estas plantas tienen sistemas radiculares finos y extenso que maximizan la asimilación, proveen contacto con la escorrentía

pluvial y dan soporte a una amplia comunidad microbiana. Esto requiere conocer el largo total, área y masa de las raíces.

- Las especies vegetales empleadas serán autóctonas. Las especies nativas resistentes que prosperan sin el uso de fertilizantes y pesticidas son la mejor selección.

- En las prácticas de vegetación se incluyen flores y hierbas silvestres, así como arbustos y algunos árboles si se considera adecuado por el paisajista. Incluir variedades estacionales.

- Referirse al manual "La Vegetación de la Comunidad Autónoma del País Vasco" publicado por el Gobierno Vasco para la selección de especies.

- La época del año para la plantación será en época adecuada (generalmente a finales de otoño o principios de invierno) y en parada vegetativa.

- La vegetación se zonificará según la tolerancia hídrica y las condiciones de humedad en la zona de biorretención, desde saturadas (fondo de la balsa) a relativamente secas (bermas y taludes). Si las condiciones del suelo son saturadas o se emplea la biorretención con almacenamiento de agua interno puede usarse vegetación de ribera.

- El diseño deberá espaciar las especias de forma natural, y reflejar el contexto de cada lugar, atendiendo a las comunidades vegetales próximas del entorno y al control potencial de especies invasivas.

- Cerca de puntos de entrada y salida de agua no usar plantas leñosas, deberán estar los suficientemente alejada para no interferir en el mantenimiento y funcionamiento de estructuras de pretratamiento y obras de salida.

Figura 17-10. Densidad de plantaciones en área de biorretención

- Determinados contaminantes son degradados por la exposición a los rayos UV en la superficie de la práctica, por ello una densidad no muy elevada de plantas. Las densidades tipo son de un árbol, si son incluidos en la plantación, por cada 20 metros cuadrados (5 metros separación), y una mayor densidad para arbustos y herbáceas, unos 40 cm de separación entre centros de agrupaciones herbáceas y 3 metros entre centros de agrupaciones arbustivas.

- Los árboles deberían plantarse con un al menos 1/3 de su cepellón por encima del medio filtrante salvo indicación contraria del profesional encargado del proyecto de revegetación. Se debe contemplar que los cepellones necesitan mínimo 1.2 m de profundidad para proveer suficiente volumen de suelo para la estructura radículas de los árboles maduros. Esto aplicara independientemente del espesor del medio filtrante.

- La selección de especies también puede considerar otros objetivos adicionales como incrementar el valor estético y de servicio, promover la biodiversidad y hábitats.

- La inclinación de los taludes afectará a la selección de especies y debe contemplarse. El terraplén tendrá siempre que sea posible pendientes máximas de 3H:1V. La anchura superior del terraplén debe ser de 3 metros para facilitar el acceso para el mantenimiento.

- Se deberán considerar las necesidades de mantenimiento en la selección de especies atendiendo a la frecuencia con la que la zona será atendida por las brigadas de conservación en función de su ubicación.

- Es posible que se pueda requerir riego temporal para las plantaciones de la biorretención para garantizar la supervivencia de las plantas por parte de los viveros que provean las mismas. Se usará, salvo impracticable, el aprovechamiento de aguas pluviales como suplemento de riego (ver Capítulo 23).

- En caso de uso de fundentes invernales o acopios de nieve retirados de la vía las zonas deberán plantarse con especies tolerantes a la salinidad, tipo herbáceas perennes.

- Mayores espesores del medio filtrante y un volumen de almacenamiento interno de agua son más apropiados cuando se plantan árboles en el sistema y también si la vegetación plantada es menos tolerante a la sequía. Cuanto mayor sea la superficie del sistema, más valiosa es una masa de agua permanente, ya que permite que el agua se distribuya uniformemente por debajo de todo el medio filtrante y proporciona un mejor riego para las plantas que están alejadas de la entrada.

17.4.3.4 Capa Transición

Es necesaria para evitar el lavado de los finos del medio filtrante hacia capas inferiores. Se especificará una distribución granulométrica para esta capa teniendo en cuenta las gradaciones del medio filtrante superior y la capa drenante inferior.

Su espesor será de la menos, 10 cm de profundidad y estará formada mayoritariamente por arena silícea lavada y bien graduada. Enmiendas de suelo especificadas en el medio tipo 2 (ver tabla 17-8) permitirán minimizar la liberación de nutrientes y cobre.

17.4.3.5 Capa Drenante

La capa drenante permite conducir las aguas tratadas hacia el exterior de la técnica para su descarga al medio o su evacuación hacia otra técnica SuDS de control hidráulico. Está compuesta por una zahorra drenante 20/40mm cuyas especificaciones generales cumplirán el artículo 510 del PG3 para este tipo de material (ver Capítulo 25).

La capa drenante se empleará solo en las técnicas con dren de fondo, la biorretención con infiltración total no tendrá capa drenante. Donde la K_{sat} inicial de terreno natural bajo la técnica sean inferiores a 15-30mm/h se usarán las variantes de biorretención con dren de fondo.

Si el medio filtrante drena a mayor velocidad que el terreno natural, conductividades de uno o dos órdenes de magnitud mayores (es decir, de 10 a 100 veces) se emplearan drenes de fondo. Si la conductividad hidráulica del medio filtrante saturado es inferior a 10 veces la del terreno natural la biorretención por infiltración será el método preferido.

El uso del dren de fondo y la capa drenante inferior dependen por tanto de la permeabilidad del terreno natural. Estos elementos deben cumplir los siguientes requisitos:

- La capa de material drenante deberá distribuirse en todo el largo y ancho del fondo de la balsa de biorretención. El espacio entre los ramales no debe exceder los 3 metros.

- El dren de fondo conectara a una estructura de salida para evacuarse hacia otra técnica de gestión de la escorrentía o al medio receptor.

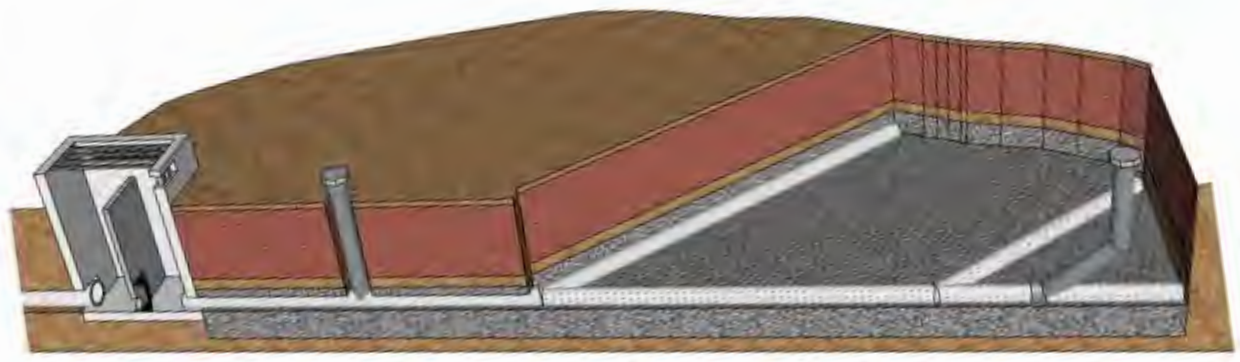


Figura 17-11. Disposición tipo del dren de fondo en la técnica

- Los ramales del drenaje deben conectarse a una única salida, siempre que sea posible, de la estructura de control de salida para minimizar las penetraciones en la estructura de salida

- Debido al riesgo de obstrucción se recomienda el uso de más de un ramal de menores dimensiones para facilitar el drenaje.

- La tubería drenante deberá ser ranurada, rígido y de plástico, el tamaño de hendidura deberá ser menor que el huso granulométrico más pequeño del material drenante para prevenir obstrucciones.

- El diámetro de la tubería drenante dependerá de la capacidad hidráulica requerida pero comúnmente será DN110/160 mm. Si las condiciones lo justifican, puede utilizarse una tubería de mayor diámetro. El flujo máximo a través del material granular puede determinarse utilizando la ley de Darcy, como se ha descrito anteriormente. Conocida la sección de paso de las ranuras de la tubería drenante se puede utilizar la ecuación de un orificio de pared delgada para evaluar si la longitud total del drenaje inferior previsto es suficiente.

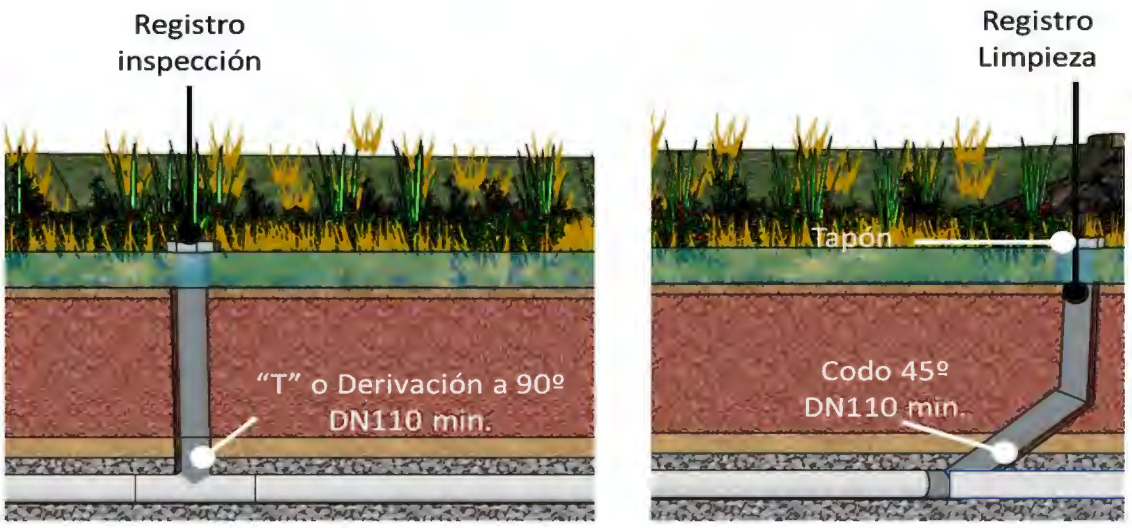


Figura 17-12. Detalle de registro de limpieza e inspección

- La tubería drenante debe tener una pendiente mínima del 0,5% hacia la estructura de control de salida. La pendiente longitudinal también limitará la capacidad hidráulica de la tubería drenante y puede ser más restrictiva que el área ranurada.

- Se deben proveer registros de limpieza como mínimo uno cada 100 m2 de área superficial. Los registros serán tuberías verticales extendidas hasta la superficie y unidas con una T o codo a 45° al dren de fondo. En su parte más alta y superficial tendrán un tapón con ventilación. Debe sobresalir por encima de la vegetación y tener una altura que minimice la entrada de agua en caso de que se retire o se dañe una tapa, quede enterrada por la acumulación de sedimentos,

y que no sea dañada por los equipos de mantenimiento. La parte superior de los registros debe ser superior a la lámina de agua más desfavorable en la técnica.

- Los tubos perforados de PVC o flexibles de PEAD ranurados no puede limpiarse correctamente con agua a presión o equipos para corte de raíces, son menos duraderos y no se recomiendan en esta técnica. Usar tubos rígidos de PEAD con interiores lisos. El uso de geotextiles alrededor del tubo no se recomienda ya que incrementa la posibilidad de obstrucción.

- Para incrementar el volumen de almacenamiento y el control hidráulico podrán usarse geoestructuras plásticas embebidas en esta capa drenante. La profundidad de la capa de drenaje vendrá determinada por el diámetro de las conducciones de drenaje, el recubrimiento mínimo de la tubería, el nivel de la salida/conexión, la pendiente del drenaje y la longitud del sistema que se está drenando, así como cualquier requisito de almacenamiento.

- El espesor total mínimo de esta capa será de 20 cm y lo habitual serán 30-50 cm. La capa de drenaje debe cubrir adecuadamente los tubos o conductos (15 cm sobre y bajo los mismos) y debe tener un grosor suficiente para garantizar que el flujo de agua a través de ella hacia las conducciones.

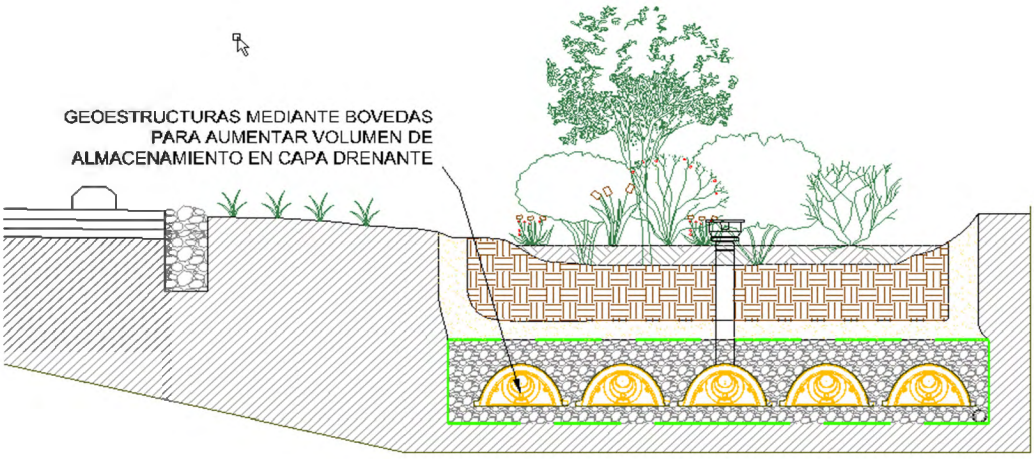


Figura 17-13. Sistema de bóvedas en capa de material drenante para aumentar volumen de almacenamiento y mejorar el control hidráulico

Se deber acreditar el contenido de huecos mínimo de la zahorra drenante en esta capa. El valor obtenido será como mínimo del 30% solicitando ensayos del material conforme a la UNE-EN 1097-3:1999 para la determinación de la densidad aparente y la porosidad.

17.4.3.6 Obra de Salida

Los elementos de rebose pueden proveerse mediante tubos verticales o estructuras de hormigón conectados al dren de fondo horizontal o mediante canales de rebose estabilizados. La coronación de la rasante hidráulica de estos elementos se diseña para

coincidir con lámina de agua máxima alcanzada en la técnica para la precipitación de diseño.

La obra de salida controla el caudal pasante evacuado y los niveles máximos de agua en la técnica. En instalaciones en línea incluirá un elemento de rebose para precipitaciones superiores a las de diseño. Ver el Capítulo 25 para descripción detallada de este dispositivo.

Es recomendable que este elemento de rebose este lo más cercano posible a la entrada de agua para que el recorrido de agua por la superficie del medio filtrante se minimice para los caudales punta asociados al transporte y evacuación de agua. Proveer elementos de disipación que prevengan la erosión del medio cuando se requiera.

El rebose también puede proveerse mediante bordillos discontinuos situados en el gradiente hidráulico inferior de la biorretención para dirigir los caudales excedentes de nuevo hacia el drenaje longitudinal de la vía.

La obra de salida y el tubo de salida pueden verse sometidos a subpresión por filtraciones o por la propia agua embalsada, este fenómeno deberá ser valorado por el proyectista; puede ser necesario añadir material para que quede lastrada e impermeabilizaciones transversales para evitar filtraciones.

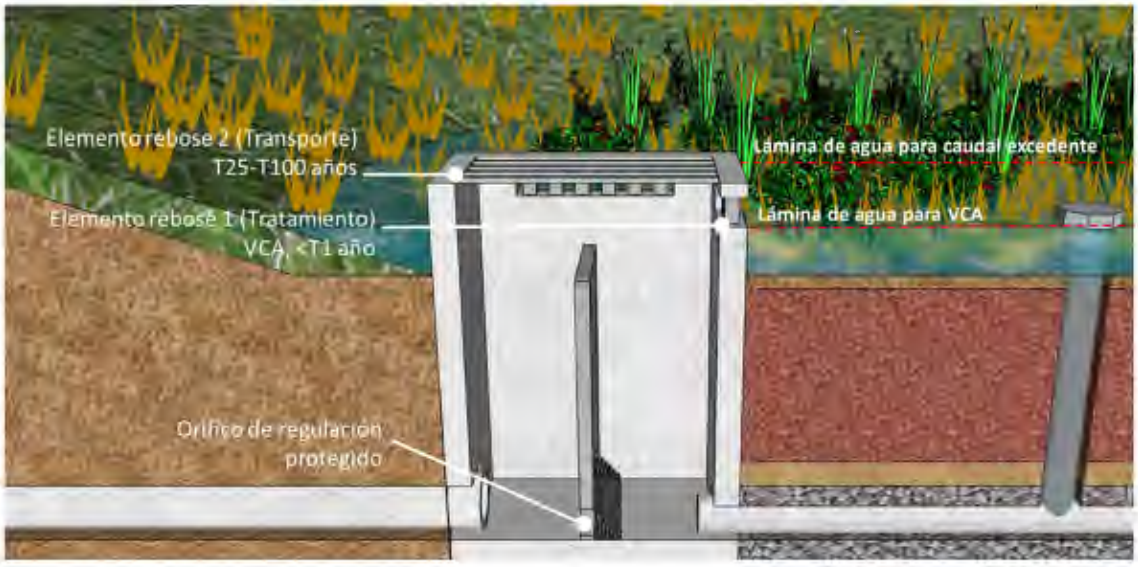


Figura 17-14. Obra de salida con elemento de rebose para evacuar los caudales de proyecto

17.4.3.7 Estructura de Reparto de Caudales

Las estructuras de reparto de caudales pueden utilizarse para instalar la técnica en paralelo, opción recomendada, y desviar la escorrentía excedente por otra vía alternativa una vez se ha almacenado el VCA en la balsa de retención o se ha superado la precipitación de diseño. Ver Capítulo 25 para descripción detallada de este elemento.

17.5 REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

En este apartado se presenta una secuencia de construcción típica de una zona de biorretención, los pasos pueden modificarse para adaptarse a las condiciones específicas del emplazamiento.
Las áreas en donde se va a construir un sistema de biorretención deben delimitarse y vallarse para evitar que el tránsito de maquinaria pesada compacte el suelo, sobre todo si se van a diseñar con infiltración al terreno.

Así mismo, la zona de emplazamiento debe protegerse de la llegada de finos o sedimentos, que puedan obstruir y reducir la capacidad de filtración de los terrenos naturales. Puede ser necesario desviar flujos de escorrentía que vayan hacia la zona de interés, o controlar el aporte de sedimentos, de forma temporal durante la fase de construcción.

17.5.1 Excavación y Preparación del Terreno

La compactación de los suelos puede provocar el fallo de la técnica, por ello es crítico minimizar la compactación del fondo y taludes de la biorretención. La excavación no debe realizarse durante las precipitaciones o con condiciones de suelo saturado de agua ya que la compactación puede alcanzar profundidades de hasta 1 m que no podrán ser restauradas.

La maquinaria debe trabajar desde el exterior de la zona de biorretención hasta su profundidad y dimensiones adecuadas. El equipo de excavación debe tener brazos con un alcance adecuado para no tener que entrar en la balsa. Maquinaria pesada con cadenas estrechas o ruedas o que pueda ejercer una presión significativa no debería permitirse sobre el fondo de la técnica.

Usar maquinaria ligera con baja presión de contacto superficial y arar o rascar el fondo de la técnica tras el perfilado hasta un mínimo de 300 mm para sanearlo. Si la maquinaria opera dentro de la ocupación de la técnica la velocidad de infiltración deberá ensayarse en campo para ser comparada con la Ksat obtenida durante la fase de diseño. En caso de cumplir los valores iniciales de ensayo de la Ksat deberá revisarse el diseño para verificar el cumplimiento de los objetivos de calidad y control hidráulico calculados en el estudio.

- Comprobar el levantamiento topográfico tras la excavación para confirmar elevaciones. Es bastante común encontrar sutiles diferencias en la nivelación del sitio, el drenaje y las elevaciones de pavimentación que pueden producir diferencias hidráulicamente importantes para la zona de biorretención propuesta. Los desvíos deberán aprobarse por la dirección de obra o corregirse convenientemente.

- Antes de la puesta del medio filtrante la rasante del terreno natural deberá estar limpia y libre de sedimentos depositados en la misma. Para ello se retirará una capa superficial 50-100 mm que serán reemplazados con medio filtrante.

17.5.2 Plan Control Erosión y Sedimentos

El control de la erosión y sedimentos es más difícil durante el perfilado y construcción. En esta fase se deberá minimizar al máximo nivel practicable la desestabilización del suelo ya que esta es la técnica más eficaz de controlar la erosión y aporte de sedimento a la escorrentía. Durante la construcción.

- Toda la zona de drenaje contribuyente habrá sido estabilizada conforme al PCTES. Puede ser necesario bloquear y desviar algunos flujos de escorrentía con el fin de proteger la zona de biorretención.
- La técnica no debería ser empleada como técnica para el PCTES (balsa de decantación o similar).
- Las entradas de agua deberían ser selladas temporalmente hasta que el medio filtrante y las plantaciones hayan sido completadas (siempre que sea posible).
- Los sistemas de pretratamiento deberán excavarse o instalarse antes de la biorretención para proteger la técnica.
- Deberá de hacerse todo lo posible durante el diseño y la construcción para prevenir la entrada de sedimentos en la técnica.

17.5.3 Puesta del Medio Filtrante

El acopio de medio filtrante se realizará en una zona impermeable adyacente o sobre una lámina de plástico. No colocar el medio filtrante si este está saturado de humedad o si el terreno natural lo estuviera.

Para conformar el medio filtrante se deben aplicar capas o tongadas de 15 cm extendidas en toda la base de la técnica de forma uniforme.

Se recomienda que antes de la instalación se cuente con todo el material requerido para completar la instalación y estabilizar los suelos descubiertos lo antes posible.

Colocar el medio desde el exterior de la técnica. Si la maquinaria debe acceder en la balsa de biorretención durante la puesta del medio filtrante cumplir las condiciones especificadas respecto a maquinaria y ensayos de infiltración en el primer apartado.

17.5.4 Verificación y Puesta en Servicio

Verificar la construcción conforme a los planos de diseño. Realizar un levantamiento de las rasantes hidráulicas, comprobar respecto a los planos constructivos.

Verificar que la cuenca aportante está completamente estabilizada antes de dirigir la escorrentía a la técnica o eliminar las medidas implementadas para el PCES.

La composición de los medios filtrante deberá verificarse mediante ensayos de laboratorio que determinen la gradación del material, la especificación del compost y la composición de la mezcla.

Se deberá realizar un ensayo de velocidad de infiltración tras la construcción conforme a los métodos establecidos en el Capítulo 7. El ensayo de velocidad de infiltración de la zanja deberá ser superior a 300 mm/h tras su construcción y antes de su encomienda y explotación.

Revisar y acordar la garantía cubierta por el proveedor de las plantaciones para establecer las condiciones bajo las cuales las plantas que mueran serán reemplazadas.

Entregar a los servicios de conservación y explotación el plan de mantenimiento incluyendo detalles de la garantía de las plantaciones, planos *as built* y las acciones y condiciones para su adecuado mantenimiento.

17.6 CONSERVACIÓN Y MANTENIMIENTO

El funcionamiento óptimo de las áreas de biorretención requiere, al igual que el resto de las técnicas, un mantenimiento rutinario para conservar su función. Los problemas más frecuentes de conservación de estas técnicas incluyen:

- Agua encharcada permanentemente en la superficie o generación de inundaciones debido a la obturación por finos, hidrocarburos o materia orgánica. Puede ocurre en las superficies, entrada, salido o dren de fondo.
- Baipás de la escorrentía debido a obturación de la entrada o definición geométrica incorrecta en taludes o fondo.
- Acumulación de basuras en la técnica.
- Cubrición vegetal insuficiente.
- Rendimientos de eliminación bajos por mala selección del medio filtrante o por establecimiento de flujos preferenciales que baipasean el mismo.

Para prevenir o minimizar estos problemas es importante que durante el diseño de la técnica se contemplen los criterios de área aportante, pretratamiento, capa drenante y medio filtrante especificados. Asimismo, es fundamental que el proyecto de plantaciones se estudie de forma detallada para minimizar el mantenimiento de la vegetación en función de las especies seleccionadas.

La experiencia ha demostrado que a pesar de que el tiempo de vaciado se fija en 48 horas, comúnmente existe una pequeña proporción de agua encharcada superficial tras este tiempo. Esta agua superficial residual puede deberse a depresiones en la técnica o agua atrapada por la propia vegetación.
En la tabla 17-9 se ofrece un resumen generalizado de las tareas de mantenimiento más comunes y su frecuencia para que sea considerado por el proyectista en la redacción del estudio.

Tabla 17-9. Necesidades de operación y mantenimiento de las áreas de biorretención

Calendario de Mantenimiento	Acción Requerida	Frecuencia Típica
Mantenimiento Regular	Retirada de basura y residuos	Mensual o la que sea necesaria
	Gestión de la vegetación y retirada de plantas molestas o invasoras. Reemplazar cualquier planta en mal estado para mantener la densidad de plantación.	Mensual (al inicio, después cuando sea necesario)
	Siega de las superficies con césped, si se ha plantado.	Trimestral
	Inspección de la superficie para identificar evidencias de erosión, crecimiento defectuoso de la vegetación, compactación, estancamientos, sedimentación y contaminación (por ejemplo, por aceites).	Semestral
	Eliminar los posibles atascos de los elementos de la zona de entrada y las zonas de baipás.	Semestral
	Podar los arbustos, si se han plantado.	Anual
	Eliminar los sedimentos en la balsa de pretratamiento y en las zonas con mayor acumulación.	Anual (si el aporte no es excesivo una vez cada 2 o 3 años)
	Comprobar el pH de los suelos de plantación para valorar el nivel de acidez.	Anual
Mantenimiento Ocasional	Repoblar zonas con crecimiento pobre de la vegetación; modificación de la tipología de plantas a otras que se adapten mejor, en caso necesario.	Cuando sea necesario
	Escarificar y fresar la capa superior del suelo para mejorar el rendimiento de la filtración; romper y extender los depósitos de limo y evitar la compactación de la superficie del suelo.	Cuando sea necesario (2 o 3 años)
	Retirar y gestionar los residuos de aceites y combustibles empleando prácticas seguras.	Cuando sea necesario
Actuaciones Correctoras	**Condición**	**Acción Correctora**
	Reparación de la erosión u otros daños por medio de resiembra, regularización del mantillo, o nuevas plantas.	Cuando sea necesario
	Corrección del pH del suelo (si el pH del suelo es inferior a 5,2, debe aplicarse piedra caliza; si el pH está por encima de 7,0 a 8,0, se puede añadir sulfato de hierro más azufre para reducir el pH.	Cuando sea necesario
	Retirar y gestionar los residuos de aceites y combustibles empleando prácticas seguras.	Cuando sea necesario
	Retirar y sustituir el medio filtrante y la vegetación.	Según se requiera, pero es probable que sea después de 20 años

Las siguientes tareas, además de las indicadas en el mantenimiento regular de la tabla, son requeridas en el primer año después de la puesta en servicio de la zona de biorretención:

- **Inspecciones iniciales.** Durante los primeros 6 meses después de la construcción el emplazamiento debe ser inspeccionado, por lo menos dos veces, después de eventos de lluvia fuertes (Lluvias que excedan 12 mm de precipitación diaria).

- **Posibles resiembras puntuales**. Las inspecciones iniciales deben buscar zonas desnudas o erosionadas en la zona de drenaje contribuyente, o alrededor, de la zona de biorretención, y asegurarse de que se estabilizan inmediatamente con una cubierta de césped, con el fin de evitar una llegada masiva de sedimentos.

- **Posibles necesidades de fertilización.** Puede ser necesaria una fertilización puntual para las plantaciones iniciales.

- **Posibles necesidades de riego.** Dependiendo de las precipitaciones, puede ser necesario regar una vez a la semana durante los dos primeros meses, y luego según sea necesario durante la primera temporada de crecimiento (abril-octubre), dependiendo de las precipitaciones.

- **Retirada y sustitución de las plantas muertas.** Dado que hasta un 10% de las plantas puede morir en el primer año, los contratos de construcción deben incluir una garantía de cuidado y sustitución para asegurar que la vegetación se arraigue adecuadamente y sobreviva durante la primera temporada de crecimiento tras la construcción.

Si el agua permanece en la superficie durante más de 48 horas después de una lluvia, puede ser necesario realizar ajustes en la nivelación o reparar el drenaje inferior. La superficie del lecho filtrante también debe comprobarse para ver si hay sedimentos acumulados después de las primeras lluvias. Hay varios métodos que pueden utilizarse para inspeccionar y rehabilitar el filtro:

- Verificar a través de registros que los desagües inferiores no están obstruidos. El objetivo de esta comprobación es ver si hay agua estancada. Si existiese en la parte superior, pero no en la capa drenante, entonces el medio filtrante esta obstruido. Si la capa drenante presenta agua estancada puede estar obstruido y requiere limpiarse.

- Eliminar los sedimentos acumulados y labrar de 5 a 8 cm de arena en las 20 a 30 cm superiores del suelo.

- Se pueden colocar “mechas de arena” (de unos 8 cm de diámetro) desde 8 cm por debajo de la superficie hasta la capa inferior del drenaje. Esto reduce los tiempos de filtración. Las “mechas de arena” pueden instalarse excavando o barrenando (con una barrena para árboles o una herramienta similar) hasta la zona de almacenamiento de grava para crear columnas verticales que luego se rellenan con un material de arena gruesa limpia de grado abierto (arena de hormigón ASTM C-33 o una mezcla de arena similar aprobada para medios de biorretención). Debe instalarse un número suficiente de drenajes del tipo “mecha” con el fin de cumplir con los tiempos de vaciado de diseño.

- Retirar y sustituir una parte o la totalidad del medio filtrante.

17.7 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

Beryani *et al.* (2023). "Performance of a gross pollutant trap-biofilter and sand filter treatment train for the removal of organic micropollutants from highway stormwater (field study)".

ARC (2001). "Georgia Stormwater Management Manual". Volume 2: Technical Handbook. State of Georgia. Atlanta Regional Commission, Atlanta.

CASQA (2003). "Stormwater best Management Practice Handbook. New development and Redevelopment". California Stormwater Quality Association. https://www.casqa.org/resources/bmp-handbooks

CIRIA (2015). "The SuDS Manual". Construction Industry Research and Information Association. London (UK). http://www.scotsnet.org.uk/documents/nrdg/ciria-report-c753-the-suds-manual-v6.pdf

FAWB (2008). "Advancing the design of stormwater biofiltration. Facility for Advancing Water Biofiltration". Monash University, Victoria, Australia. http://tinyurl.com/olyr4fz.

FHWA (1995). "Evaluation and Management of Highway Runoff Water Quality". Office of Environment and Planning, HEP-40. Revised August 1998. Federal Highway Administration. U.S. Department of Transportation. Publication No. FHWA-PD-96-032.

FHWA (2000). "Stormwater Best Management Practices in an Ultra-Urban Setting: Selection and Monitoring". Publication N0. FHWA-EP-00-002. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation. https://rosap.ntl.bts.gov/view/dot/25727

García-Haba et al. (2023). "The role of different sustainable urban drainage systems in removing microplastics from urban runoff: A review".

King County and Herrera Environmental Consultants, Inc. 2020. Bioretention media blends to improve stormwater treatment: final phase of study to develop new specifications final report. Prepared by Herrera Environmental Consultants, Inc. for King County and Stormwater Action Monitoring. January 2020.

Maryland (2007). "Bioretention Manual". Environmental Services Division, Department of Environmental Resources, The Prince George's County, Maryland. Revised December 2007. https://www.aacounty.org/departments/public-works/highways/forms-and-publications/RG_Bioretention_PG%20CO.pdf

MICROPROOF (2019). Micropollutants in Road RunOff. Efficiency of treatment systems. Deliverable 4.2. CEDR Transnational Road Research Programme Call 2016: Environmentally Sustainable Roads: Surface- and Groundwater Quality.

NCDOT (2014). "Stormwater Best Management Practices Toolbox". NCDOT BMP Toolbox v2 4/2014. Raleigh (NC, USA). NORTH CAROLINA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION.

https://connect.ncdot.gov/resources/hydro/HSPDocuments/2014_BMP_Toolbox.pdf

NE-Tennessee (2008). "Northeast Tennessee Water Quality BMP Manual". AMEC Earth & Environmental, Inc. 10239 Technology Drive. Knoxville, Tennessee 37932. https://cms1files.revize.com/morristown/Stormwater/Water%20Quality%20BMP%20Manual.pdf

Puertas, J., Suárez, J., Anta, J. (2016). "Gestión de las aguas pluviales: implicaciones en el diseño de los sistemas de saneamiento y drenaje urbano". Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas Edición digital. CEDEX. M-98. NIPO: 163160070. ISBN: 978-84-7790-583-7.

Rullander *et al.* (2023). "How effective is the retention of microplastics in horizontal flow sand filters treating stormwater?".

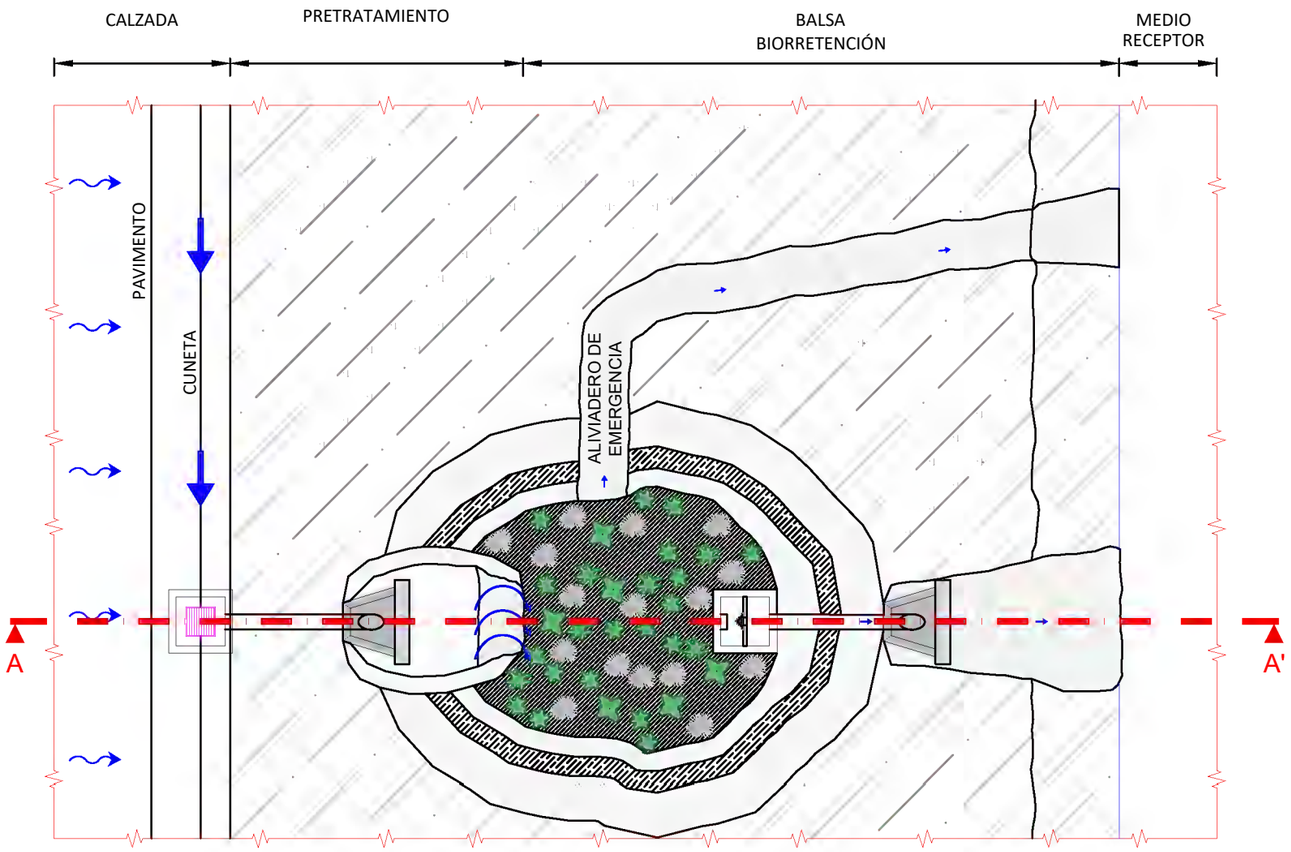
Tennessee (2014). "Tennessee Permanent Stormwater Management and Design Guidance Manual". Tennessee Department of Environment and Conservation. Division of Water Resources. First ed. Tennessee, USA. https://app.box.com/s/pdl1afehg00s1wwqa94d8qmizyptxw3i/file/25367692645

US-EPA (2004). "Storm Best Management Practices Design Guide. Volume 2: Vegetative Biofilters". U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati. US-EPA/600/R-04/121a. 194 págs.

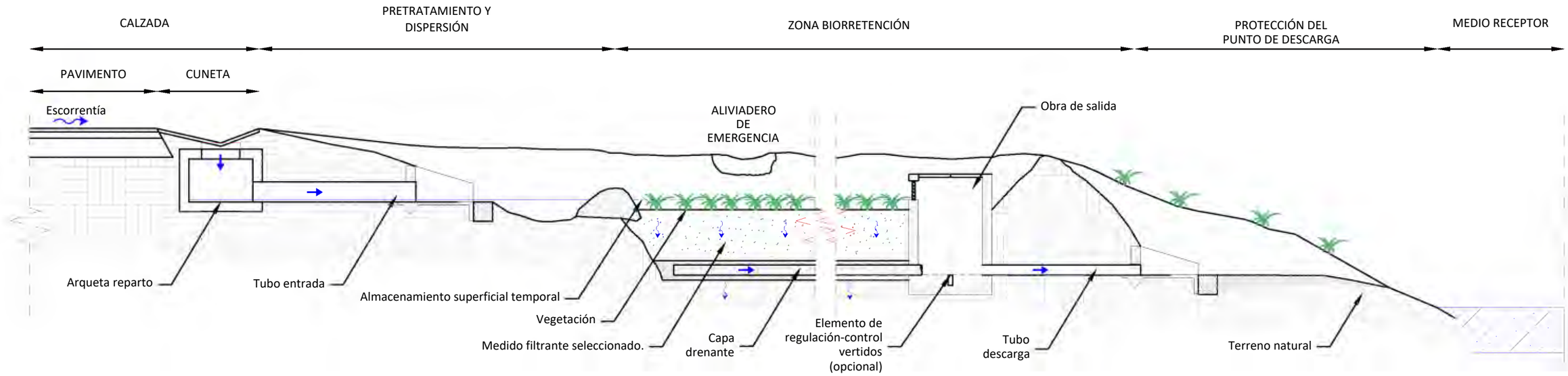
WDOE (2021). "Guidance on Using New High Performance Bioretention Soil Mixes. Water Quality Program Washington State Department of Ecology Olympia, Washington. May 2021 Publication 21-10-023.

ANEXO 1. PLANOS Y SECCIONES TIPO

PLANTA



SECCIÓN A-A'

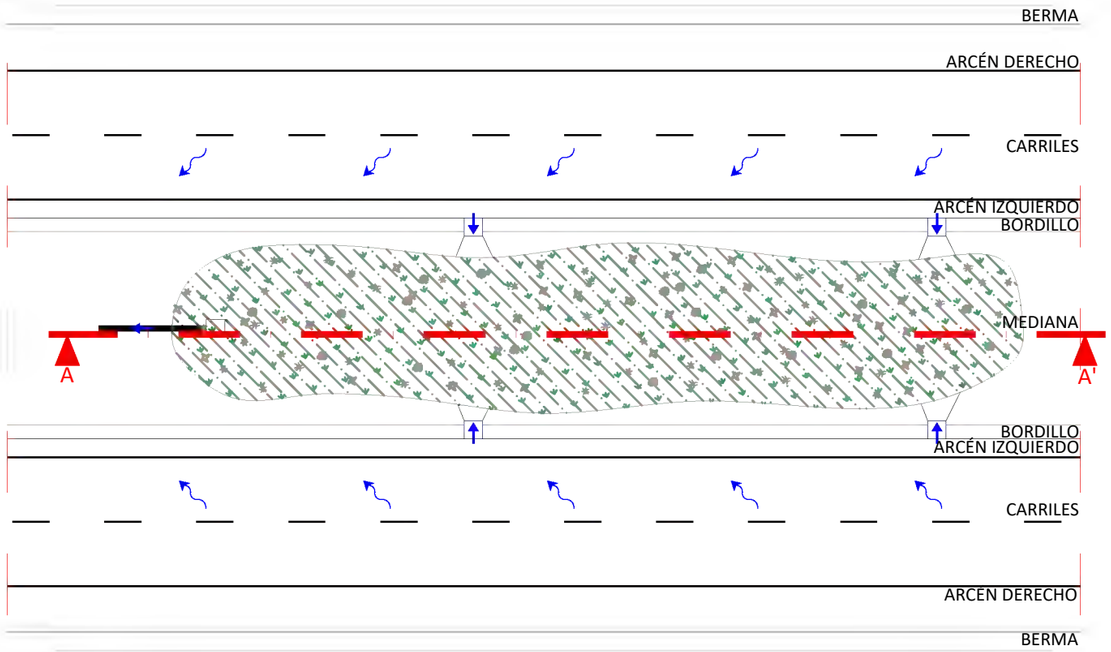


PLANO NO.:

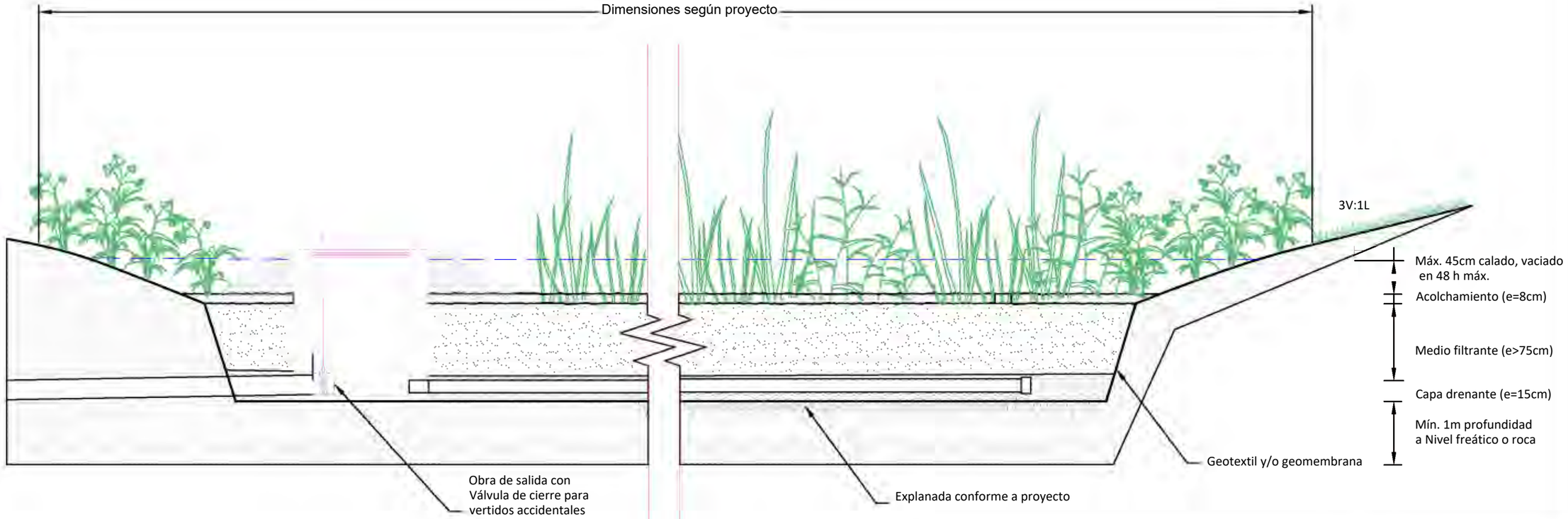
ZONA BIORRETENCIÓN CON DREN DE FONDO (TR7.2)
PLANTA Y SECCIÓN TIPO 1/5

Bizkaia
interbiak

PLANTA



SECCIÓN TIPO



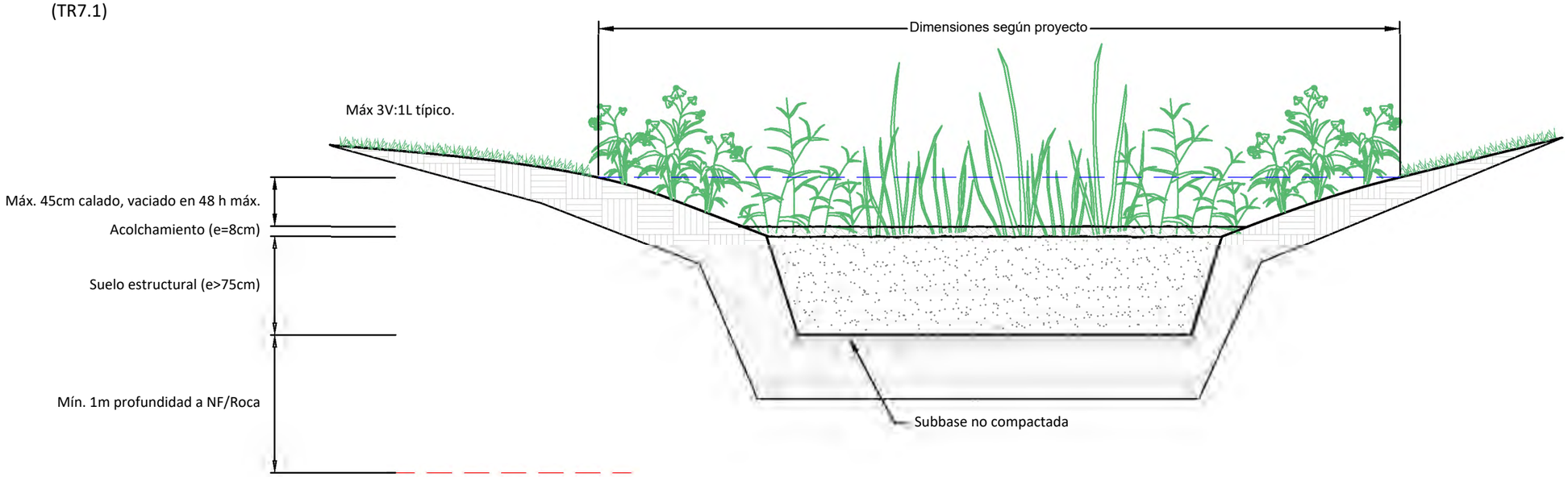
PLANO NO.:

ZONA BIORRETENCIÓN CON DREN DE FONDO (TR7.2) EN MEDIANA

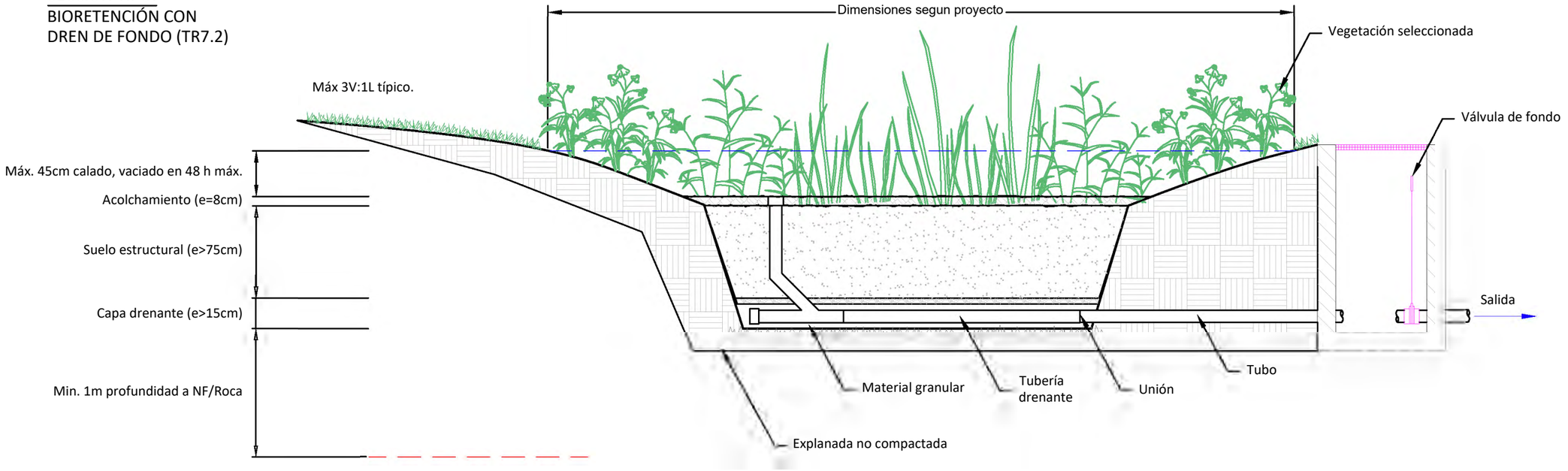
PLANTA Y SECCIÓN TIPO 2/5

Bizkaia interbiak

SECCIÓN TIPO:
BIORRETENCIÓN CON INFILTRACIÓN TOTAL (TR7.1)



SECCIÓN TIPO:
BIORETENCIÓN CON DREN DE FONDO (TR7.2)

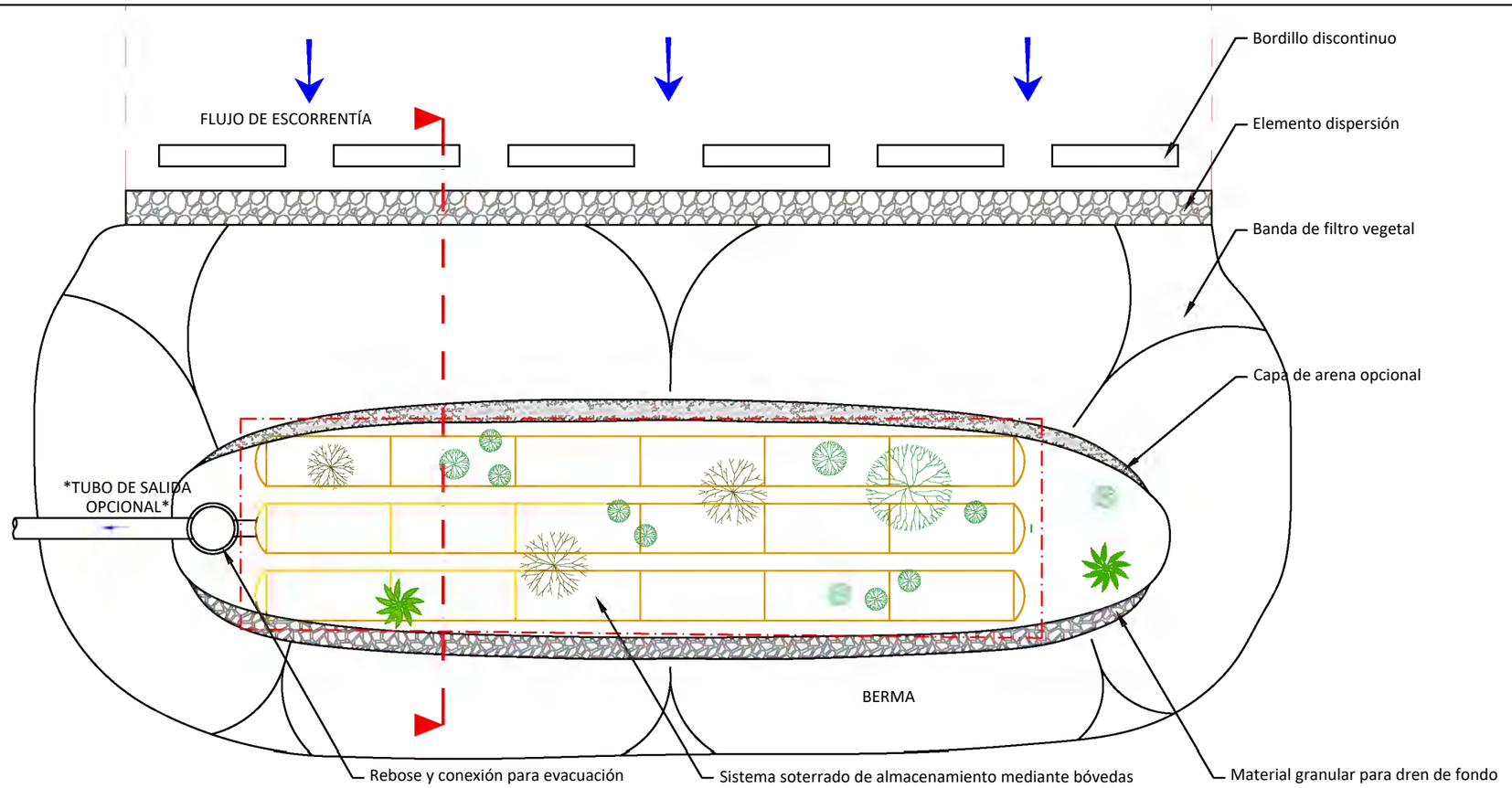


Nota:
Este detalle muestra un sistema en paralelo. Si se considera un sistema en línea el detalle debe modificarse y considerar una estructura de alivio a la máxima profundidad de agua establecida.

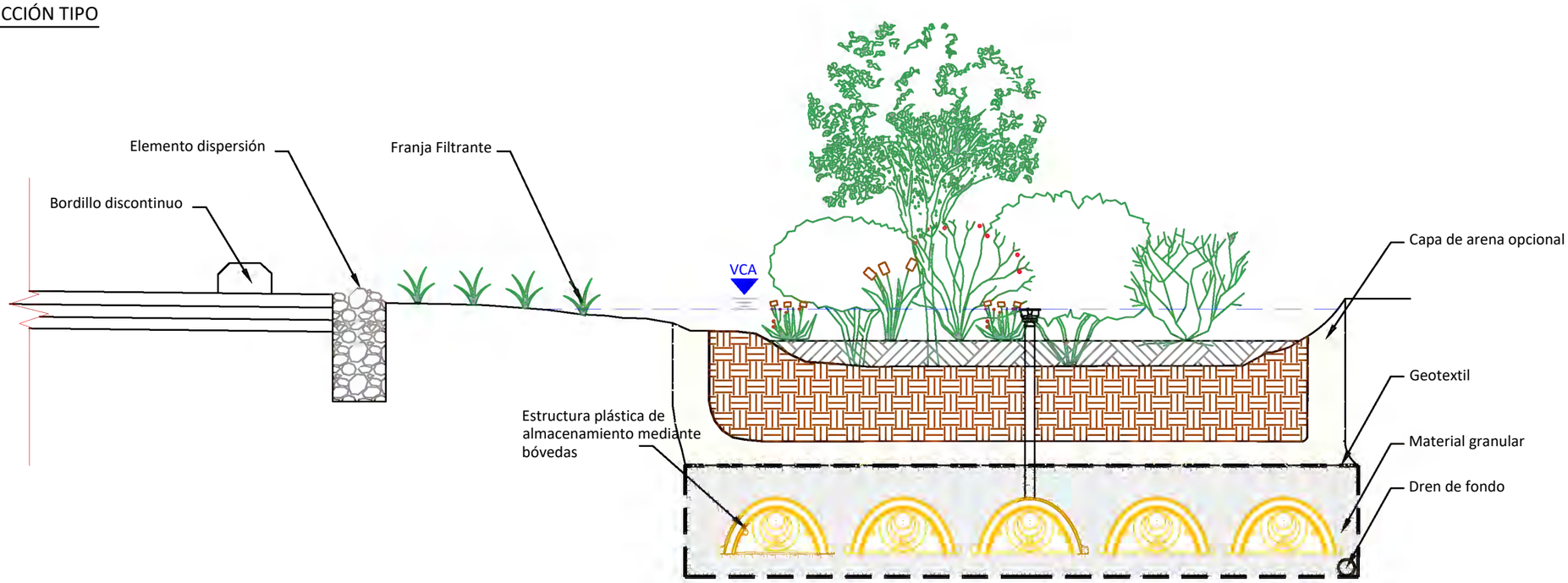
PLANO NO.:
SECCIONES TIPO ÁREAS DE BIORRETENCIÓN

Bizkaia interbiak

PLANTA TIPO



SECCIÓN TIPO



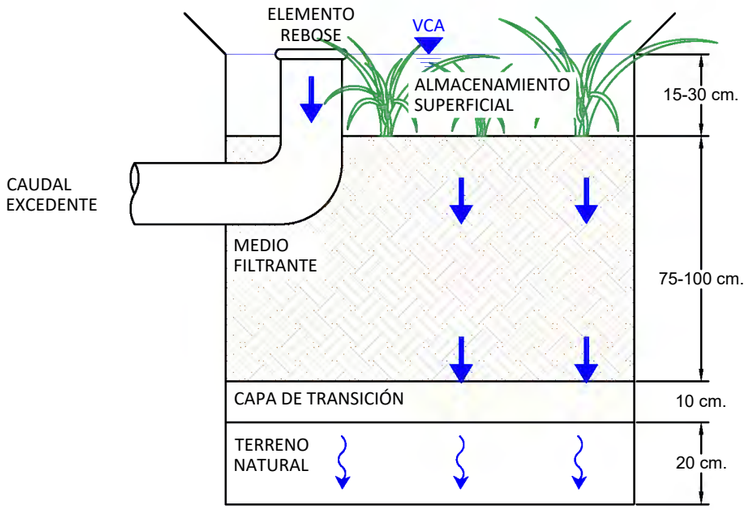
PLANO NO.:

ZONA BIORRETENCIÓN CON CONTROL HIDRÁULICO INCREMENTADO

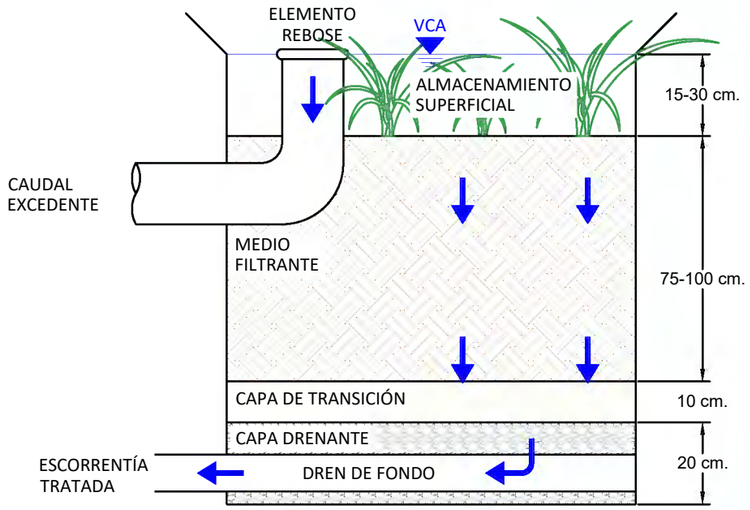
PLANTA Y SECCIÓN

Bizkaia interbiak

A. BIORRETENCIÓN CON INFILTRACIÓN TOTAL (TR.7.1)

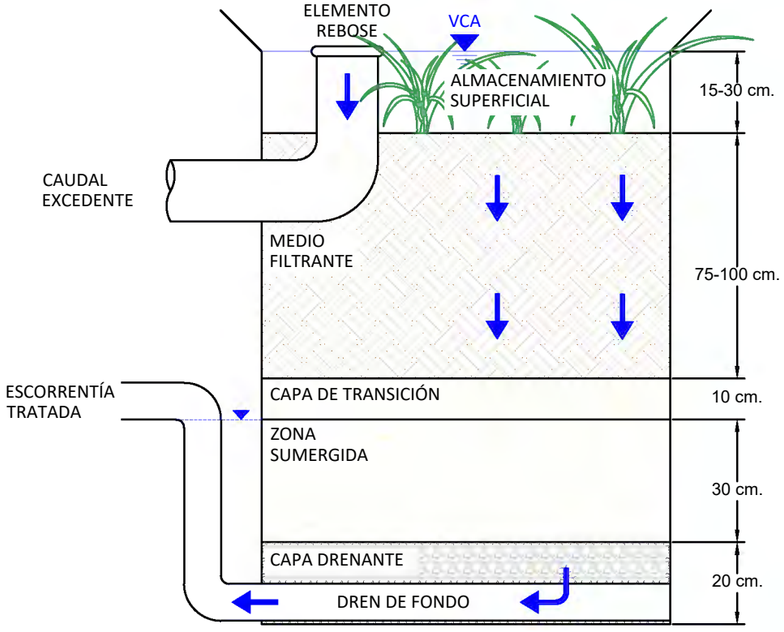


B. BIORRETENCIÓN CON DREN DE FONDO EN BASE (TR.7.2)

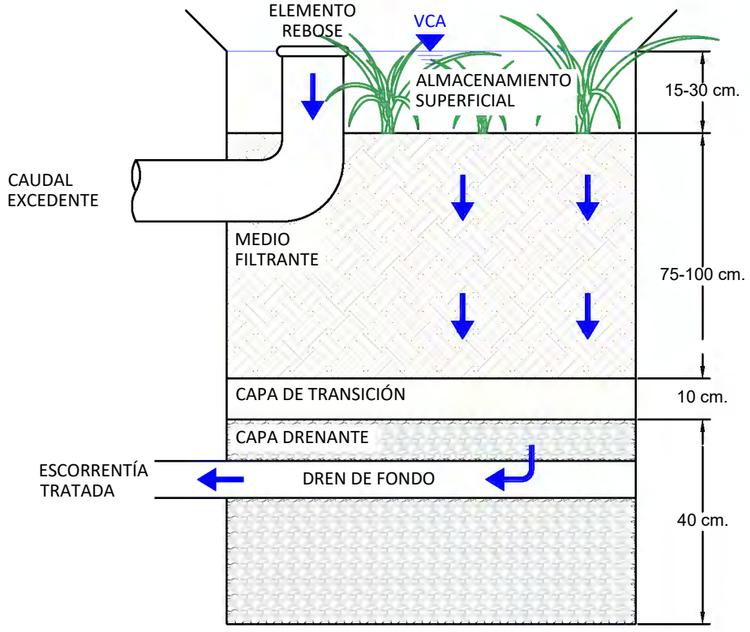


*Geomembrana en fondo y laterales para biorretención impermeable

C. BIORRETENCIÓN CON ALMACENAMIENTO AGUA INTERNO (TR.7.4)



D. BIORRETENCIÓN CON DREN DE FONDO ELEVADO (TR7.3)



PLANO NO.:

SECCIONES TIPO:

VARIANTES DE ÁREAS DE BIORETENCIÓN CON DREN DE FONDO

5/5

Bizkaia interbiak

Capítulo 18. BALSAS DE DETENCIÓN

Descripción

Infraestructura de regulación conformada por un volumen de almacenamiento superficial diseñada para proveer control hidráulico mediante la reducción de caudales punta. Esta técnica vacía completamente tras las precipitaciones.

Coste de Inversión	Coste de Mantenimiento	Vida útil
Bajo-Medio	Bajo	20-50 años

Funciones

Tratamiento	
Sólidos en suspensión	✗
Metales objetivo	✗
Microcontaminantes objetivo	✗
Vertidos accidentales*	✓
Control Volumétrico Escorrentía	
Detracción	✗
Lluvias extremas	✗
Control Caudales	
Protección hidromorfológica	✓
Prot. inundabilidad	✓

* Equipada con válvula de cierre

Beneficios y Aplicaciones

- Reducción de los caudales punta en estado urbanizado.
- Buena integración paisajística.
- Ubicaciones donde no pueda mantenerse una lámina de agua permanente.
- Puede emplearse en terrenos de baja permeabilidad.

Limitaciones

- Demanda de superficie de ocupación.
- Diques de cierre pueden ser incompatibles en zonas de flujo preferente.
- Bajos rendimientos de depuración.
- No deben construirse en zonas con niveles freáticos altos o flujos base altos.
- Usar estanque de retención como primera opción para integrar tratamiento y control hidráulico.

Mantenimiento

Siega y/o poda	✓
Vía de servicio / apartadero	✓
Equipo especializado	✗
Acceso a válvulas	✓
Formación específica	✗
Acceso camión de succión/limpieza	✓

Criterios diseño

- Almacenamiento secuencial
- Tiempo de vaciado / calado máximo
- Taludes y bermas
- Obra de salida
- Seguridad

ÍNDICE

18.1 DESCRIPCIÓN GENERAL 18-3

18.2 CAPACIDAD DE TRATAMIENTO 18-5

18.3 APLICACIONES 18-6

18.3.1 Funciones de la Técnica 18-7

18.3.1.1 Control Hidráulico 18-7

18.3.1.2 Tratamiento de Escorrentías 18-7

18.3.2 Viabilidad 18-8

18.3.3 Limitaciones 18-9

18.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO 18-9

18.4.1 Diseño Estructural y Geometría 18-11

18.4.2 Diseño Hidráulico 18-12

18.4.2.1 Limitaciones del Área Drenante 18-12

18.4.2.2 Método de Diseño 18-13

18.4.2.3 Diseño para Transporte 18-15

18.4.3 Diseño de Elementos Específicos 18-15

18.4.3.1 Tapizados y Geosintéticos 18-15

18.4.3.2 Pretratamiento y Entradas de Agua 18-16

18.4.3.3 Canal para Caudales Bajos 18-17

18.4.3.4 Obra de Salida y Elementos de Regulación 18-18

18.4.3.5 Dique de Cierre 18-19

18.4.3.6 Canal Aliviadero de Emergencia 18-22

18.4.3.7 Vegetación 18-23

18.4.3.8 Cerramientos 18-23

18.4.3.9 Protección del Punto de Descarga 18-24

18.4.3.10 Vía de Acceso y Rampas 18-24

18.4.3.11 Medidas Ambientales 18-24

18.5 REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS 18-25

18.5.1 Excavación y Preparación del Terreno 18-25

18.5.2 Control de la Erosión y Sedimentos 18-25

18.5.3 Cimiento de los Diques 18-26

18.5.4 Tubería Descarga y Obra de Salida 18-26

18.5.5 Taludes y Terraplenes 18-27

18.5.6 Verificación y Puesta en Servicio 18-28

18.6 CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN 18-28

18.7 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 18-32

ANEXO 1. PLANOS Y SECCIONES TIPO 18-35

18.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

Las balsas de detención (BD) son depósitos superficiales destinados al almacenamiento temporal de las aguas pluviales que permiten una laminación y reducción de los caudales descargados para igualarlos a los preexistentes en el proyecto. Las BD suelen emplearse en lugares donde existe espacio disponible para el almacenamiento de las escorrentías a cielo abierto, y la infiltración no es viable (baja permeabilidad, niveles freáticos elevados, etc.).

Las escorrentías pueden entrar en la balsa de detención de forma difusa por sus laterales o canalizada mediante un elemento de drenaje (colector, cuneta, etc.). La escorrentía entrante deberá ser depurada previamente por otra técnica SuDS con funciones de tratamiento.

La escorrentía pluvial comienza a llenar la balsa cuando la obra de salida limita los caudales descargados y gobierna el llenado y vaciado de la infraestructura de regulación.

Los niveles de llenado en un BD serán, por tanto, los niveles de avenida asociados a precipitaciones extremas de diseño incluidas en la MM6. Ante la ocurrencia de caudales extremos los elementos de regulación en la obra de salida se activarán, y comenzarán a ejercer la limitación de caudal llenando la balsa. El volumen de atenuación y la dimensión de la BD está generalmente asociado a la duración crítica de la precipitación extrema vinculada a un periodo de retorno de 25 años. El volumen de escorrentía detenido es liberado a un caudal controlado hasta su total vaciado y la balsa permanecerá seca entre eventos de lluvia.

Figura 18-1. Configuración típica de una balsa de detención

En una balsa de detención pueden darse ciertos niveles de evaporación e infiltración, pero su capacidad de control volumétrico de escorrentía no suele ser relevante. Cuando la capacidad de infiltración sea suficiente, y la ubicación lo permita, una balsa

de infiltración (ver Capítulo 19) será una opción con mayores funciones de control hidráulico y tratamiento.

Las BD se pueden construir bajo el terreno existente o sobre este, mediante la construcción de diques de cierre, o mediante soluciones híbridas de las opciones citadas. También se pueden construir depósitos mediante muros de hormigón armado (u otro tipo de fábricas autorizadas). Los componentes principales de una BD son los siguientes:

- **Pretratamiento**. Las balsas de detención requieren sistemas de pretratamiento previos. Una configuración habitual es el empleo de un separador hidrodinámico previo a la balsa; este deberá incluirse siempre que no se usen otras técnicas SuDS previas a la balsa de detención que provean cumplimiento con la MM5.

- **Cuerpo principal o vaso.** Depresión o embalse formado en el terreno que permite el almacenamiento temporal de escorrentía pluvial para laminar y proveer el control hidráulico de caudales punta.

Figura 18-2. Componentes principales de una balsa de detención

- **Obra de salida.** Controla la relación volumen-nivel en la BD y los caudales descargados mediante distintos elementos de regulación. La obra de salida, generalmente, se compone de una arqueta con sus órganos de gobierno (ver Capítulo 25). La obra de salida debe ser de fácil acceso y debe ubicarse en el dique o talud.

- **Dique de cierre.** Esta estructura embalsa el agua la BD al proveer suficiente/masa para que su peso y diseño retengan el volumen de almacenamiento de aguas de la balsa tras la misma. El dique debe construirse preferiblemente con materiales naturales, y debe diseñarse para ser estable e

impermeable. Cuando se ubican por encima del terreno existente deberán atender a lo recogido en las normas en materia de seguridad del Reglamento del Dominio Público Hidráulico. Su altura total debe ser inferior a 2,8 metros, y debe proveer, al menos, 30 cm de resguardo respecto a la elevación máxima del nivel de avenida.

- **Vegetación**. Las plantaciones en los taludes, y en la berma superior, son importantes para protegerlos de la erosión.

- **Vía de servicio y rampas.** Permite acceder a la obra de salida, y al vaso principal de la balsa para su mantenimiento. Los accesos pueden configurarse mediante una berma.

18.2 CAPACIDAD DE TRATAMIENTO

Las BD proveen rendimientos de eliminación de contaminantes inferiores a otras técnicas de gestión de las escorrentías. Sus rendimientos de eliminación de partículas son generalmente insuficientes para el cumplimiento del primer nivel de tratamiento establecido por INTERBIAK, reducción del 80% de los SST. Por ello, no se le asigna a esta técnica una función de tratamiento que permita cumplir la MM5.

Las BD tienes unos rendimientos medios del 40%-50% de la carga total de sólidos suspendidos (TSS) cuando se dimensionan, diseñan, construyen y mantienen de forma adecuada. Para ello requieren una detención prolongada del VCA, este debe ser descargado en periodos de más de 48 horas. Al proveer esta función el volumen de almacenamiento suele perder su función de control hidráulico.

Tabla 18-1. Rendimientos de eliminación de contaminación en balsas de detención para estudios internacionales sobre escorrentías viarias y referencia adoptada para la evaluación de riesgos

Constituyentes		Concentración Efluente [1]			Rango Rendimiento Internacional (%)	Ref. evaluación riesgos (%)[2]
		P25%	Mediana	P75%		
Constituyentes Medida Mínima 5						
SST (mg/L)		12	22	43,8	40-60%	40%
Metales	*Cobre total (µg/L)*	4,13	8,92	20,0	58	20%
	Cobre-dis (µg/L)	3,90	8,10	12,0	11	0%
	Zinc total (µg/L)	8,36	40,0	96,5	69	30%
	Zinc-dis (µg/L)	14,7	25,4	63,0	27	0%
Microconta-minantes	MP (mg/L) [4]	-	-	-	-	-
	BaP (µg/L) [4]	-	-	-	-	-
Otros						
HTP (µg/L)		-	-	-	-	-
Plomo (µg/L)		5,29	13,0	29,0	55[1]	40%
Cadmio (µg/L)		0,215	0,343	0,570	42[1]	30%

1) Fuente: *Use of the State Department of Transportation Portal to the International Stormwater BMP Database, AASHTO*, 2020. Valores de mediana para el 95% de confianza.
2) Valor a emplearse en caso de requerir una evaluación de riesgos. Solo proveerán estos rendimientos con una detención prolongada de al menos el VCA.

Las BD no promueven la infiltración al suelo, por lo que los procesos de depuración de este proceso no se producen. Pueden proveer un bajo nivel de detracción de lluvias recurrentes y por tanto reducir parcialmente la carga contaminante mediante el control volumétrico de la escorrentía.

Una de las claves para ofrecer niveles razonables de tratamiento en las balsas de detención vegetadas es la captura y gestión eficaz de los sedimentos que se van acumulando en el fondo, cuestión a la que ayuda una distribución del flujo de entrada a través de un ancho suficiente de vegetación. La incorporación de una cuneta vegetada (ver Capítulo 12) en el canal central de la balsa de detención puede proveer una función de tratamiento.

Geometrías de la balsa de detención que promuevan un flujo de agua que siga una trayectoria larga, con bajas velocidades, tiende a mejorar la capacidad de sedimentación y evitar la resuspensión del sedimento. Cuando la balsa se vacía completamente los sedimentos acumulados sufren procesos de biodegradación y descomposición fotolítica, de especial relevancia en los hidrocarburos.

18.3 APLICACIONES

Las BD suelen tener geometrías ovaladas y circulares, mejor adaptadas a las zonas de servidumbre o a zonas verdes contiguas a ciertos elementos del trazado como enlaces e intersecciones tipo glorieta. Pueden requerir mayores consumos de espacio que otras técnicas SuDS y esto debe ser considerado en su planificacion y diseño.

Figura 18-3. Balsas de detención en autopistas francesas

Las BD deben requieren suficiente carga hidráulica para poder funcionar correctamente ya que embalsan el agua entre la rasante hidraulica del proyecto y el medio receptor.

18.3.1 Funciones de la Técnica

Las BD tienen como objetivo principal laminar los caudales punta de aguas de escorrentía. No ofrecen beneficios significativos en cuanto a la reducción de los volúmenes de escorrentía y tratamiento de las aguas pluviales.

Son una buena etapa previa a otras técnicas que precisan trabajar con caudales bajos y estables.

18.3.1.1 Control Hidráulico

Las BD permiten cumplir con el Estándar de Control Hidráulico 2 de la MM6, control de caudales punta. Su capacidad de reducir los volumenes de escorrentía es muy reducida por lo que no permiten cumplir el Estándar Control Hidráulico 1.

Tabla 18-2. Funciones de control hidráulico proporcionadas por las balsas de detención

Técnica	Control Volumétrico Escorrentía		Control Caudales	
	Detracción	Lluvias Extremas	Protección Hidromorfológica	Protección Inundabilidad
BD	(1)			

(1) Requiere una justificación y evaluación para determinar su nivel de cumplimiento con los estándares de control hidráulico en el proyecto.

Las BD pueden cumplir como técnica individual con el Estándar de Control Hidráulico 2, control de caudales punta. Las condiciones del ámbito y requerimientos deben valorarse para establecer el nivel de control hidráulico requerido para el control de avenidas (ver Capítulo 6).

Las BD no permiten cumplir el estándar de Control Hidráulico 1, control volumétrico de la escorrentía, de la MM6.

El control volumétrico de escorrentías para las lluvias recurrentes no suele cumplirse con esta técnica, las pérdidas producidas por evaporación e infiltración generalmente no permiten alcanzar el valor mínimo de 5 mm. Las BD se emplean cuando no es posible infiltrar escorrentía al subsuelo por lo que este proceso de recarga es limitado.

Si existe una cubierta vegetada extensa sobre la cual discurre la escorrentía en flujo difuso, por ejemplo, una cuneta vegetada, el proyectista podrá evaluar si se cumple la detracción mínima exigida (ver Capítulo 6).

18.3.1.2 Tratamiento de Escorrentías

Las BD no cumplen con los estándares de tratamiento de las escorrentías 1 y 2, de la MM5, reducción de escorrentías pluviales y carga contaminante desde el ámbito a medio receptor para precipitaciones recurrentes, y tratamiento de las escorrentías pluviales para prevenir impactos en los medios receptores.

El proyectista debe explorar otros métodos y alternativas de tratamiento de las escorrentías para cumplir con la MM5. La inclusión de una cuneta vegetada (ver Capítulo 12) como canal para transportar las aguas en el fondo de la técnica puede proveer las funciones de tratamiento de las escorrentías requeridas.

Tabla 18-3. Funciones de tratamiento de las escorrentías proporcionadas por las balsas de detención

Técnica	Cumplimiento Nivel Tratamiento					
	Sedimentos SST	Metales Disueltos		Microcontaminantes		Vertidos Accidentales
		Cu	Zn	MP	BaP	
Balsas de detención						

Las BD permiten cumplir el Nivel 4 de tratamiento de la escorrentía, vertidos y derrames accidentales si integran una válvula de cierre en la obra de salida, que actúe como elementos de contención.

A pesar de que las balsas de detención permiten cierta eliminación de contaminantes sus rendimientos medios de eliminación de sedimentos se sitúan en torno a un 40%, y su capacidad de eliminar metales disueltos y microcontaminantes es prácticamente nula.

Tabla 18-4. Ejemplo de evaluación de la eliminación potencial de contaminantes objetivos proporcionada por las balsas de detención

Proceso Eliminación (1)	Relevancia del Proceso en las Balsas de Detención (2)	Potencial Eliminación			
		SST (3)	Cu y Zn (4)	BaP (5)	MP (6)
Adsorción al sustrato	2	2	1,5	3	2
Sedimentación	2,5	3	1,5	3	3
Degradación microbiana	1,5	1	1	1	1
Filtración	1	3	1,5	3	3
Volatilización	1	NA	NA	2	1
Fotolisis	0,75	NA	NA	3	1
Asimilación vegetal	1	NA	1	3	NA
PUNTUACION TOTAL[a]		**16,00**	**10,75**	**25,25**	**17,75**

(a) Suma de los productos del valor de relevancia de cada proceso para la técnica (columna 2) por el valor del potencial de eliminación para cada contaminante (columnas 3-6). Cuando no es aplicable (NA) el proceso para la eliminación de un contaminante no suma.

18.3.2 Viabilidad

Las BD deben implementarse junto con otras técnicas SuDS, como cunetas vegetadas y franjas filtrantes, formando una cadena de gestión de las escorrentías que permita cumplir con la MM5. Los volúmenes gestionados por las técnicas previas permitirán

generar normalmente pérdidas de escorrentía que minimizarán el volumen de almacenamiento necesario en la BD y permitirán un menor consumo de espacio.

Cuando la infiltración en el ámbito sea posible, el proyectista deberá explorar esta alternativa ya que permite una mayor función de control hidráulico (ver Capítulo 19).

18.3.3 Limitaciones

Los siguientes aspectos deben evaluarse detalladamente, ya que podrían generar un riesgo para el buen funcionamiento de la técnica y limitar su aplicación:

- Suelos permeables no son adecuados para esta técnica, se debe impermeabilizar el suelo si existen criterios ambientales o estructurales que impiden la infiltración de la escorrentía (ver Capítulo 7).

- La presencia de sustrato rocoso bajo la técnica generará permeabilidad por fisuración y mayor vulnerabilidad para las MSBT (ver Capítulo 9).. Cuando haya presencia de sustrato rocoso a menos de 1 metro de la base de la técnica se deberá impermeabilizar el fondo.

- Si tiene que usarse esta técnica en zonas kársticas debe impermeabilizarse siempre el fondo mediante un método adecuado. Estas zonas requerirán un seguimiento y vigilancia de posibles fugas que puedan generar hundimientos.

- Las balsas de detención pueden construirse en zonas con niveles freáticos altos. La presencia de nivel freático puede comprometer la función de control hidráulico si el agua entra dentro de los límites del volumen del vaso principal. También, en el diseño la solución de salida-vaciado de la balsa se debe tener en cuenta la existencia de posibles caudales base que procedan de las aguas subterráneas que afloren en superficie y lleguen a la técnica. En estos casos se dará preferencia al uso de un humedal (ver Capítulo 21).

- La construcción de esta técnica en planas inundables o zonas de flujo preferente requerirá autorización por el OC. Los diques de cierre sobre la rasante de terreno natural en estas zonas deben evitarse. La integridad de la infraestructura en la avenida de 100 años de periodo de retorno y su influencia en la misma deberán evaluarse.

- No ejecutar balsas interrumpiendo cauces o descargando a zonas húmedas inventariadas. Su inclusión en arroyos perennes o zonas húmedas puede alterar de forma importante la hidrología natural de estas zonas. No deben aplicarse en zonas donde tengan el potencial de impactar en el hidroperiodo de zonas húmedas conforme a la MM7.

18.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

El diseño detallado de la zona de una balsa de detención debe realizarse mediante el siguiente procedimiento:

1. Investigación de los criterios del ámbito.

2. Diseño estructural y geometría.

3. Diseño hidráulico:
    a. Limitaciones del área drenante.
    b. Método de diseño.
    c. Diseño para transporte.

4. Diseño de elementos específicos:
    a. Tapizados y geosintéticos.
    b. Pretratamiento y entradas de agua.
    c. Canal para caudales bajos.
    d. Obra de salida y elementos de regulación.
    e. Dique de cierre.
    f. Aliviadero de emergencia.
    g. Vegetación.
    h. Cerramientos.
    i. Protección del punto de descarga.
    j. Vía de acceso y rampas.
    k. Medidas ambientales.

La Tabla 18-5resume los criterios que deben considerarse por parte del proyectista para diseñar una balsa de detención.

Tabla 18-5. Criterio de diseño para balsas de detención

Criterio o Parámetro	Valor / Criterio
Área de balsa/Área drenante	1% - 3%
Relación Largo: Ancho (recorrido flujo)	Recomendado 3:1 para mejorar funciones de tratamiento.
Pendiente del fondo	Máx. 3% Recomendado 1% Mín. 0,5%
Pendiente de canal de caudal bajo	1% canales en hierba 0,5% en canales impermeables.
Profundidad máxima	2,4 m
Carga hidrostática	1-2 m
Altura sedimentos	No requerida
Taludes interiores sumergidos (V:H)	Mín. 1:3
Taludes exteriores (V:H)	Mín. 1:2 Recomendado 1:3
Anchura terraplenes en parte superior	3 m
Altura de terraplenes	< 2,8 metros
Resguardo	35 cm

El proyectista deberá usar la HSST para la selección de técnicas SuDS y confirmar que la técnica es candidata para el ámbito de estudio (ver Capítulo 10). Las siguientes características del ámbito deben conocerse para realizar esta evaluación: distancia al nivel freático, la IMD prevista para el nivel de servicio deseado para la vía, la existencia de acuíferos o masas de agua subterráneas vulnerables a la contaminación, el área drenante delimitada y el tipo de suelo.

18.4.1 Diseño Estructural y Geometría

Las balsas de detención se construirán con un único vaso o cuerpo. El área superficial requerida para el vaso de la balsa viene dada por el volumen de escorrentía pluvial, y la altura máxima de la lámina de agua para la duración crítica de la precipitación de diseño.

La balsa debe tener un recorrido de flujo adecuado con una relación mínima longitud/anchura de 1:2, siendo recomendable que sea igual o mayor que 1:3. Un recorrido adecuado permite mejorar la función limitada de tratamiento de esta técnica. La ocupación del Dominio Público es generalmente lo más estrecha posible por lo que la geometría de la balsa será generalmente alargada.

La geometría de la balsa y su configuración deben tener la mayor apariencia natural posible. Se recomienda el uso de balsas de forma irregulares, con taludes en tierra y con superficies vegetadas.

La profundidad máxima del vaso principal no debe exceder los 2,4 metros, salvo que el proyectista determine lo contrario. Profundidades mayores pueden aumentar la infiltración y presión sobre el fondo de la técnica, generar estratificaciones y producir condiciones anóxicas, que promueven la liberación de metales y nutrientes, y comprometer la seguridad.

Los taludes y pendientes de la balsa de detención deben cumplir con los siguientes criterios para facilitar su accesibilidad, seguridad y conservación:

- La pendiente interna longitudinal del fondo será de, al menos, un 0,5% hacia la obra de salida.

- Los taludes interiores deberían ser 1V:3H, o más horizontales salvo que se incluya un cerramiento de seguridad.

- Los taludes exteriores, por encima de la zona inundable, podrán diseñarse hasta un 1V:2H; se recomienda que sean más tendidos o que terminen en la berma de acceso. Taludes más verticales requieren un estudio geotécnico.

- La altura del talud, o muro, perimetral tendrá un máximo de 2,8 metros y proporcionará un mínimo de 35 cm de resguardo por encima de la elevación del nivel de agua de la lluvia de diseño, tanto en diseños en línea como en paralelo.

- Los taludes verticales podrán construirse si se cumplen los siguientes puntos:

    a. Deberán construirse con hormigón armado, de al menos 25N/mm^2, y ser estancos, cualquier junta deberá sellarse convenientemente.

    b. La cimentación de los muros deberá realizarse sobre terreno natural consolidado y estable y bien consolidado. No deberán construirse sobre suelos inadecuados y rellenos.

    c. Se debe colocar un cerramiento de seguridad a lo largo de la parte superior del muro.

d. Los laterales del vaso podrán realizarse en paredes de hormigón verticales si se realiza un cerramiento de seguridad en todo el perímetro y, al menos, el 30% de su perímetro se conforma con una berma vegetada con taludes 1V:6H o más horizontales.

e. Si todo el perímetro de la balsa va a estar formado por muros de contención, se deben incluir en toda la altura de los muros para aumentar la seguridad.

f. Puede construirse un canal longitudinal a lo largo del fondo de la balsa, desde la entrada hasta la salida, para transportar caudales bajos. Un canal longitudinal de aguas bajas puede ser útil cuando exista un caudal base entrando en la balsa.

Las balsas pueden requerir diques de cierre sobre la rasante de terreno natural para poder almacenar agua. Los diques de cierre deberán atender a lo recogido en las recomendaciones del RD264/2021, de 13 de abril, por el que se aprueban las normas técnicas de seguridad para las presas y sus embalses, en lo relativo a su clasificación en función del riesgo potencial que pueda derivarse de su posible rotura o funcionamiento incorrecto.

Figura 18-4. Imagen típica de una balsa de detención con taludes en hormigón (fuente: NC-DOT)

18.4.2 Diseño Hidráulico

18.4.2.1 Limitaciones del Área Drenante

El área drenante máxima a una balsa de detención no está limitada; a mayor área recibida mayor será el área de ocupación de la técnica. Generalmente, el área que drene a una balsa de detención deberá superar las 2 ha. Cuando el área drenante sea dirigida a una sola balsa de detención se deberán diseñar canales para transportar los

caudales base en la técnica. Los volúmenes de escorrentía a gestionar deben proceder prioritariamente de la plataforma viaria.

Normalmente, la superficie necesaria una balsa de detención es de, aproximadamente, 0,5% a 3% del área total de aportación (depende de la profundidad del diseño).

18.4.2.2 Método de Diseño

1. **Determinar caudales y volúmenes de atenuación.** El proyectista puede modelizar o usar la HSH para determinar los caudales y volúmenes de escorrentía pluvial en estado natural y estado urbanizado para la ADD, conforme a los requerimientos de la MM6.

   Una vez realizado el estudio hidrológico de la ADD se definen los caudales a limitar por la obra de salida de la balsa y los volúmenes de almacenamiento que deben proveerse.

   Los volúmenes de escorrentía gestionados previamente por otros SuDS deben descontarse de los volúmenes requeridos para el control hidráulico. En estos casos se recomienda que el proyectista use modelos de simulación que permitirán optimizar el diseño y dimensiones de la técnica (ver Capítulo 6).

2. **Estimar las áreas del volumen.** Para estanques de formas irregulares el volumen se calcula mediante el método del planímetro que permite determinar los volúmenes por áreas representadas a escala según la siguiente ecuación:

$$V_p = \left[\frac{h(A_1 + A_2)}{2}\right] \qquad \textit{(Ec. 20- 4)}$$

   Donde:

   V_p = volumen permanente (m^3)
   A_1= área superficial a elevación 1-plano superior (m^2)
   A_2 = área superficial a elevación 2-plano inferior (m^2)
   h = diferencia de alturas entre elevación 1 y 2 (m^2)

3. **Determinar la relación del almacenamiento secuencial (Volumen-Elevación).** La morfología del terreno o la excavación determina el volumen de atenuación disponible. Con la topografía existente determinar los volúmenes de almacenamiento a las distintas elevaciones y áreas. Considerar los taludes requeridos en la relación de alturas. Esto permite cubicar el vaso de la técnica y definir las distintas alturas/áreas de los volúmenes a integrar.

Tabla 18-6. Ejemplo de relación de las elevaciones y volúmenes para el diseño de una balsa de detención

Elevación (m)	Altura (m)	Área (m^2)	Vol. Almacenamiento (m^3)	
			Incremental	Acumulado
30	0	40	0	0
30,2	0,2	58,2	9,8	9,8
30,4	0,4	79,4	13,7	23,5
30,6	0,6	103,4	18,2	41,7
30,8	0,8	130,2	23,3	65
31	1	160	29	94
31,2	1,2	192,6	35,2	129,2
31,4	1,4	228,2	42	171,2
31,6	1,6	266,6	49,5	220,7
31,8	1,8	307,8	57,4	278,1
32	2	352	65,9	344
32,2	2,2	399	75,1	419,1
32,4	2,4	449	84,7	503,8
32,5	2,5	610	46,2	550

El almacenamiento secuencial permite cubicar la balsa de detención y definir las distintas alturas/áreas de los volúmenes a integrar. Este paso puede realizarse usando un programa de cubicación de movimiento de tierras tras realizar un primer trazado de la balsa con curvas de nivel.

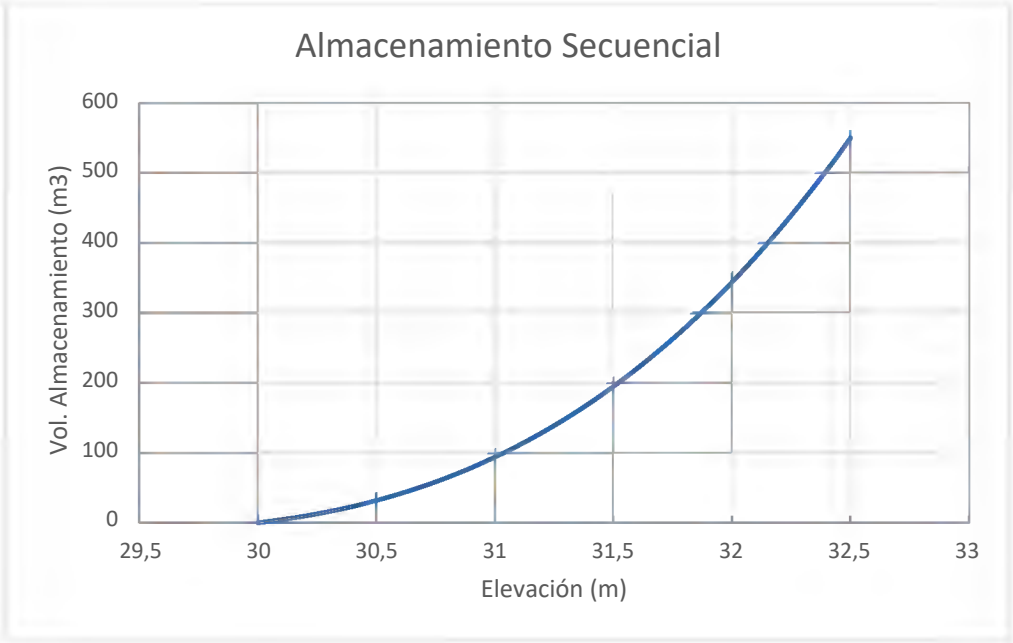


Figura 18-5. Ejemplo de curva volumen almacenado-elevación para una balsa de detención

4. **Dimensionar la obra de salida.** La obra de salida es una arqueta que integra varios elementos de regulación de caudal para controlar la descarga (ver Capítulo 25).

    a. **Primer elemento de regulación de caudal.** Dimensionar el orificio, o tubo de toma de la balsa, para limitar el caudal al valor fijado mediante la ecuación hidráulica correspondiente (ver Capítulo 25). El primer elemento se fijará para limitar la descarga al caudal medio instantáneo en el estado natural, que se corresponde con el periodo de retorno de 2,5 años asociado a una duración de 6 h, QmáxEN-T2,5años(6h). El valor de referencia para el caudal de este elemento de regulación es 4.5 L/s/ha.

    b. **Segundo elemento de regulación de caudal.** El segundo elemento se fijará para QmáxEN-T25 años con la P diaria asociada a ese mismo periodo de retorno.

    c. **Elemento de rebose .** El tercer elemento se fijará para dotar a la obra de salida de capacidad hidráulica para evacuar la avenida de T100 años aguas abajo. Puede usarse canales de alivio externos.

Se recomienda que el proyectista use un modelo hidrológico-hidráulico que tenga la capacidad de modelizar una obra de salida con varios elementos de regulación secuenciales. Normalmente se requieren varias iteraciones para cumplir con los objetivos de diseño.

18.4.2.3 Diseño para Transporte

Las balsas de detención se instalarán mayoritariamente en línea, por lo que requerirán que se diseñen adecuadamente los elementos de rebose (ver canal de alivio de emergencia y alivio principal en apartados posteriores).

Las elevaciones de la lámina de agua máximas para las avenidas asociadas a los periodos de retorno del proyecto (generalmente 100 o 500 años para el drenaje transversal), deberán ser evacuados de forma segura y dentro del resguardo de 350 mm a coronación del dique.

El canal de alivio provee una vía de evacuación para precipitaciones superiores a las de diseño para la balsa de detención y para evacuar los caudales si ocurre un bloqueo en la obra de salida.

Los diseños fuera de línea reciben la escorrentía desde una cámara, o arqueta de reparto, que dispone de un baipás que desvía los caudales superiores a las precipitaciones de diseño. Si la balsa de detención se instala en paralelo se deberá diseñar el elemento de reparto de caudales en cabecera (ver Capítulo 25).

18.4.3 Diseño de Elementos Específicos

18.4.3.1 Tapizados y Geosintéticos

Puede requerirse una capa impermeable para evitar filtraciones al terreno en caso de riesgos estructurales o de contaminación de los acuíferos vulnerables. La

impermeabilización de una balsa se realizará, generalmente, con materiales arcillosos o láminas plásticas (ver Capítulo 25).

Las geomembranas plásticas deberán ser protegidas con una doble capa de geotextil en disposición de sándwich. Los tapizados de arcilla deben conformarse en una capa inferior que los proteja de secarse y cuartearse. El grosor de la arcilla requerido para conseguir una impermeabilización completa será del menos 0,5 m y, preferiblemente, de 1 m. La permeabilidad de esta capa una vez compactada deberá ser de máximo 0,007 mm/h.

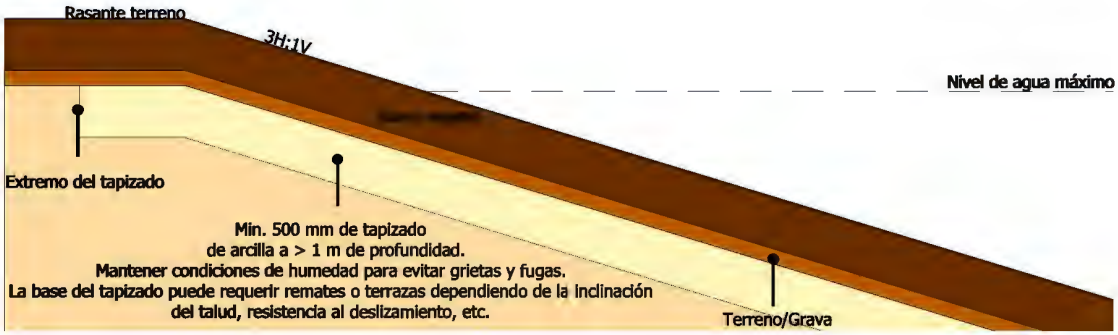


Figura 18-6. Detalles de impermeabilización con tapizado en una balsa de detención

18.4.3.2 Pretratamiento y Entradas de Agua

Todas las entradas de agua a la balsa que contribuyan a más del 10% del volumen de escorrentía entrante requieren sistemas de pretratamiento y dispersión para eliminar sedimentos y reducir la energía. Los sistemas de pretratamiento más comunes para las balsas de detención son:

- Franjas filtrantes vegetadas (ver Capítulo 11). Se extienden desde el borde del pavimento hasta el fondo de la balsa de detención.

- Sistemas patentados de tratamiento (ver Capítulo 22), separadores hidrodinámicos, y otras tecnologías aprobadas por INTERBIAK, que hayan demostrado de forma independiente su capacidad de eliminación de contaminantes.

- La entrada de agua a la balsa de detención tendrá embocaduras con aletas y escolleras para disipar la energía y prevenir obstrucciones por la vegetación.

La entrada de agua puede sumergirse parcialmente bajo la elevación de la lámina de agua en la BD para disipar la energía. El proyectista deberá verificar y comprobar la línea de energía en los colectores aguas arriba para verificar que es aceptable.

Figura 18-7. Separadores hidrodinámicos en la entrada a una balsa de detención, seguidos de canal para disipar la energía y obra de salida al fondo en esquina superior derecha

18.4.3.3 Canal para Caudales Bajos

Algunas balsas de detención pueden incorporar canales para caudales bajos. Estos canales se construyen con superficies duras (por ejemplo, hormigón) o blandas (tipo cuneta vegetada) a lo largo del fondo de las balsas de detención, para transportar caudales base a lo largo del vaso evitando la posible erosión.

Figura 18-8. Canal de aguas bajas lo largo de balsa de detención (MSWM, 2022)

Las secciones transversales del canal pueden ser trapezoidales o triangulares (es decir, zanja en V). Deben diseñarse y construirse para que los equipos y vehículos de mantenimiento los puedan atravesar.

Otros canales para aguas bajas alternativos tipo cuneta vegetada (ver Capítulo 12) pueden proveer la doble función de transporte y tratamiento de las escorrentías. Estas técnicas requerirán un elemento de dispersión (ver Capítulo 25) para las entradas de agua canalizadas.

18.4.3.4 Obra de Salida y Elementos de Regulación

La obra de salida está compuesta por una arqueta en la cual se alojan los órganos de desagüe, tomas de agua, desagües, rejillas, elementos de regulación, válvulas de cierre y tubo de salida (ver Capítulo 25).

Los aspectos de la obra de salida para una BD a los cuales debe prestarse especial atención en su diseño son:

- Su acceso debe ser seguro y cómodo para la conservación desde el talud lateral o dique de cierre. Requerirá un camino de acceso por el cual puedan circular vehículos.

- Se deben proteger los elementos de regulación con rejas de desbaste inclinadas que retengan flotantes y gruesos. La aireación de los elementos de regulación y de la obra de salida permite suministrar el aire arrastrado por el agua; es esencial para el buen funcionamiento y conservación, y para eliminar el riesgo de cavitación. Además, mejoran la aireación de la arqueta en caso de acceso a la misma.

- Se debe determinar si se requiere anclar, o lastrar, la obra de salida para contrarrestar la subpresión generada cuando la balsa alcance su mayor elevación de lámina de agua.

Figura 18-9. Tomas de agua frontales y aliviadero principal de la BD con rejillas para retención de gruesos y flotantes

- La tubería de descarga que atraviesa el talud lateral, o dique, debe incluir medidas que eviten posibles filtraciones horizontales a lo largo del dique de contención. Este aspecto es importante para garantizar la estabilidad del dique a largo plazo.

- Todas las partes metálicas deberán ser resistentes a la corrosión; no usar materiales galvanizados a no ser que sea totalmente necesario (aportan zinc a las escorrentías, en ocasiones en altas concentraciones).

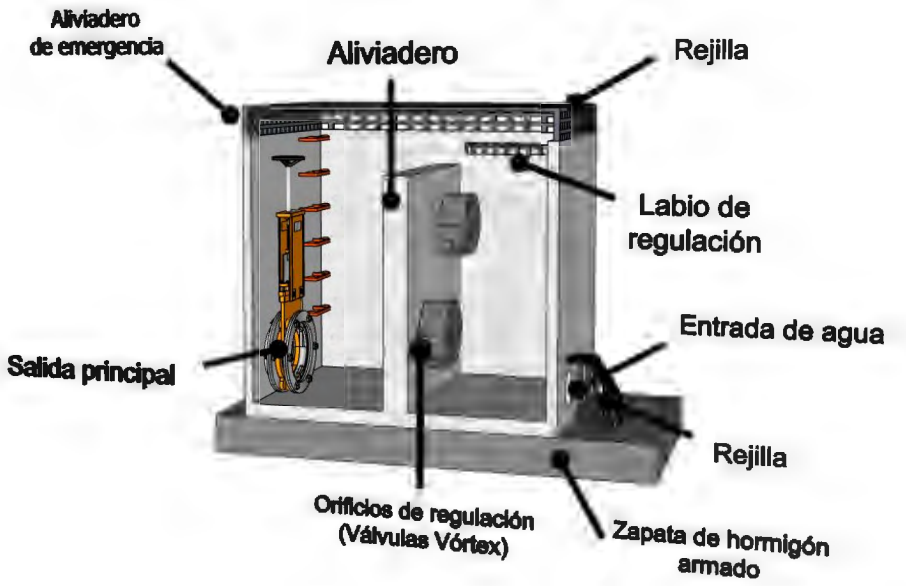


Figura 18-10. Disposición de órganos de desagüe en la obra de salida

- En las balsas de detención es una buena práctica maximizar el recorrido del flujo, por lo que la obra de salida debe ubicarse alejada de la entrada y respetando la geometría alargada de la balsa.

- Las configuraciones de los distintos elementos de regulación y su cálculo seguirán los métodos de cálculo hidráulicos siguiendo las fórmulas adecuadas a su geometría (ver Capítulo 25).

18.4.3.5 Dique de Cierre

Las balsas de detención construidas sobre el terreno natural requieren diques de cierre. Los diques de cierre necesitan suficiente masa para que su peso embalse el agua tras los mismos. Hay determinados aspectos clave de un dique de cierre que el proyectista debe considerar para diseñarlos (cimientos, anchura de coronación y taludes). Sus dimensiones determinan la masa del dique de cierre; como norma general a mayor masa del dique mayor seguridad.

Las balsas de detención, por norma general, no entrarán dentro del ámbito de aplicación del RD 9/2008, de 11 de enero, por el que se modifica el Reglamento del Dominio Público Hidráulico (Titulo VII) en su relación respecto a balsas y su altura. Su

capacidad de embalse no es superior a 100.000 m^3 y el dique de cierre no debería superar la altura de 5 m nunca.

No obstante, estas infraestructuras deberán atender a lo recogido en las recomendaciones del RD 264/2021, de 13 de abril, por el que se aprueban las normas técnicas de seguridad para las presas y sus embalses, en lo relativo a su clasificación en función del riesgo potencial que pueda derivarse de su posible rotura o funcionamiento incorrecto. Estos riesgos están asociados a daños materiales, medioambientales y pérdidas de vidas humanas por la rotura del dique de cierre. La afección a viviendas habitadas o a una vía con elevada IMD (autovía), se considerará categoría A o B, y deberá estudiar las posibilidades de afecciones en caso de rotura del dique.

La seguridad del dique de cierre en las técnicas SuDS deberá también atender a los requerimientos del OC. Por lo general el diseño de un aliviadero de emergencia, diseñado para evacuar el caudal asociado al diseño del drenaje transversal de la vía (T100/T500 años) sin alcanzar la coronación del dique, cumplirá los requisitos de seguridad relativos a presas y embalses.

La seguridad de este elemento debe estudiarse en la redacción del proyecto de construcción y mediante una correcta ejecución de la obra y control de la calidad de ejecución. Pueden consultarse las normas técnicas de seguridad para las presas y sus embalses en relación con otros requerimientos de seguridad, determinación de riesgos potenciales, evaluación de daños, escenarios extremos a considerar, estudios de propagación de onda de rotura, vigilancia de la seguridad, etc.

Para la mayoría de las BD es suficiente un simple terraplén homogéneo de tierra, generalmente construido con material excavado en la formación del vaso, debidamente compactado. Sin embargo, se debe garantizar que el dique sea competente para soportar las cargas hidrostáticas. Se deberá realizar sondeos en la zona de ocupación del dique y la obra de salida, además de en el interior la BD para:

- Determinar las características del material de la excavación y evaluar si es adecuado como material de relleno atendiendo a su permeabilidad.
- Determinar la necesidad de un cimiento del dique y su profundidad.
- Determinar la altura de diseño del dique y su impermeabilización si procede (mediante arcillas confinadas en su núcleo o similar).
- Proveer datos para el diseño de la estructura de salida (capacidad portante del suelo y subpresión).
- Evaluar perdidas por infiltración y necesidad de usar geosintéticos para impermeabilización.
- Distancias a nivel freático y sustrato rocoso.

En términos geométricos y constructivos, en los diques de cierre se deberán seguir las recomendaciones siguientes:

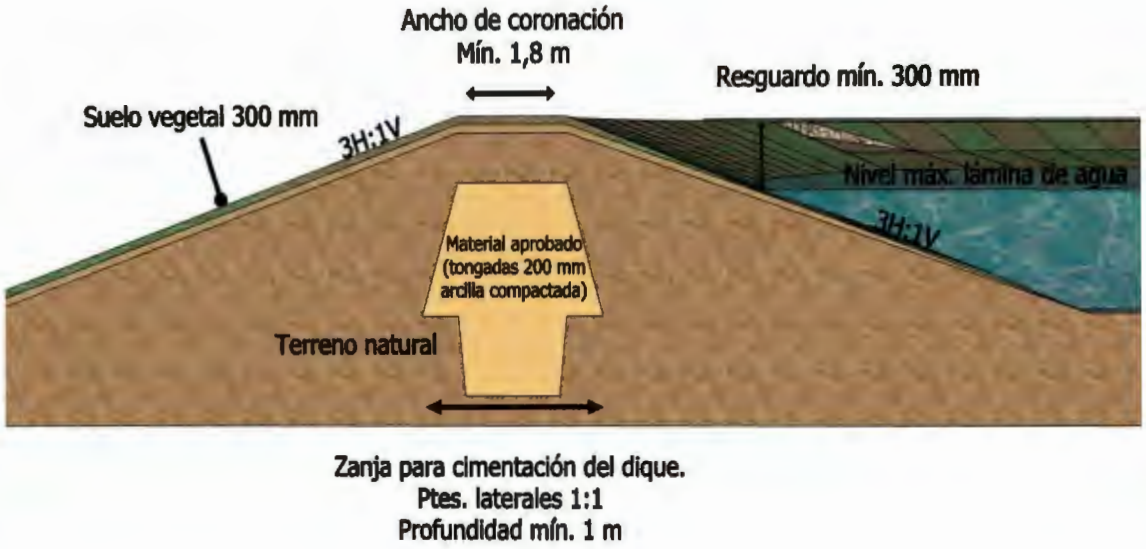


Figura 18-11. Dimensiones y materiales para el dique de cierre

- El dique se formará sobre terreno natural consolidado.
- Realizar un cimiento del dique cuando su altura sea superior a 1,2 m cuya profundidad sea, al menos, la mitad de la sección transversal de su anchura y longitud o lo especificado por el estudio geotécnico.
- La altura del dique de cierre se determina proporcionando un mínimo de 0,3 metros de resguardo entre la coronación del dique y el nivel de agua para la precipitación generalmente asociada a T100 años para el drenaje transversal de la vía.
- El terraplén debe tener menos de 3 metros de diferencia de cota entre el punto más bajo de la cimentación del talud exterior del dique de cierre y el punto más alto de la estructura resistente.
- Para diques de cierre de más de 1,8 metros de altura la anchura de coronación será de 1,8 a 3 metros, con pendientes laterales de 3:1 o más planas para facilitar el acceso para mantenimiento.

La ejecución de la obra de salida y la tubería de descarga se solapa con la construcción del dique. Lograr una buena compactación del relleno alrededor de la obra de salida es extremadamente importante ya que esta área será la más propensa a las filtraciones y fugas. La tubería de descarga que atraviesa el talud lateral o dique debe incluir medidas que garanticen la estanqueidad en el tubo de salida para reducir la posibilidad de filtraciones horizontales a lo largo del dique de contención. Este aspecto es importante cuando la elevación del agua supere los 2,5 metros, para garantizar la estabilidad del dique de cierre a largo plazo.

Para ello pueden usarse un dren de envuelta que rodee la tubería que atraviese el dique, que consiste en un relleno de material granular alrededor del tubo recogido con un geotextil adecuado. También puede envainarse la tubería de descarga en una tubería de hormigón unida a la obra de salida y envuelta en hormigón en masa. Los collares

antifiltraciones rodeando la tubería de descarga son otro método válido para controlar las filtraciones.

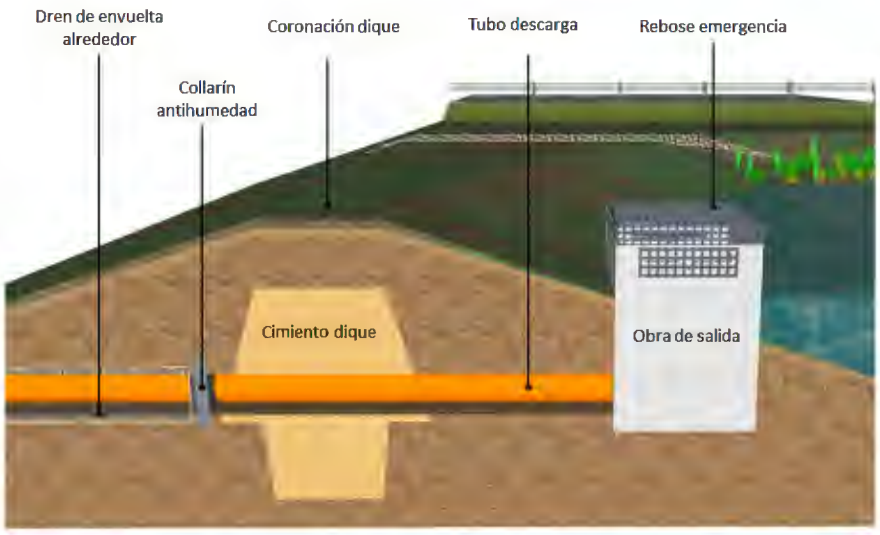


Figura 18-12. Estructuras que atraviesan el dique de cierre

18.4.3.6 Canal Aliviadero de Emergencia

Las balsas de detención deben tener preferiblemente un canal aliviadero de emergencia en paralelo. El canal aliviadero de emergencia se diseña para transportar la avenida de T100-T500 años (mismo periodo de retorno que el drenaje transversal de la vía) considerando una obstrucción total de la obra de salida.

El canal de alivio permite controlar el punto donde el caudal rebosa sobre la elevación del perímetro del vaso y transporta el flujo hacia el sistema de drenaje aguas abajo o el punto de vertido fijado. Debe de proveer un resguardo de al menos 300 mm a la coronación del dique en el momento de mayor calado.

Figura 18-13. Canal aliviadero con riprap sobre un dique de cierra (Fuente:ASCE)

El material de revestimiento utilizado en este canal debe diseñarse para permanecer estabilizado a la velocidad máxima de flujo para el caudal aliviado. Pueden usarse escolleras u otros métodos de estabilización para prevenir la erosión del canal e integrarlo en el entorno. El fondo del canal aliviadero de emergencia se debe fijar a la elevación máxima de la lámina de agua de diseño.

Otra alternativa para proveer un rebose de emergencia es integrarlo en la obra de salida conformada por la arqueta y protegida por las rejas de desbaste. En este caso la geometría de los aliviaderos y la tubería de descarga deben calcularse (ver Capítulo 6) para transportar el caudal máximo esperable de forma segura.

18.4.3.7 Vegetación

La vegetación es una parte importante de una BD. La vegetación mejora la retención de sedimentos, limita la erosión, mejora la apariencia y estabiliza las pendientes laterales.

Los taludes de la balsa de detención deben revegetarse al máximo nivel posible. Se deberá aplicar una hidrosiembra a todo el interior de la balsa de detención y a los taludes exteriores. Las superficies vegetadas poseen un mayor valor estético y, además, permiten una mayor eliminación de contaminantes de la escorrentía pluvial que el tener taludes interiores no vegetados.

Como mínimo la vegetación se realizará con hidrosiembra en todos los taludes exteriores y en el interior de los taludes por encima de la elevación máxima del agua para la avenida asociada a la MCO.

Las recomendaciones y directrices, básicas y generales, sobre plantaciones de una estanque de retención pueden aplicar en mayor o menor medida a esta técnica (Ver Capítulo 20).

18.4.3.8 Cerramientos

Los cerramientos, generalmente, no aportan valor estético, pero pueden ser requeridos para garantizar la seguridad. Cuando los taludes externos sean pronunciados (1V:2H) se requerirá un cerramiento del perímetro del recinto que evite el acceso franco. Este cerramiento puede realizarse con malla tipo rural de una altura del orden de los dos metros, cerrando perimetralmente el vaso.

Las BD construidas mediante muros de hormigón tendrán, de forma obligatoria, un cierre perimetral.

Si se requiere, usar señalizaciones en el perímetro de la técnica que prohíban el uso y acceso a la técnica. Las obras de salida deberían incluir sistemas de cierre que no permita el acceso de personal ajeno a la explotación.

18.4.3.9 Protección del Punto de Descarga

La descarga de una BD debe descargar mediante un método de disipación de la energía conveniente para no generar erosión (ver Capítulo 25).

18.4.3.10 Vía de Acceso y Rampas

Se deben proporcionar una o más vías de acceso de acceso a la obra de salida y a los componentes de la BD más relevantes para permitir la inspección y mantenimiento.

Proveer una vía de acceso para la retirada de sedimentos con una excavadora y un camión bañera. La rampa se extenderá hasta el fondo de la balsa si el área del fondo es superior a 150 m^2 (medidos sin la rampa), o terminar a una altura de 1,20 metros sobre el fondo si este tiene menos de 150 m^2 (medidos sin la rampa).

En BD grandes y profundas, asegurarse que haya acceso para un camión al fondo del vaso a través de una rampa de acceso para que los sedimentos retirados y otros materiales puedan cargarse en un camión estacionado en el fondo. En balsas pequeñas el camión puede permanecer en la rampa para cargar.

En BD pequeñas y poco profundas es posible que no se requiera una rampa hasta el fondo si la excavadora puede cargar una bañera estacionada fuera del vaso (las orugas pueden sortear las pendientes laterales del interior). Estos requisitos podrán variarse tras previo acuerdo con el centro local de conservación y explotación de la vía en función de los medios disponibles en su base.

18.4.3.11 Medidas Ambientales

Para aumentar al máximo las funciones de tratamiento de una BD vegetada, el proyectista puede diseñarlas incluyendo una pequeña lámina de agua permanente con vegetación acuática cercana a la salida, que ayude a prevenir la resuspensión de sedimentos por lluvias extremas y a mejorar la calidad de las escorrentías.

Figura 18-14. Mejora de la capacidad de tratamiento y biodiversidad en una BD mediante una lámina de agua permanente en la salida

Estas balsas de agua abiertas requieren una integración efectiva en el paisaje. El balance hidrológico para mantener la lámina de agua permanente debe considerarse en el diseño de esta zona. Una balsa efímera también puede aportar valor desde una perspectiva biológica, pero requiere una evaluación detallada por el proyectista (ver Capítulos 20 y 21).

18.5 REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

Las principales consideraciones que se deben contemplar en la construcción de la BD son su tamaño y geometría, y la formación de diques de cierre sobre el terreno, si se requieren.

Para la construcción de BD con diques de cierre deberán emplearse materiales cuyas propiedades intrínsecas, su puesta en obra y su evolución en el tiempo sean susceptibles de control. A continuación, se presenta un procedimiento constructivo tipo orientativo.

18.5.1 Excavación y Preparación del Terreno

La excavación y preparación del terreno para la BD implica:

- Desbrozar y perfilar el área donde se construirá la técnica. Plasmar en el terreno la planta de la balsa e identificar las intersecciones de los desmontes con los terraplenes.

- Después del replanteo inicial marcar profundidades de desmonte y replantear obra de salida, entrada, berma divisoria y conducción que atraviesa el dique si fuese necesario.

- Destoconar y extraer la tierra vegetal para posterior uso en revegetación de taludes y bermas. Normalmente los volúmenes excavados se compensarán con los utilizados en el dique.

- Implementar medidas del PCES y pretratamientos si los hubiera previos a la balsa.

18.5.2 Control de la Erosión y Sedimentos

El PCTES para la construcción de la balsa de detención implica:

- Durante la construcción de la BD se deberán implementar todas las medidas establecidas en el PCTES para evitar el flujo de sedimentos hacia la técnica.

- Las balsas pueden usarse durante la obra para controlar los sedimentos en las escorrentías.

- Todas las superficies expuestas de los taludes de desmonte deberán estabilizarse para no generar arrastres al interior del vaso.

18.5.3 Cimiento de los Diques

La cimentación de los diques de la BD implica:

- En balsas en terraplén, o sobre rasante del terreno natural, se requerirá ejecutar diques de cierre. El primer paso será ejecutar, si se requiere, el cimiento de dique. Este deberá ser competente para soportar las cargas una vez extraída la tierra vegetal. Si se requiere se procederá con un nuevo levantamiento y se comprobará la competencia del cimiento del dique. Se debe determinar el comportamiento esperable del terreno de cimentación y las características que se vayan a utilizar en la construcción del dique de cierre.

- Al inicio de la construcción se evitará que la superficie inicial de apoyo del cimiento sea favorable a los planos de deslizamiento del terraplén.

- Al mismo tiempo que se ejecutan los diques de cerramiento se debe ir ejecutando la tubería de descarga que atraviesa el dique, los drenes de fondo para vaciado de la balsa de pretratamiento (si se ha implementado) si no conectan con el cuerpo principal y la obra de salida, y el inicio de los diques de cierre.

18.5.4 Tubería Descarga y Obra de Salida

Durante la instalación de la tubería de salida y la construcción de la obra de salida se deberán tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Se procederá a abrir la zanja para colocación del tubo de salida. El tubo deberá envainarse, o ejecutarse con un dren de envuelta o collares antifiltraciones. Esto tiene como finalidad detener, o conducir fuera del dique, las filtraciones, neutralizando su capacidad de arrastre y evitando la tubificación a lo lago de la conducción que atraviesa el dique. La superficie exterior de los conductos que atraviesan diques son vías preferentes para el agua y por tanto para la erosión interna,

- Lograr una buena compactación del relleno de tierra alrededor de la obra de salida es fundamental para garantizar la estabilidad del dique. Esta área suele ser la parte más débil del relleno y donde muchas balsas desarrollan fugas.

- El relleno adyacente a las tuberías debe ser del tipo y la calidad que se especifica para el material de relleno adyacente. Debe ser colocado en capas horizontales de no más de 15 cm de espesor y compactado con apisonadoras manuales u otro equipo de compactación dirigido manualmente. El material debe llenar completamente todos los espacios debajo y adyacentes a la tubería.

- Se ejecutará la estructura o arqueta para la obra de salida antes de construir el dique de cierre. El relleno del trasdós se colocará en capas horizontales que no excedan de 10 cm de espesor, y se compactará con equipos o compactadores manuales. El material debe llenar completamente todos los espacios alrededor de la arqueta de salida y la tubería de descarga. Controlar la compactación de las distintas tongadas.

Figura 18-15. Arqueta de hormigón armado ejecutada in situ para formas la obra de salida

- La maquinaria pesada no deberá circular sobre la tubería que cruza el dique salvo que se haya alcanzado un recubrimiento mínimo de 0,60 metros.

18.5.5 Taludes y Terraplenes

Durante la construcción de terraplenes y taludes se deberán tener en cuenta los siguientes aspectos:

- La construcción del dique de cerramiento se realiza, generalmente, con el material excavado en la formación del vaso, al que se le pueden añadir materiales impermeables exteriores a la zona de excavación.

- El material de relleno debe tomarse de áreas de excavación designadas y aprobadas. Debe estar libre de raíces, tocones, madera, basura, piedras mayores de 15 cm u otros materiales objetables. Los materiales en la superficie exterior del terraplén deben tener la capacidad de soportar la vegetación.

- El núcleo del terraplén deberá compactarse asegurando la máxima densidad y la mínima permeabilidad. Además, el núcleo deberá colocarse al mismo tiempo que los espaldones del dique.

- El canal de alivio principal debe instalarse al mismo tiempo que se ejecuta el terraplén y no excavarse en el mismo una vez construido.

- El perfilado refinado de coronación, fondo de balsa, berma divisoria y taludes interiores, se hará con niveladora/motoniveladora y en taludes interiores y fondo será preciso aportar una capa de regularización a base de materiales finos cohesivos como tapizado (ver Capítulo 25). Se pasará el rulo liso sin vibrar.

- Se recomienda no perfilar los taludes exteriores para una mejor retención de la tierra vegetal.

- Dar las pendientes adecuadas hacia la obra de salida de la balsa.

- Las bermas intermedias en los taludes exteriores deberán tener un ancho suficiente para permitir el paso de maquinaria para su ejecución.

- El vertido de la tierra vegetal se puede realizar por volteo y extendido. Los materiales utilizados en la berma vegetada y taludes exteriores deben tener la capacidad de soportar vegetación.

18.5.6 Verificación y Puesta en Servicio

Durante la puesta la verificación de la obra y la puesta en servicio de la balsa deberán tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

- Durante la construcción de una BD la Dirección de Obra debe controlar que los materiales utilizados, los medios y métodos de construcción y las dimensiones de la técnica cumplen las previsiones del proyecto, que la maquinaria empleada resulta adecuada y que las obras se ejecutan con la calidad requerida y con los condicionantes establecidos en el proyecto.

- Verificar que la cuenca aportante está completamente estabilizada antes de dirigir la escorrentía a la técnica o eliminar las medidas implementadas para el PTCES.

- Comprobar estanqueidad de las juntas de la obra de salida con la tubería de descarga y de la propia tubería de descarga.

- Comprobar todos los elementos que participan en el llenado y vaciado de la balsa (cotas de agua de todos los elementos de regulación, reboses y aliviaderos).

- Comprobar que la berma divisoria y los muros de rebose de la obra de salida son horizontales.

- Recoger en una memoria final los detalles relevantes de la construcción, fotografías de la ejecución de los elementos relevantes (tubería que atraviesa el dique, obra de salida, núcleo de cimiento, etc.), planos "*as built*" y ensayos realizados.

18.6 CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN

Las necesidades de conservación y explotación de una BD son generalmente bajos. No obstante, las responsabilidades para su mantenimiento preventivo y correctivo deben ser claramente definidos y realizados tras la recepción de la técnica por parte del explotador. Si el mantenimiento no se realiza de forma regular la balsa de detención no conservará sus funciones de diseño.

Los problemas más comunes de conservación y explotación de las balsas de detención que reducirán su capacidad de control hidráulico incluyen:

- Exceso de sedimentos que reduce el volumen de almacenamiento.

- Obstrucción o daño de los órganos de desagüe con gruesos y flotantes. Una estructura de salida obstruida puede aumentar los niveles de agua y reducir la capacidad para atenuar y almacenar las inundaciones.

- Taludes, entradas y salidas de agua erosionados por falta de estabilización. El canal de alivio debería ser inspeccionado tras una gran avenida para comprobar su integridad estructural.

Las actividades y el programa de mantenimiento general se proporcionan en la tabla 18-7. Las siguientes tareas, además de las indicadas en la tabla, son necesarias durante el primer año después de la puesta en servicio de una BD.

- **Inspecciones iniciales.** Durante los primeros 6 meses después de la construcción, el sitio debe inspeccionarse, al menos dos veces, después de sucesos que excedan 12 mm de lluvia prestando atención a:

    1) Orificios y elementos de regulación libres de obstrucciones y funcionales.

    2) Comprobar que la balsa se vacía completamente.

    3) Comprobar que no hay erosión en los taludes.

    4) Comprobar el estado general de las plantaciones y su supervivencia.

- **Cubrición vegetal:** Garantizar que se alcanzan los objetivos de cubrición de la hidrosiembra.

- **Control de la erosión:** Los taludes de los terraplenes pueden sufrir periódicamente desprendimientos y erosión, aunque esto no debería ocurrir con frecuencia si los suelos se compactan adecuadamente durante la construcción. Para corregir los problemas puede ser necesario la revegetación.

A continuación, se realiza una revisión de aspectos generales que se deben tener en cuenta durante la fase de conservación y explotación:

- **Siega:** En diseños con terraplenes, la berma superior, los taludes laterales, el terraplén y el vertedero de emergencia de la balsa de detención deben ser segados regularmente para no favorecer el crecimiento de arbustos leñoso y controlar las malas hierbas.

- **Vaciado del pretratamiento:** Los dispositivos y técnicas aguas arriba de la balsa de detención que provean funciones de tratamiento de la escorrentía deberán revisarse y vaciarse regularmente.

- **Residuos:** Los residuos y la basura que se acumulan en el interior, y en el entorno, de la balsa de detención deben ser retirados de forma periódica. Se debe prestar especial atención a los residuos que pueden llegar a obstruir los dispositivos de regulación.

- **Eliminación de sedimentos:** La acumulación de sedimentos finos en las balsas de detención debe retirase y gestionarse de forma adecuada. Los sedimentos

acumulados deben retirase cada 3 o 5 años, o siempre que alcancen unos 200 mm de acumulación; lo que ocurra antes. El vaciado frecuente de un pretratamiento tipo separador hidrodinámico será más económico y efectivo a lo largo del mismo plazo de tiempo. Los sedimentos reducen gradualmente la capacidad de almacenamiento disponible para la gestión de las aguas de escorrentía, son antiestéticos y pueden comprometer la función de los órganos de desagüe y generar elevaciones del agua anormalmente altas.

- **Diques de cierre**: El fallo de las técnicas que embalsan agua sobre el terreno original puede causar daños y pérdidas significativas. Inspeccionar regularmente los diques de cierre en busca de señas de fallo como filtraciones o grietas.

A continuación, se presenta un listado de comprobaciones a realizar durante las inspecciones de mantenimiento:

- Medir los niveles de acumulación de sedimentos.
- Supervisar el crecimiento de la vegetación (árboles y arbustos si se han plantado) y anotar la presencia de cualquier especie vegetal invasora.
- Inspeccionar el estado de las entradas de aguas de escorrentía a la balsa para detectar daños materiales, erosión o socavones.
- Inspeccionar las orillas de los canales aguas arriba y aguas abajo para ver si hay indicios de desprendimiento, madrigueras de animales, crecimiento de árboles o erosión de barrancos que puedan socavar la integridad de los terraplenes.
- Inspeccionar el estado de los órganos de desagüe en la obra de salid en busca de evidencias de desprendimiento, fallos en las juntas, fugas, corrosión, etc.
- Inspeccionar el estado de todas las rejillas de retención de residuos, tuberías invertidas, o tubos ascendentes para ver si hay indicios de obstrucción, fugas, acumulación de residuos, etc.
- Inspeccionar los accesos de mantenimiento para asegurarse de que están libres de vegetación leñosa, y comprobar si las válvulas, arquetas y cerraduras se pueden abrir y accionar.
- Inspeccionar los taludes internos y externos de los terraplenes en busca de evidencias de cobertura vegetal escasa, erosión o desprendimiento, y realizar las reparaciones necesarias inmediatamente.

La tabla siguiente ofrece orientación sobre el tipo de requisitos operativos y de mantenimiento que pueden ser apropiados. La lista de acciones no es exhaustiva y algunas acciones pueden no ser siempre necesarias.

Tabla 18-7. Necesidades de operación y mantenimiento de las balsas de detención

Calendario de Mantenimiento	Acción Requerida	Frecuencia Típica
Mantenimiento regular	Retirada de basura y residuos.	Mensual (o la que sea necesaria) Trimestral o cuando se excede 1 m^3 por cada 100 m^2 de área de la técnica.
	Medir acumulación de sedimentos en el vaso principal.	Anual.
	Siega y poda.	Semestral (primavera-antes y otoño).
	Control de malas hierbas y especies invasoras.	Mensualmente (al principio, luego según sea necesario). Cuando la erradicación completa no sea posible cumplir con los objetivos impuestos por INTERBIAK para cada proyecto.
	Comprobar que los órganos de desagüe (tomas de agua, elementos de regulación y tuberías) están libres de bloqueos y/o daño físico.	Mensual durante la época de lluvias (Oct-Mayo), residuos y flotantes obstruyendo su sección de paso.
		Mensual en meses de crecimiento, cuando la sección de paso este parcialmente tapada por vegetación creciendo a su alrededor.
	Inspeccionar los taludes para detectar evidencias de erosión.	Estabilizar surcos de más de 150 mm con métodos adecuados.
	Inspeccionar estado del dique de cierre	Cada 2 años.
	Recoger toda la vegetación o plantas muertas antes del comienzo de la temporada de crecimiento.	Anualmente.
	Retirar los sedimentos acumulados cerca de entradas y salidas.	Anualmente y siempre que haya más de 50 mm de acumulación.
	Vaciar sistemas de pretratamiento de sedimentos y residuos.	Anualmente y siempre que haya se alcance el 70% de su capacidad de almacenamiento.
Mantenimiento ocasional	Resembrar las zonas de escaso crecimiento de la vegetación.	Si no existe más de un 90% de cubrición vegetal.
	Retirar los sedimentos del vaso principal.	Cada 3-5 años, cuando se alcancen más de 200 mm de acumulación.
	Inspeccionar tubos de tomas, tubería de entrada y tubería de descarga mediante CCTV (revisar estado de juntas).	Cada 5 años.
	Condición	**Acción Correctora**
Mantenimiento Correctivo	Asentamiento de 100 mm de cualquier parte del dique de cierre o berma divisoria.	Reparar a altura de diseño. Consultar con un ingeniero geotécnico el origen del asentamiento.
	Elementos de regulación o tubería de entrada obturadas.	Retirar obstrucción.

	Condición	Acción Correctora
Mantenimiento Correctivo	Acumulación de sedimento que alcanza 200 mm o afecta entradas y salidas.	Retirar sedimento hasta profundidad de diseño. Hidrosiembra si se requiere para controlar la erosión.
	Geosintéticos visible y tiene más de tres perforaciones superiores a 50 mm.	Reparar o reemplazar la lámina impermeable y cubrir completamente con terreno.
	Retirar arbustos o arboles creciendo en el dique de cierre que puede generar filtraciones, o en el canal de alivio reduciendo su capacidad hidráulica.	Retirar inmediatamente tras su detección. En función del tamaño de las raíces están deberán retirarse y el dique deberá ser restaurado completamente.
	Roca en escollera movida y suelo expuestos a la erosión en el canal de alivio o punto de descarga de más de medio metro cuadrado.	Reparar a diseño original.
	Presencia de derrame u otros contaminantes en la balsa.	Activar elemento de cierre notificar inmediatamente a los servicios de emergencia para su retirada.
	Plantas muertas, secas o enfermas.	Determinar el origen del problema (suelos, hidrología, plagas, etc.). Remediar el problema y/o reemplazar las plantas. Aplicar fertilizante si se requiere.

18.7 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

AASHTO (2020). "Use of the State Department of Transportation Portal to the International Stormwater BMP Database". Prt of NCHRP Project 25-25, Task 120, National Cooperative Highway Research Program. AASHTO Committee on Environment and Sustainability.
https://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/nchrp/docs/NCHRP25-25-120Report.pdf

CEDEX (2009). "Guía técnica de diseño y gestión de balsas y otros dispositivos de retención de contaminantes en carreteras. R-18". Editor CEDEX-CEHOPU. Manuales y Recomendaciones Autores: CEDEX, J. J. Rodríguez Sánchez y A. Díaz Martinez.

CALTRANS (2020). "Detention Basins. Design Guidance". California Department of Transportation HQ Division of Design. Caltrans Division of Design. Office of Hydraulics and Stormwater Design.
https://dot.ca.gov/-/media/dot-media/programs/design/documents/4_dg-detention-basins_ada.pdf

CIRIA (2015). "The SuDS Manual". Construction Industry Research and Information Association. London (UK).
http://www.scotsnet.org.uk/documents/nrdg/ciria-report-c753-the-suds-manual-v6.pdf

Claytor, R.A., Schueler, T.R. (1996). "Design of Stormwater Filtering Systems". Center for Watershed Protection. Prepared for Chesapeake Research Consortium, Inc. with supplemental funding by U.S. Environmental Protection Agency, Region 5.

FHWA (1995). "Evaluation and Management of Highway Runoff Water Quality". U.S. Departament of Transportation. Publication Nº FHWA-PD-96-032. Junio 1996. Office of Environment and Planning.

FHWA (2000), "Stormwater Best Management Practices in an Ultra-Urban Setting: Selection and Monitoring". Publication N0. FHWA-EP-00-002. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.
file:///C:/Users/Augas/Downloads/dot_25727_DS1.pdf

GEORGIA EPD (2017) "Stormwater management manual". Atlanta Regional Commission (USA).
http://documents.atlantaregional.com/gastormwater/GSMM_2016%20EDITION_FINAL_V1.pdf

MSWM (2022) "Minnesota Stormwater Manual"
https://stormwater.pca.state.mn.us/index.php?title=Main_Page

MFOM (2004) "Orden circular 17/2003. Recomendaciones para el Proyecto y construcción del drenaje subterráneo en obras de Carretera." Serie normativas. Dirección general de carreteras.
https://www.mitma.gob.es/recursos_mfom/0610200.pdf

MFOM (2019) "Norma 5.2-IC de la Instrucción de Carreteras. Drenaje superficial". BOE del 5 de junio de 2018. Serie Normativas. Ministerio de Fomento; Dirección General de Carreteras.
https://cdn.mitma.gob.es/portal-web-drupal/carreteras/52ic_fom2982016_err_fom1852017_res180326_consolidado.pdf

MOP (1963) "Instrucción DGC 7.1-IC sobre Plantaciones en la zona de servidumbre de las carreteras." BOE. 84. 8 de abril de 1963. Pg. 5908.
https://www.boe.es/boe/dias/1963/04/08/pdfs/A05908-05909.pdf

MOPT (1992). "Manual de plantaciones en el entorno de la carretera". Ministerio de Obras Públicas y Transportes. 77 pág.
https://www.mitma.es/recursos_mfom/1310100.pdf

NORTH CAROLINA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION – NCDOT (2014) "Stormwater Best Management Practices Toolbox". NCDOT BMP Toolbox v2 4/2014. Raleigh (NC, USA).
https://connect.ncdot.gov/resources/hydro/HSPDocuments/2014_BMP_Toolbox.pdf

PENNSYLVANIA (2006). "Pennsylvania Stormwater Best Management Practices Manual. Chapter 6. Structural BMPs". 363-0300-002.

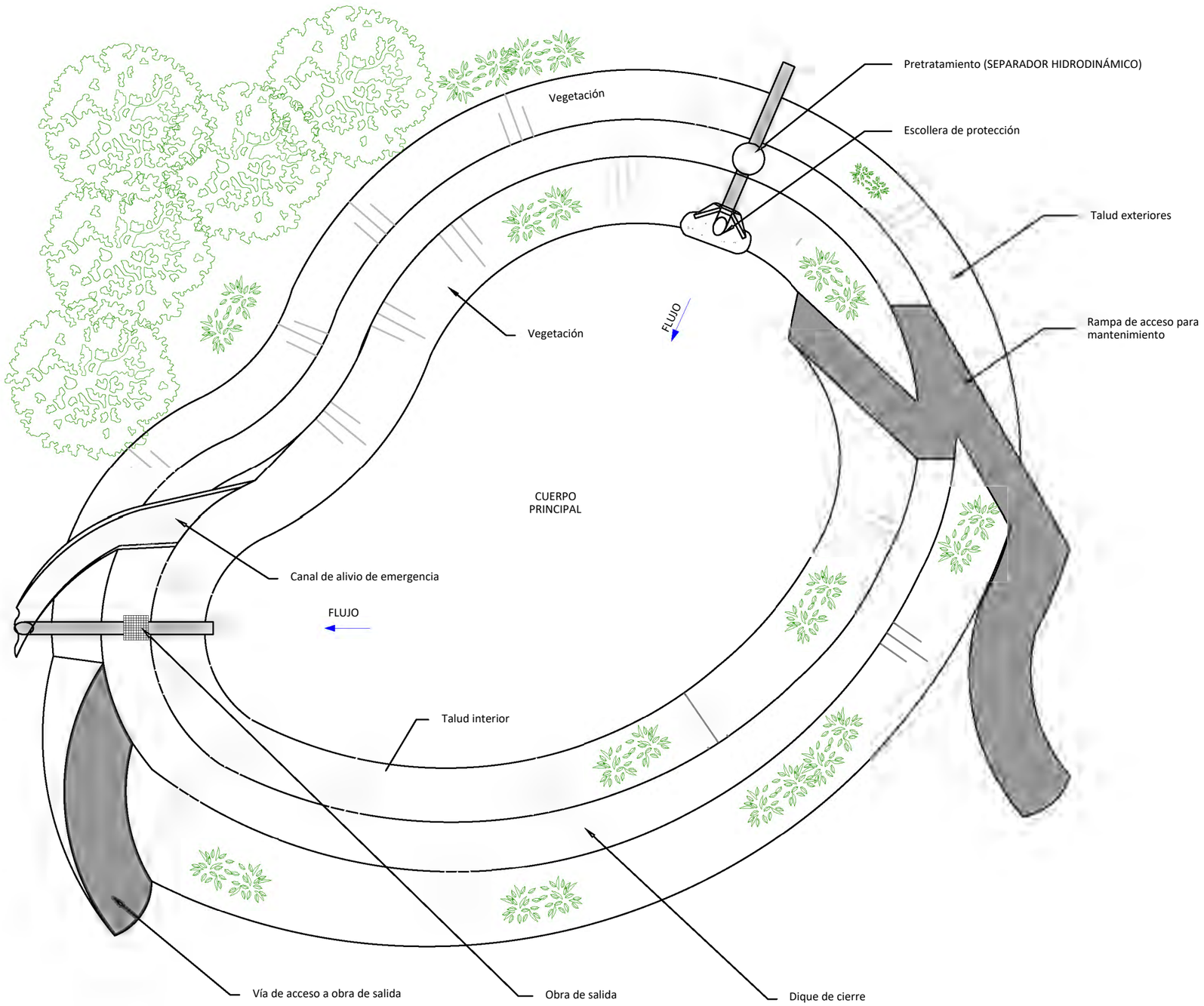
Schueler, T.R. (1987). "Controlling Urban Runoff: A Practical Manual for Planning and Designing Urban BMPs", Department of Environmental Programs, Metropolitan Washington Council of Governments, Washington, D. C.

TPSM&DGM (2014). "Tennessee Permanent Stormwater Management and Design Guidance Manual". Tennessee Department of Environment and Conservation Division of Water Resources.
https://tnpermanentstormwater.org/manual.asp

WASHINGTON DOT (2011). "Eastern Washington Steep Slope Research for Management of Highway Stormwater". WSDOT Research Report. WA-RD 771.1.
https://www.wsdot.wa.gov/research/reports/fullreports/771.1.pdf

WASHINGTON DOT (2019). "Highway Runoff Manual". Washington State Department of Transportation. Engineering and Regional Operations. Development Division, Design Office. Washington, USA.
https://wsdot.wa.gov/publications/manuals/fulltext/M31-16/highwayrunoff.pdf

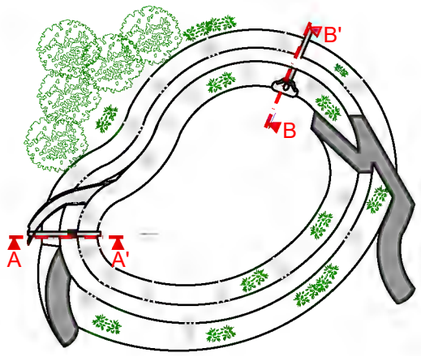
ANEXO 1. PLANOS Y SECCIONES TIPO



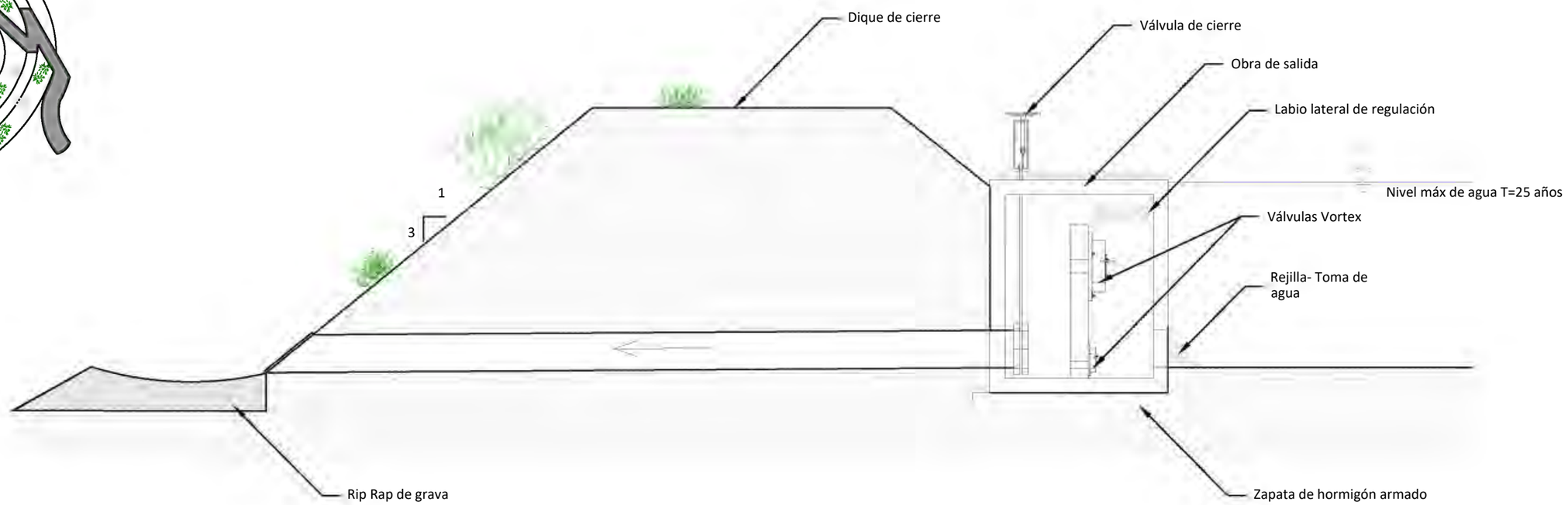
PLANO NO.:

PLANTA TIPO DE BALSA DE DETENCIÓN
(CH.11)

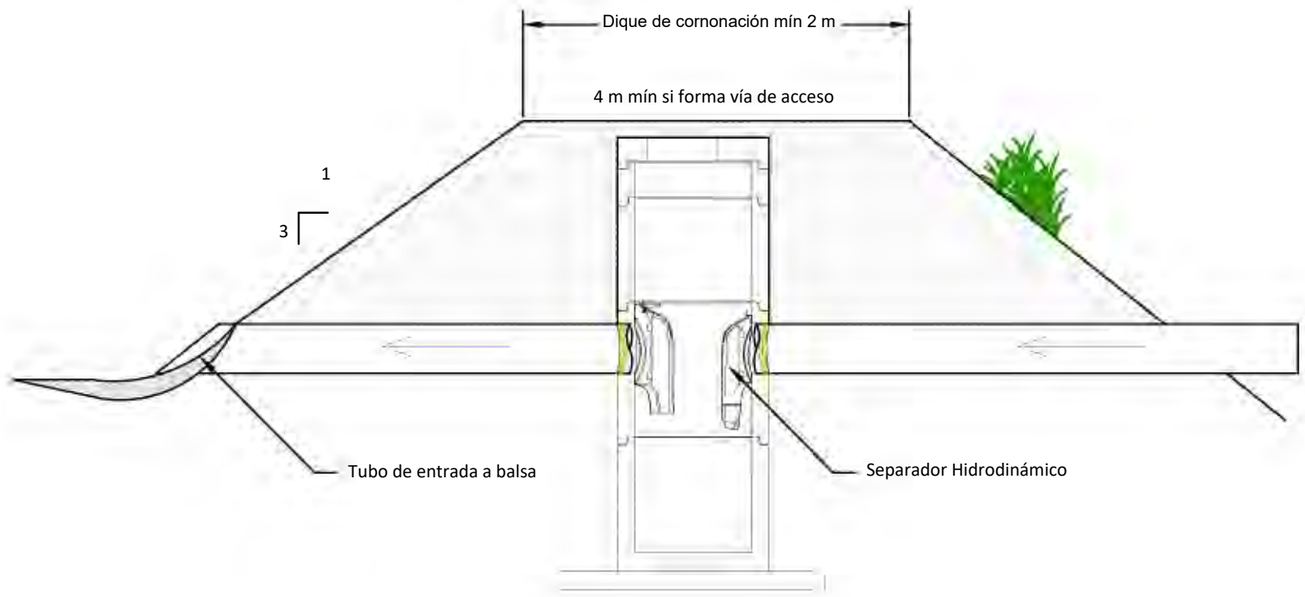
Bizkaia interbiak



SECCIÓN A-A'

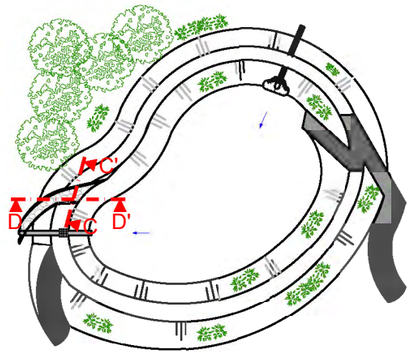


SECCIÓN B-B'



PLANO NO.:
SECCIONES TIPO OBRA DE SALIDA Y ENTRADA CON PRETRATAMIENTO

Bizkaia interbiak



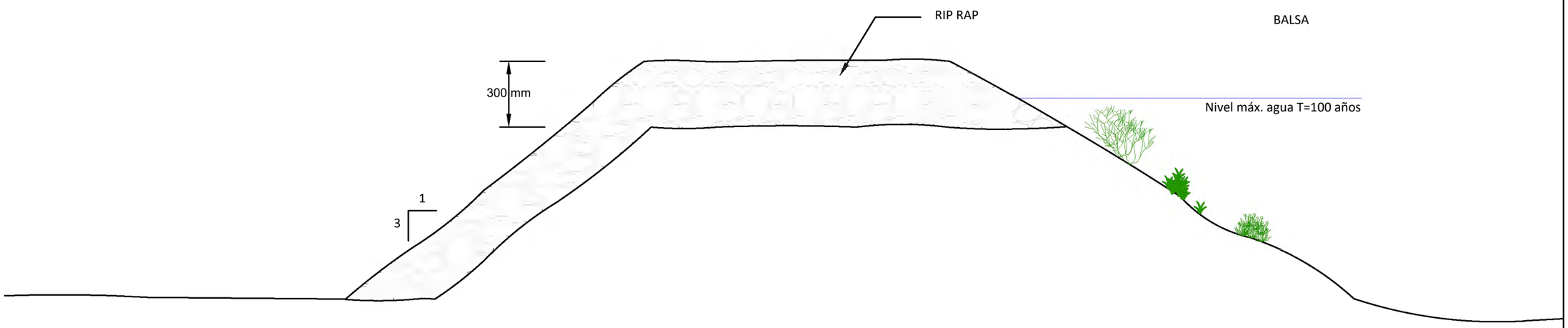
SECCIÓN C-C'

NOTAS:

1. Longitud de aliviadero (L) basada en Qt100 años para el caudal máximo desarrollado

2. Consultar el Capítulo 25 para conocer los criterios del tamaño del rip rap

SECCIÓN D-D'



PLANO NO.:

SECCIONES BALSA DE DETENCIÓN
DETALLES CANAL DE ALIVIO DE EMERGENCIA

3/3

Bizkaia interbiak

Capítulo 19. BALSAS DE INFILTRACIÓN

Descripción

Infraestructura de almacenamiento superficial diseñada para detener temporalmente la escorrentía pluvial e infiltrarla en el terreno en un periodo de tiempo máximo. Permite el control hidráulico y el tratamiento de escorrentías pluviales.

Coste de Inversión	Coste de Mantenimiento	Vida útil
Bajo-Medio	Medio	5-10 años

Funciones

Tratamiento	
Sólidos en suspensión	✓
Metales	✓
Microcontaminantes	✓
Vertidos accidentales	✗
Control Volumétrico Escorrentía	
Detracción	✓
Lluvias extremas	✓
Control Caudales	
Protección hidromorfológica	✓
Prot. inundabilidad	✓

Beneficios y Aplicaciones

La infiltración es el método preferido de control hidráulico.

Mejora de la calidad del agua mediante sedimentación, filtración, adsorción, precipitación, y degradación microbiológica.

Reducción del caudal punta y los volúmenes de escorrentía para precipitaciones extremas.

Descarga al terreno subyacente, recarga del subsuelo.

Limitaciones

Demanda gran superficie de terreno.

La tasa de infiltración mínima para funciones de control hidráulico es de 5 mm/h.

La tasa de infiltración máxima para funciones de depuración es de 50 mm/h.

Requieren pretratamientos para mantener su función de diseño.

Cumplimiento con los criterios del emplazamiento para la infiltración (nivel freático, distancias mínimas, permeabilidad, etc.).

Mantenimiento

Siega y/o poda	✓
Vía de servicio / apartadero	✓
Equipo especializado	✗
Acceso a válvulas	✗
Formación específica	✗
Acceso camión de succión/limpieza	✗

Criterios diseño

Tasa de infiltración
Tiempo de vaciado
Estudio geotécnico
Propiedades del suelo
ADD<5Ha

ÍNDICE

19.1 DESCRIPCIÓN GENERAL 19-3

19.2 CAPACIDAD DE TRATAMIENTO 19-7

19.3 APLICACIONES 19-8

19.3.1 Funciones de la Técnica 19-9

19.3.1.1 Control Hidráulico 19-9

19.3.1.2 Tratamiento de Escorrentías 19-9

19.3.2 Viabilidad 19-11

19.3.3 Limitaciones 19-11

19.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO 19-12

19.4.1 Diseño Estructural y Geometría 19-13

19.4.2 Diseño Hidráulico 19-14

19.4.2.1 Limitaciones del Área Drenante 19-14

19.4.2.2 Método de Diseño 19-14

19.4.2.3 Diseño para Transporte 19-16

19.5 DISEÑO DE ELEMENTOS ESPECÍFICOS 19-16

19.5.1 Capa de Protección, Tapizados y Geosintéticos 19-16

19.5.2 Pretratamiento y Entradas de Agua 19-16

19.5.3 Obra de Salida 19-16

19.5.4 Dique de Cierre 19-17

19.5.5 Vegetación 19-17

19.5.6 Cerramientos 19-18

19.5.7 Protección del Punto de Descarga 19-18

19.5.8 Vía de Acceso y Rampas 19-18

19.6 REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS 19-18

19.7 CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN 19-19

19.8 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 19-20

ANEXO 1. PLANOS Y SECCIONES TIPO 19-23

19.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

Las balsas de infiltración (BI) son técnicas superficiales, naturales o construidas, que capturan, embalsan e infiltran en un periodo de tiempo aceptable la lluvia de diseño en el terreno. El agua infiltrada puede tener distintos destinos, recarga de aguas subterráneas, descarga a través de un drenaje inferior (si procede) y transpiración. Los procesos de infiltración proporcionan dos funciones fundamentales en la gestión de las aguas pluviales: el control volumétrico y el tratamiento de la escorrentía. Estas funciones pueden reducir los contaminantes de las aguas pluviales, aumentar la recarga de las aguas subterráneas, disminuir los caudales máximos de escorrentía, y reducir el volumen de escorrentía descargado a las aguas superficiales en el proyecto.

La descarga principal de una BI es la infiltración en el subsuelo. Suelen disponer de una obra de salida o canal de alivio, para evacuar de forma controlada el exceso de escorrentía que no pueda ser infiltrado al subsuelo. Las BI deben vaciar completamente en un periodo máximo de 48 horas para mantener su función de control hidráulico entre eventos de lluvia.

Las tasas de infiltración en la BI deben ser lo suficientemente bajas como para favorecer la retención y el tratamiento de contaminantes y nutrientes, y lo suficientemente elevadas como para evitar periodos prolongados de agua estancada y el establecimiento de condiciones anaeróbicas. La velocidad a la que el agua se infiltrará en el suelo depende de las características texturales del perfil del suelo, del estado de la superficie del suelo, y del contenido inicial de humedad en el perfil del suelo en el momento de la infiltración. Las características texturales del suelo determinan su conductividad hidráulica saturada y sus características de retención o almacenamiento de agua.

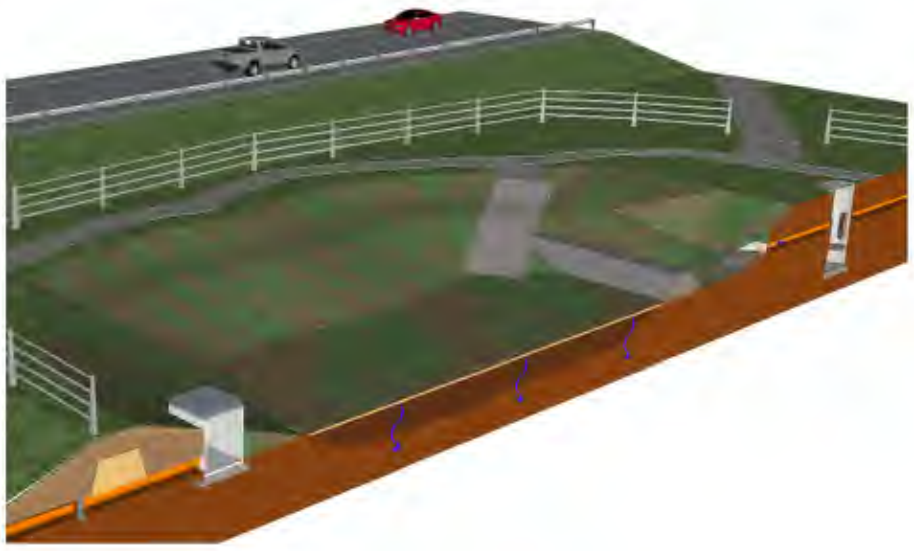


Figura 19-1. Configuración típica de una balsa de infiltración

En este Manual se establece que la permeabilidad del suelo debe ser como mínimo de 5mm/h para el control hidráulico. Esto suele limitar la aplicación de las BI a suelos de los grupos hidrológicos A, B y C. Las tasas de infiltración del suelo pueden estimarse inicialmente a partir de un estudio de oficina, pero posteriormente deben confirmarse

mediante una investigación geotécnica *in situ*. Para obtener orientación sobre los procedimientos de investigación, véase el Capítulo 7.

La infiltración en el suelo facilita la eliminación de contaminantes mediante degradación química y bacteriana, sorción y filtración. Debido a que el VCA se detiene e infiltra en la balsa, los contaminantes asociados a esta lluvia recurrente son retenidos en la capa superficial del suelo. Las BI poseen elevados rendimientos de eliminación de contaminantes, pero los suelos deben de cumplir los criterios en cuando a capacidad de intercambio catiónico y propiedades físicas definidos en el Capítulo 7.

La capacidad de infiltración del suelo varía con el tiempo a lo largo del evento de infiltración. La capacidad de infiltración es mayor al principio del evento y disminuye (normalmente de forma exponencial) con el tiempo durante el evento. El volumen de escorrentía capturado en la BI se acumula en la superficie a medida que el suelo alcanza su conductividad hidráulica saturada. La evapotranspiración de la vegetación existente puede contribuir de forma más marginal al control volumétrico de la escorrentía. La BI se diseña para infiltrar suficiente volumen de agua para conservar la hidrología preexistente en el ámbito (ver Capítulo 6). Las lluvias superiores a las de diseño deberán ser evacuadas mediante una obra de salida que incluya un elemento de rebose.

Figura 19-2. Componentes de una balsa de infiltración

Las BI se pueden construir aprovechando una depresión natural en el terreno, excavando un nuevo vaso, mediante la construcción de diques de cierre sobre la rasante, o mediante soluciones híbridas de las opciones citadas. Los componentes principales de una balsa de detención para la gestión de aguas pluviales son las siguientes:

- **Pretratamiento y dispersión**. El diseño de la entrada debe servir para distribuir uniformemente el agua en la superficie de la técnica. El pretratamiento es esencial para proteger la técnica de la colmatación por sedimentos y residuos. Una configuración habitual es el empleo de un separador hidrodinámico previo a la BI.

- **Vasos.** Permiten el almacenamiento superficial temporal de una altura de precipitación determinada para su infiltración en un periodo de 48 horas.

- **Capa de protección.** Una capa de arena como medio filtrante de transición, actúa como depósito para capturar y retener constituyentes clave de la escorrentía viaria.

- **Obra de salida (según diseño).** La obra de salida se compone generalmente de una arqueta con elementos de rebose para evacuar los caudales de proyecto. Debe ser de fácil acceso y debe ubicarse en el dique o talud.

- **Dique de cierre.** Esta estructura embalsa el agua al proveer suficiente masa para que su peso y diseño retengan el volumen de almacenamiento. El dique debe construirse con materiales naturales, y debe diseñarse para ser estable e impermeable. Su altura total debe ser inferior a 2,8 metros, y debe proveer, al menos, 35 cm de resguardo a la elevación máxima de agua en el diseño.

- **Vegetación**. La vegetación en los taludes y el fondo es importante para protegerlos de la erosión. La presencia de vegetación colabora en que los suelos no se cierren y en los procesos de depuración.

- **Vía de servicio y rampas.** Permite acceder a la obra de salida, y al vaso principal de la balsa para su mantenimiento.

La eficacia de las BI está ligada al mantenimiento de su tasa de infiltración de diseño, que influye en la capacidad del suelo para eliminar contaminantes. Una de las razones más citadas en la disminución de la eficacia de las estructuras de infiltración, se encuentra en la obstrucción superficial con finos, la mala selección del emplazamiento y la compactación del suelo. A medida que la capacidad de infiltración del suelo se ve comprometida por la obstrucción o compactación, la eficacia de la práctica de infiltración disminuirá, dando lugar a períodos prolongados de inundación con un tratamiento mínimo o nulo de los contaminantes de las aguas pluviales.

Las BI deben ir precedidas de sistemas de pretratamiento para evitar, o minimizar, su colmatación y fallo. Sin un pretratamiento adecuado, la esperanza de vida de una técnica de infiltración puede ser de sólo cinco años. La inspección y el mantenimiento regulares alargarán la vida de las balsas de infiltración. Durante la fase de construcción será muy importante la no compactación del terreno y el evitar que los sedimentos entren en la balsa.

Se distinguen las siguientes variantes de diseño para los proyectos:

- **Balsa de infiltración total (BIT):** La escorrentía capturada sólo puede salir de la BIT por infiltración al terreno que lo rodea; no hay conductos de salida ni drenes de fondo longitudinales. Su objetivo de diseño es infiltrar suficiente volumen de escorrentía pluvial para que su rebose, para la avenida de T=25años, respete el caudal punta en estado natural.

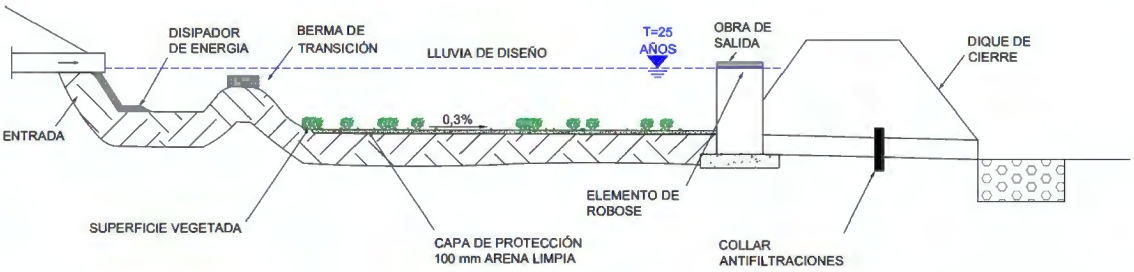


Figura 19-3. Configuración tipo y componentes de una balsa de infiltración total

- **Balsa de infiltración parcial (BIP):** Las BIP son balsas de detención (ver Capítulo 18) que permiten la infiltración de escorrentía al subsuelo. Se usan cuando la permeabilidad del suelo, o las dimensiones físicas de la técnica, no permiten la infiltración completa de la lluvia de diseño o su vaciado en 48 horas. El volumen mínimo retenido e infiltrado al subsuelo es el VCA lo cual proporciona las funciones de tratamiento. Los volúmenes excedentes de escorrentía deben descargarse desde la técnica de forma controlada mediante una obra de salida. Cuando se diseñen para proveer exclusivamente funciones de tratamiento se instalará fuera de línea y el exceso de escorrentía, en este caso, debe dirigirse a otra técnica para control hidráulico.

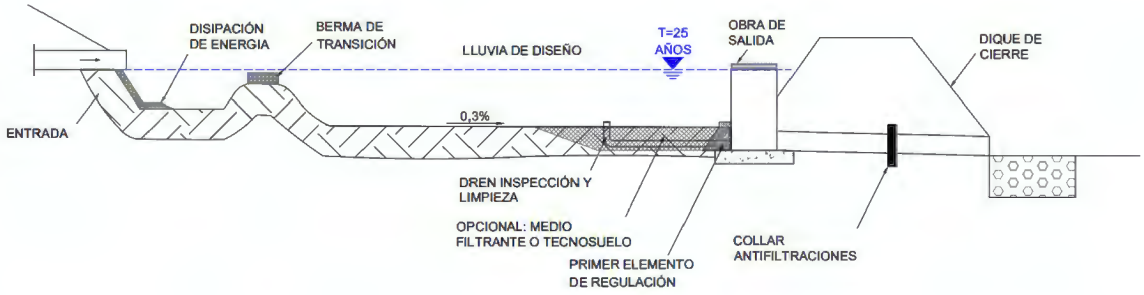


Figura 19-34 Configuración tipo y componentes de una balsa de infiltración parcial

En zonas de alta montaña de Bizkaia propensas a las heladas se deben contemplar, al igual que con otras técnicas superficiales, algunas consideraciones especiales para garantizar su funcionalidad y limitar los posibles daños derivados de las bajas temperaturas y las labores de vialidad invernal. La infiltración a muy bajas temperaturas puede verse completamente interrumpida al formarse hielo en la superficie o estructura del terreno subyacente.

La presencia de acuíferos vulnerables, niveles freáticos altos y otras condiciones y criterios para la infiltración de escorrentía detallados en el Capítulo 7 puede limitar el uso de esta técnica.

19.2 CAPACIDAD DE TRATAMIENTO

La infiltración a través de un suelo puede eliminar una gran variedad de contaminantes de las aguas de escorrentía mediante procesos de filtración, degradación química y bacteriana, y procesos de precipitación, adsorción e intercambio iónico. Las cargas contaminantes emitidas a las masas de aguas superficiales son minimizadas mediante la reducción de los volúmenes de escorrentía descargados desde el proyecto.

Los tiempos de residencia hidráulica en la BI favorecen la sedimentación de partículas. La mayor parte de las partículas finas se eliminan normalmente en la superficie del suelo o dentro de la matriz del suelo mediante filtración física, la eliminación de los contaminantes disueltos se produce normalmente dentro de la matriz del suelo mediante adsorción a partículas sólidas o transformación biológica.

Varios estudios han investigado las concentraciones de contaminantes en el suelo y las aguas subterráneas bajo técnicas de infiltración. La mayoría de los contaminantes en la escorrentía, incluyendo un 86% de los microcontaminantes, es atrapado en la capa superficial del suelo, evitando su migración a las aguas subterráneas (Maurer *et al.* 2021). Este efecto se ve magnificado por el uso de capas de protección con arena y materia orgánica.

No obstante, una técnica de infiltración aumenta el riesgo de contaminar las aguas subterráneas, y estos riesgos deben gestionarse. Suelos con una limitada capacidad de adsorción pueden verse sometidos a una liberación de metales retenidos al alcanzar su estado de saturación. Este efecto se magnifica en zonas donde se usen fundentes para la vialidad invernal. Para evitarlo, puede ser necesario sustituir las capas superiores del suelo cada 3 a 5 años. Otros suelos o estratos donde domine la permeabilidad por fisuración, como los suelos kársticos, serán más susceptibles a la contaminación de las aguas subterráneas.

Los rendimientos de depuración de las BI, al igual que las zanjas de infiltración, están directamente relacionados con el mantenimiento de la tasa de infiltración de diseño, que determina la habilidad de suelo para eliminar contaminantes (ver fig. 14-7). A medida que se reduce la permeabilidad del suelo, la efectividad de la técnica disminuye, pudiendo llegar a no proveer el tratamiento mínimo exigido en la MM5.

Los suelos bajo la técnica deben cumplir los criterios de infiltración del ámbito en cuanto a sus propiedades fisicoquímicas para proveer funciones de tratamiento (ver Capítulo 7). Cuando los suelos no cumplan con estas propiedades, deberán mejorarse con enmiendas, y/o las escorrentías deberán tratarse mediante otras técnicas SuDS aguas arriba.

La función principal de esta técnica es el control hidráulico mediante la infiltración de las escorrentías. El proyectista deberá estudiar y confirmar el cumplimiento de los criterios del ámbito para la infiltración (ver Capítulo 7). Las BI diseñadas para capturar e infiltrar el VCA eliminan eficazmente los contaminantes en forma particulada y soluble. Permiten recargar las masas de agua subterráneas al detener e infiltrar la mayor parte del volumen de escorrentía anual.

Tabla 19-1. Rendimientos de eliminación de contaminación en balsas de infiltración de estudios internacionales sobre escorrentías viarias y referencia adoptada para la evaluación de riesgos

Constituyentes		Concentración Efluente [1]			Rango Rendimiento Internacional (%)[2]	Ref. evaluación riesgos (%)[3]
		P25%	Mediana	P75%		
Constituyentes Medida Mínima 5						
SST (mg/L)		26	33	62	75-99	BIT 95%
Metales	*Cobre total (µg/L)*	17,8	24,0	36,6	65-95	BIT 85%
	Cobre-dis (µg/L)	4,0	6,3	9,6	-	BIT 60%
	Zinc total (µg/L)	74,1	94,2	147,0	65-95	BIT 85%
	Zinc-dis (µg/L)	47,3	57,5	87,1	-	BIT 80%
Microconta-minantes	MP (mg/L) [4]	-	-	-	98	BIT 95%
	BaP (µg/L) [4]	-	-	-	91-98	BIT 86%
Otros						
HTP (µg/L)		-	-	-	75-98%	ZIT 90%
Plomo (µg/L)		7,2	9,6	12,3	77	ZIT 85%
Cadmio (µg/L)		0,2	0,4	0,5	71	ZIT 85%

1) Fuente: *bmpdatabase.org/bmp-statistical-analysis-tool.*
2) Fuentes: Schueler 1992, U.S. EPA 2000, Winer 2000.
3) Valor a emplearse en caso de requerir una evaluación de riesgos.
4) MP: Rullander *et al.* (2023); Microproof (2019); BaP: Maurer (2023); Beryani *et al.* (2023). Microproof (2019). No se dispone de datos suficientes a fecha de la presente publicación, se presentan datos de únicos estudios disponibles. Referencias bibliográficas en ZI.

19.3 APLICACIONES

Las balsas de infiltración, bien diseñadas y conservadas, ofrecen importantes beneficios ambientales e hidrológicos. La permeabilidad del suelo es el factor más importante en el encaje de esta técnica en un proyecto. Su ubicación también está recomendada en zonas bajas y visibles para facilitar su conservación y explotación.

Figura 19-5. Imagen de una balsa de infiltración con balsa de pretratamiento en una carretera de Austria (Fuente: ASFINAG)

19.3.1 Funciones de la Técnica

Las BI permiten cumplir con la MM5 y MM6. El volumen de escorrentía infiltrado recibirá todos los niveles de tratamiento exigidos. La capacidad de depuración del suelo requiere unas determinadas propiedades para proveer los procesos fisicoquímicos necesarios.

19.3.1.1 Control Hidráulico

Las BI permiten cumplir con los Estándares de Control Hidráulico 1 y el 2 de la MM6. Proporcionan control volumétrico de la escorrentía pluvial mediante la infiltración. La detracción mínima del VCA es provista para las lluvias recurrentes mayoritariamente por infiltración. El proyectista podrá optimizar los volúmenes de atenuación requeridos usando otros procesos naturales hidrológicos como la evapotranspiración cuando la técnica posea vegetación (ver Capítulo 6).

El control volumétrico para las lluvias extremas se alcanza al almacenar el volumen de la precipitación de diseño (recarga de la MCO o conservar QmáxEN-T25años descargado por el elemento de rebose). La capacidad hidráulica saturada de los suelos subyacentes determina en última instancia la capacidad de control hidráulico que deberá ser convenientemente justificada en el proyecto con los balances de aguas correspondientes para el tipo de suelo (ver Capítulo 7).

La retención y/o detención de las escorrentías permite asimismo controlar los caudales punta descargados y cumplir con el Estándar de Control Hidráulico 2, control de caudales punta para conservar la hidrología en estado natural.

Tabla 19-2 Funciones de control hidráulico proporcionadas por las balsas de infiltración

Tipología Balsas de Infiltración	Control Volumétrico Escorrentía		Control Caudales	
	Detracción	Lluvias Extremas	Protección Hidromorfológica	Protección Inundabilidad
BIT	VCA			
BIP	VCA	(1)		

(1) Nivel de cumplimiento para el proyecto debe ser determinado por el proyectista.

19.3.1.2Tratamiento de Escorrentías

Las BI cumplen con el Estándar de Control de Calidad 1 y 2 de la MM5, reducción de escorrentías pluviales y carga contaminante desde el ámbito a medio receptor para precipitaciones recurrentes, y tratamiento de las escorrentías pluviales para prevenir impactos en los medios receptores.

La eficacia de las BI en el tratamiento de las escorrentías pluviales depende mayoritariamente de su infiltración al subsuelo. El volumen de agua no infiltrado no recibe tratamiento.

La función de tratamiento requiere que la tasa máxima de infiltración sea inferior a 50 mm/h. Esta velocidad es típica de texturas del suelo que tienen una estructura con propiedades físicas y químicas suficientes para lograr los objetivos de tratamiento. Cuando no se cumplan estos criterios la BI no proveerá funciones de tratamiento y deberán ir precedida por técnicas que proporcionen al menos un nivel 1 de tratamiento, eliminación del 80% de los sedimentos, para proteger su función de control hidráulico a lo largo de su vida útil.

Tabla 19-3. Funciones de tratamiento de las escorrentías proporcionadas por las balsas de infiltración

Tipología Balsas de Infiltración	Cumplimiento Nivel Tratamiento					
	Sedimentos SST	Metales disueltos		Microcontaminantes		Vertidos Accidentales
		Cu	Zn	MP	BaP	
BIT						
BIP						

Todas las variantes que cumplan con los criterios de diseño de este apartado permitirán cumplir con los niveles de tratamiento para eliminación de sedimentos, metales disueltos objetivo (Cu y Zn) y microcontaminantes (BaP y microplásticos). El volumen mínimo retenido e infiltrado en la técnica para cumplir con los Estándares de Calidad 1 y 2 será el VCA.

Tabla 19-4. Ejemplo de evaluación de la eliminación potencial de contaminantes objetivos proporcionada por las balsas de infiltración

Proceso Eliminación (1)	Relevancia del Proceso en las Balsas de Infiltración (2)	Potencial Eliminación			
		SST (3)	Cu y Zn (4)	BaP (5)	MP (6)
Adsorción al sustrato	3	2	1,5	3	2
Sedimentación	3	3	1,5	3	3
Degradación microbiana	3	1	1	1	1
Filtración	2,5	3	1,5	3	3
Volatilización	1	NA	NA	2	1
Fotolisis	0,75	NA	NA	3	1
Asimilación vegetal	1,5	NA	1	3	NA
PUNTUACION TOTAL[a]		**25,50**	**17,25**	**37,25**	**27,25**

(a) Suma de los productos del valor de relevancia de cada proceso para la técnica (columna 2) por el valor del potencial de eliminación para cada contaminante (columnas 3-6). Cuando no es aplicable (NA) el proceso para la eliminación de un contaminante no suma.

Las BI, al igual que otras técnicas de infiltración, no son adecuadas para el control de vertidos y derrames accidentales. No deben usarse, cuando la probabilidad anual de ocurrencia de un vertido con potencial de generar un episodio de contaminación severo

sea superior al 1% (ver Capítulo 9). Podrán implementarse en estos proyectos cuando puedan incluirse medidas de mitigación suficientes que permitan retener el vertido aguas arriba de la técnica.

19.3.2 Viabilidad

La infiltración es adecuada en suelos y proyectos que cumplen los criterios de idoneidad para emplazamientos establecidos en el Capítulo 7. La presencia de un nivel freático elevado, sustrato rocoso, acuíferos vulnerables, estructuras y otros elementos pueden impedir el uso de esta técnica.

19.3.3 Limitaciones

Para un correcto funcionamiento de las BI se deben considerar las siguientes limitaciones:

- Se deben cumplir los criterios de viabilidad del ámbito (ver Capítulo 7). La presencia de nivel freático, sustrato rocoso y topografías pronunciadas limita el uso de la infiltración.

- La conductividad hidráulica saturada mínima para funciones de control hidráulico es de 5 mm/h. Velocidades menores de infiltración requerirán una evaluación detallada por parte del proyectista ya que la probabilidad de un funcionamiento deficiente es muy elevada.

- La conductividad hidráulica saturada máxima para proporcionar funciones de tratamiento de las escorrentías debe ser inferior a 50 mm/h. Velocidades mayores de infiltración requerirán al menos un Nivel 1 de tratamiento conforme a la MM5.

- No deben utilizarse en zonas kársticas.

- No deben construirse en pendientes pronunciadas (no mayor de un 6%), ni se debe alterar, o modificar significativamente, las pendientes de la zona de implantación con el fin de construir la balsa.

- Perímetros de protección, zonas de captación y acuíferos vulnerables pueden impedir el uso de esta técnica. En estos casos los procesos de infiltración pueden afectar a las masas de agua subterráneas y requerirán una valoración de su vulnerabilidad (ver Capítulo 9).

- La infiltración de escorrentías en rellenos deberá ser valorada por un estudio geotécnico detallado atendiendo a las recomendaciones del drenaje subterráneo en obras de carretera de la Orden Circular 17/2003. El recorrido de las aguas infiltradas, vertical y/o lateral, no podrá discurrir por suelos tolerables con un contenido de yesos, según NLT 115, mayor del dos por ciento (2%), suelos marginales o inadecuados, o rocas que no puedan considerarse estables frente al agua, según se especifica en los artículos 330, 331 y 333 del PG-3.

- La cercanía de estribos, zapatas y otros elementos estructurales puede condicionar su uso.

- Cuencas con aportes excesivos de sedimentos (depósitos de sobrantes, taludes no estabilizados, etc.) pueden colmatar el fondo de la BI de finos y disminuir notablemente su función de diseño.

- No se aconsejan para áreas mayores de 10 ha.

19.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

La tabla siguiente resume los criterios que deben considerarse por parte del proyectista para diseñar una balsa de infiltración.

Tabla 19-5. Criterios de diseño para balsas de infiltración

Criterio o Parámetro	Valor / Criterio
Área de balsa/Área drenante	2% - 4%
Relación Largo-Ancho (recorrido flujo)	Mín.3:1
Tiempo vaciado	48 horas o la mitad de su volumen en 24 horas.
Profundidad	Máxima: 2,5 m Recomendada: 1 m
Tasa de infiltración	Mín.: 5 mm/h (control hidráulico) Máx.: 50 mm/h (tratamiento escorrentía)
Pendiente del fondo	Máximo 3% en cualquier dirección
Capa de protección	15 a 20 cm arena
Taludes interiores (V:H)	Mín. 1V:3H
Taludes exteriores (V:H)	Mín. 1V:2H Recomendado 1V:3H
Ancho coronación terraplén	Min. 1m Recomendado 3 m
Altura de terraplenes	< 2,8 metros
Resguardo hidráulico	35 cm (coronación talud a lámina de agua de diseño)

El diseño detallado de la zona de una balsa de infiltración debe realizarse mediante el siguiente procedimiento:

1. Investigación del ámbito y de los indicadores cualitativos.

2. Diseño estructural y geometría.

3. Diseño hidráulico:

    a. Limitaciones del área drenante.
    b. Método de diseño.
    c. Diseño para transporte.

4. Diseño de elementos específicos:

    a. Tapizados y geosintéticos.
    b. Pretratamiento y entradas de agua.
    c. Obra de salida.
    d. Dique de cierre.
    e. Vegetación.
    f. Cerramientos.
    g. Protección del punto de descarga.
    h. Vía de acceso y rampas.

El proyectista deberá usar la HSST y confirmar la aplicabilidad de la técnica para el ámbito de estudio (ver Capítulo 10). Para ello se deberá delimitar la cuenca aportante, conocer la IMD prevista para el nivel de servicio deseado para la vía, la existencia de acuíferos o masas de agua subterráneas vulnerables a la contaminación agua, y verificar el cumplimiento de los criterios del ámbito para la infiltración.

Deberán comprobarse los criterios de viabilidad para el ámbito en el Capítulo 7, respecto a distancias mínimas horizontales, permeabilidad, nivel freático, etc. Todos los criterios deberán cumplirse para que esta técnica sea viable en el ámbito de estudio.

19.4.1 Diseño Estructural y Geometría

La configuración geométrica de la balsa puede encajarse en varias ubicaciones ajustando el área del fondo y las pendientes de los taludes laterales.

El parámetro principal que dicta el área superficial de la BI viene dado por el volumen de escorrentía pluvial a gestionar dividido por el calado o altura de lámina de agua superficial en la técnica. Se debe contar con una superficie suficiente de infiltración para vaciar la precipitación de diseño en 48 horas.

La pendiente del fondo de las BI debe ser horizontal, o casi horizontal, para favorecer la infiltración en toda la base de la técnica. En líneas generales la pendiente en cualquier dirección en el fondo del vaso de infiltración no deberá superar el 3%.

El proyectista diseñará la BI atendiendo a las siguientes consideraciones geométricas:

- La instalación podrá realizarse en línea o en paralelo.

- La geometría de la balsa y su configuración deben tener la mayor apariencia natural posible. Se recomienda el uso de balsas de forma irregulares y redondeadas, con taludes en tierra y con superficies vegetadas.

- La configuración de los taludes seguirá lo recogido para estos elementos en el Capítulo 18.

- La proximidad de taludes superiores al 15% en la cercanía de una balsa de infiltración deberá valorarse mediante un estudio geotécnico, que evalúe el posible impacto de las condiciones de humedad en el mismo, y el potencial de generar deslizamientos en su perímetro durante su construcción o explotación.

- La entrada de agua a la balsa se realizará siempre que sea posible a un primer vaso con una geometría como la descrita para este elemento en estanques de retención (ver Capítulo 20).

- La profundidad máxima del vaso principal no debe exceder los 2,4 metros, salvo que el proyectista considere que mayores profundidades son admisibles. Láminas de agua superiores a 2,4 m pueden aumentar la presión sobre el fondo de la técnica y favorecer permeabilidades horizontales no deseadas.

- Las distancias mínimas a sustratos rocosos, nivel freático, servicios y otras singularidades se recogen en los criterios de idoneidad del ámbito para la infiltración (ver Capítulo 7).

- Los flujos base procedentes de surgencias u otros aportes externos no deben entrar en esta técnica y pueden provocar su fallo prematuro.

19.4.2 Diseño Hidráulico

La capacidad de infiltración del suelo varía con el tiempo durante el evento de infiltración. Es mayor al principio del evento y disminuye (normalmente de forma exponencial) con el tiempo durante el evento. Si el perfil del suelo para la infiltración es profundo, el nivel freático es profundo y no hay capas de baja conductividad hidráulica dentro del perfil, el límite inferior de infiltración será igual a la conductividad hidráulica saturada del perfil del suelo.

19.4.2.1 Limitaciones del Área Drenante

El área drenante máxima a una balsa de detención no está limitada; a mayor área recibida mayor será el área de ocupación de la técnica. Generalmente, el área a una BI no superará las 5 ha y su superficie suele ser entre el 2% a 4% del área total de drenada.

Cuanto más bajo sea el ratio del área de infiltración entre el área drenada, mayor será la capacidad hidráulica de la técnica y menores los posibles riesgos geotécnicos y ambientales.

19.4.2.2 Método de Diseño

Para la determinación de la conductividad hidráulica saturada seguir los procedimientos establecidos en el Capítulo 7. Los volúmenes de almacenamiento requeridos pueden determinarse con el uso de la HSH y la tasa de infiltración del ámbito. A continuación, se detallan los pasos para el diseño de las BI:

1. **Calcular el volumen de escorrentía pluvial a infiltrar.** El volumen de escorrentía viene determinado por la precipitación de diseño para el cálculo. El volumen mínimo infiltrado para proveer funciones de tratamiento con una ZI será equivalente al VCA. Para cumplir el control volumétrico de la escorrentía vendrá definido por la precipitación diaria de la MCO.

El volumen de escorrentía es función de la ADD o cuenca aportante impermeable que drena hacia la práctica mediante la siguiente expresión:

$$Vep = \frac{Pdiseño \cdot A_{imp}}{1.000} \qquad \textit{(Ec. 14-1)}$$

Donde:

Vep = volumen de escorrentía pluvial (m^3)
$P_{diseño}$= altura de la precipitación de diseño (mm)
A_{imp} = área de la cuenca drenante impermeable (m^2)

Cuando existan técnicas SuDS previas a la BI se debe descontar la proporción de volumen gestionado del resultado obtenido en el cálculo del *Vep* a infiltrar en la BI. INTERBIAK recomienda el uso de modelos de simulación para el diseño de la técnica.

2. **Calcular la tasa de infiltración del terreno.** El valor obtenido en los ensayos deberá minorarse con el factor de seguridad correspondiente para determinar la tasa de infiltración de diseño (ver Capítulo 7).

3. **Calcular la altura máxima de agua del volumen a infiltrar.** La balsa deberá diseñarse de forma que quede completamente vacía en un plazo máximo de 48 horas después de un evento que produzca escorrentía. Para garantizar el cumplimiento de este requisito la profundidad máxima de la balsa para el volumen de infiltración se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$h_{max} = \frac{f \cdot t_{max}}{1.000} \qquad \textit{(Ec. 14-2)}$$

Donde:

h_{max}= altura máxima del volumen a infiltrar (m)
f= tasa de infiltración de diseño (mm/hora)
t_{max}= tiempo de vaciado (48 horas)

4. **Calcular la superficie mínima de la técnica.** Aplicando la Ley de Darcy, y suponiendo un flujo unidimensional a través del fondo de la balsa, podemos calcular la superficie mínima admisible del vaso de infiltración mediante la siguiente ecuación:

$$S_i = \frac{V_{ep}}{0{,}001 \cdot f \cdot t_{max}} \qquad \textit{(Ec. 14-3)}$$

Donde:

S_i = superficie mínima de la técnica de infiltración (m^2)
V_{ep}= Volumen de escorrentía para la precipitación de diseño (m3)
f= velocidad o tasa de infiltración de diseño (mm/hora)
t_{max}= tiempo de vaciado (48 horas)

5. **Determinar el encaje u ocupación de la técnica en el proyecto.** Con el fin de reducir la cantidad expropiaciones para el Dominio Público necesario, la superficie de la técnica se puede minimizar durante el proceso de diseño mediante la cubicación del vaso en la topografía existente. La minimización de superficie puede requerir una profundidad o altura que no sea práctica o que infrinja los parámetros de diseño.

El almacenamiento para el control hidráulico puede proporcionarse en la instalación a partir de la altura del volumen infiltrado. Generalmente los elementos de rebose se diseñarán con una geometría que permita, o infiltrar completamente la P diaria asociada a la MCO, o para que el caudal máximo descargado por el rebose para la avenida de T=25 años no supere el QmáxEN-T25 años.

En este punto, el proceso de diseño restante imita en gran medida el de una balsa de detención (ver Capítulo 18). El resto de los elementos de diseño incluyen la estimación de los volúmenes de almacenamiento para control hidráulico, si procede, el diseño del almacenamiento secuencial, el diseño del canal de alivio, los cálculos subpresión sobre la obra de salida y el diseño de la balsa de pretratamiento.

19.4.2.3 Diseño para Transporte

Las balsas se pueden configurar en línea o en paralelo (o fuera de línea). En los diseños en línea, toda la escorrentía superficial pasa a través de ellas durante las lluvias, incluso en las situaciones de caudales extremos, por lo que será necesario dotarlas de aliviaderos con diseños ajustados a los caudales de proyecto. Ver apartado correspondiente en Capítulo 18.

19.5 DISEÑO DE ELEMENTOS ESPECÍFICOS

19.5.1 Capa de Protección, Tapizados y Geosintéticos

En su parte inferior se incluirá una capa de arena de al menos 200 mm de espesor como medio de protección para minimizar el riesgo de migración de contaminantes a la zona saturada. Cuando el suelo subyacente alcanza concentraciones de saturación de contaminantes puede existir una potencial liberación paulatina y migración vertical hacia el suelo no saturado y las aguas subterráneas. Ver capítulo 25.

19.5.2 Pretratamiento y Entradas de Agua

Ver apartado correspondiente en Capítulo 18.

19.5.3 Obra de Salida

La obra de salida se requiere en las BIT para evacuar los caudales superiores a los de la lluvia de diseño. Esta estructura puede ser omitida a criterio del consultor a cambio de un canal de alivio con capacidad de transporte suficiente y debidamente estabilizado.

La BIT generalmente tendrá capacidad para recargar al subsuelo completamente la lluvia de diseño de la MCO y un volumen adicional para laminar la avenida de 25 años. La descarga principal de la BIT es el suelo de la técnica, la obra de salida puede ser requerida para proteger el dique de cierre o como medida de seguridad contra inundaciones.

En las BIP cuando se descarga escorrentía hacia otra técnica SuDS la obra de salida poseerá elementos de regulación (orificios, aliviaderos, tubos, etc.) que controlan los caudales pasantes y los niveles de llenado y vaciado de la balsa. Los aspectos de la obra de salida para una balsa de infiltración son similares a los de una balsa de detención (ver Capítulo 18).

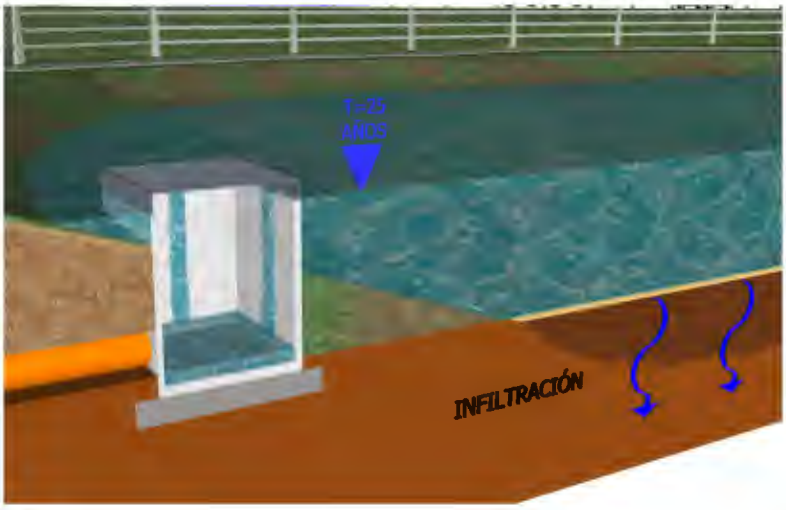


Figura 19-7. Elemento de rebose integrado en obra de salida

19.5.4 Dique de Cierre

Ver apartado correspondiente en Capítulo 18.

19.5.5 Vegetación

La vegetación es una parte importante de una balsa de infiltración. La vegetación mantiene y mejora la capacidad de infiltración en superficie, limita la erosión, mejora la apariencia y estabiliza las pendientes laterales. Las superficies vegetadas permiten una mayor función de depuración, aumentan la evapotranspiración y mejoran la porosidad y estructura del perfil del suelo.

Debe prestarse especial atención a los tipos de vegetación seleccionada para las BI. Las especies vegetales deben seleccionarse en función de su tolerancia a la inundación y de la frecuencia y profundidad de inundación. El uso de determinadas proporciones de plantas estoloníferas de lento crecimiento, permite mayores intervalos entre siegas y minimiza la entrada con maquinaria al vaso de infiltración evitando su compactación. El mantenimiento de la cubierta vegetal de la instalación es esencial para el rendimiento a largo plazo de esta. Una cubierta vegetal densa mejora la infiltración,

minimiza la erosión superficial y disuade a las especies vegetales invasoras y perjudiciales. Cualquier zona descubierta en la superficie de la instalación debe resembrarse inmediatamente si el diseño contempla una cubierta vegetal.

El uso de fertilizantes debe reducirse al mínimo y evitarse por completo si es posible para evitar el riesgo de contaminar las aguas subterráneas.

19.5.6 Cerramientos

Los cerramientos pueden ser requeridos para garantizar la seguridad. Los requerimientos para el cerramiento son idénticos a las balsas de detención (ver Capítulo 18).

19.5.7 Protección del Punto de Descarga

La descarga de una balsa de infiltración debe realizarse mediante un método de disipación de la energía conveniente para no generar erosión (ver Capítulo 25).

19.5.8 Vía de Acceso y Rampas

Se deben proporcionar una o más vías de acceso de acceso a la obra de salida y al interior del vaso para permitir la inspección y mantenimiento. Los requerimientos de estos elementos son idénticos a las balsas de detención (ver Capítulo 18).

19.6 REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

El proceso constructivo de una balsa de infiltración depende de las condiciones del lugar y la complejidad del diseño. Las principales consideraciones que se deben determinar son el tamaño y forma de la balsa, la compactación de diques de cierre y la no compactación del terreno que conformará el fondo de la balsa.

Para la construcción de balsas con diques de cierre deberán emplearse materiales cuyas propiedades intrínsecas, su puesta en obra y su evolución en el tiempo sean susceptibles de control.

Para conocer el procedimiento constructivo se aconseja revisar el Capítulo 18, dedicado a balsas de detención. Las diferencias de los aspectos técnicos y requerimientos constructivos más importantes de las balsas de infiltración son:

- Excavación y preparación del terreno: Evitar el uso de maquinaria pesada en el interior de la balsa de infiltración, maquinaria ligera de cadenas que ejerza una menor presión sobre el fondo es requerida. Señalizar claramente durante la obra la zona para disuadir el acceso de maquinaria pesada.

- La BI no debería usarse como medida de control de los sedimentos y erosión durante la obra. Si la balsa se usase como medida de control de los sedimentos excavar un metro por encima de la cota de fondo. Una vez estabilizada la cuenca, y/o controlados todos los aportes de escorrentía cargada de sedimentos hacia

la técnica, se excavará a cota de fondo retirando todos los sedimentos acumulados. Aplicar la capa de arena de 200 mm y cubrir con una capa superficial de suelo vegetal.

La mejor protección para la balsa de infiltración es desviar los flujos de escorrentía siempre que sea posible hasta que el área este estabilizada y se proceda a poner en servicio la técnica. El aporte de sedimentos de la zona de construcción puede colapsar el fondo de la técnica inmediatamente tras su entrada en servicio.

19.7 CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN

Hay muchos factores que pueden afectar al funcionamiento de la BI y que deben ser revisados periódicamente. Estos factores pueden incluir el control de la vegetación de la balsa, la eliminación de los sedimentos acumulados en el pretratamiento y en el fondo de la balsa, la eliminación de los residuos de todas las estructuras de entrada y salida, la desobstrucción de orificios y el mantenimiento de todas las estructuras físicas que se encuentran dentro del área de la balsa.

Los problemas más comunes de conservación y explotación de las balsas de infiltración:

- Colmatación de la superficie de infiltración con sedimentos.
- Agua estancada superficial.

Las recomendaciones y directrices de diseño son fundamentales para prevenir estos problemas. La limitación del área drenante, la vegetación adecuada y el pretratamiento son claves para el funcionamiento a largo plazo de la técnica.

Las actividades y el **programa de mantenimiento** general se proporcionan en la tabla 19-6. Las labores de conservación y mantenimiento de una balsa de detención (ver Capítulo 18) son aplicables a las balsas de infiltración con las siguientes salvedades:

- **Inspecciones iniciales.** Durante los primeros 6 meses después de la construcción, el sitio debe inspeccionarse al menos dos veces, después de sucesos que excedan 12 mm de lluvia comprobando que la balsa se vacía en 48 horas.

Las responsabilidades de las tareas de mantenimiento, tanto rutinarias como no rutinarias, deben ser claramente asignadas, entendidas y aplicadas. Si no se llevan a cabo tareas de mantenimiento e inspecciones periódicas, la balsa no alcanzará los objetivos previstos.

Tabla 19-6. Necesidades de operación y mantenimiento de las balsas de infiltración

Calendario de Mantenimiento	Acción Requerida	Frecuencia Típica
Mantenimiento Regular	Retirada de basura y residuos	Mensual (o la que sea necesaria) Trimestral o cuando se excede 1 m^3 por cada 100 m^2 de área de estanque
	Vegetación	Ver balsa de detención (Capítulo 18)
	Erosión	Ver balsa de detención (Capítulo 18)
	Vaciar sistemas de pretratamiento de sedimentos y residuos.	Anualmente y siempre que haya se alcance el 50% de su capacidad de almacenamiento.
Mantenimiento Ocasional	Resembrar las zonas de escaso crecimiento de la vegetación.	Si no existe más de un 95% de cubrición vegetal.
	Retirar cualquier acumulación de sedimentos del fondo.	Siempre que se alcancen más de 50 mm de acumulación.
	Retirar sedimentos de la balsa de pretratamiento o primer cuerpo de la balsa.	Siempre que se alcancen más de 150 mm de acumulación.
Actuaciones Correctoras	El agua se queda acumulada en la superficie después de 48 horas tras las precipitaciones. Un ensayo de permeabilidad determina que la técnica está funcionando a un valor inferior al 90% del valor aplicado en el diseño tras retirar los sedimentos superficiales.	Sustituir la capa de sacrificio del fondo de la balsa, realizar ensayo del terreno subyacente de nuevo. Si no se restituye la conductividad hidráulica saturada excavar 200 mm más y repetir ensayo hasta condición de diseño. Rellenar con arena y suelo vegetal y vegetar superficie.
	Diques de cierre.	Ver balsa de detención (Capítulo 18)
	Roca en escollera movida y suelo expuestos a la erosión en el canal de alivio o punto de descarga de más de medio metro cuadrado.	Reparar a diseño original.

19.8 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

AASHTO (2020). "Use of the State Department of Transportation Portal to the International Stormwater BMP Database". Part of NCHRP Project 25-25, Task 120, National Cooperative Highway Research Program. AASHTO Committee on Environment and Sustainability.
https://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/nchrp/docs/NCHRP25-25-120Report.pdf

CEDEX (2009). "Guía técnica de diseño y gestión de balsas y otros dispositivos de retención de contaminantes en carreteras. R-18". Editor CEDEX-CEHOPU. Manuales y Recomendaciones Autores: CEDEX, J. J. Rodríguez Sánchez y A. Díaz Martínez.

CALTRANS (2020). "Detention Basins. Design Guidance". California Department of Transportation HQ Division of Design. Caltrans Division of Design. Office of Hydraulics and Stormwater Design.

https://dot.ca.gov/-/media/dot-media/programs/design/documents/4_dg-detention-basins_ada.pdf

CIRIA (2015). "The SuDS Manual". Construction Industry Research and Information Association. London (UK).
http://www.scotsnet.org.uk/documents/nrdg/ciria-report-c753-the-suds-manual-v6.pdf

Claytor, R.A., Schueler, T.R. (1996). "Design of Stormwater Filtering Systems". Centre for Watershed Protection. Prepared for Chesapeake Research Consortium, Inc. with supplemental funding by U.S. Environmental Protection Agency, Region 5.

FHWA (1995). "Evaluation and Management of Highway Runoff Water Quality". U.S. Department of Transportation. Publication Nº FHWA-PD-96-032. Junio 1996. Office of Environment and Planning.

FHWA (2000), "Stormwater Best Management Practices in an Ultra-Urban Setting: Selection and Monitoring". Publication N0. FHWA-EP-00-002. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.
file:///C:/Users/Augas/Downloads/dot_25727_DS1.pdf

GEORGIA EPD (2017) "Stormwater management manual". Atlanta Regional Commission (USA).
http://documents.atlantaregional.com/gastormwater/GSMM_2016%20EDITION_FINAL_V1.pdf

Maurer *et al.* (2021). "Towards a model for road runoff infiltration management", npj Clean Water.
https://doi.org/10.1038/s41545-021-00136-z

MSWM (2022) "Minnesota Stormwater Manual".
https://stormwater.pca.state.mn.us/index.php?title=Main_Page

MFOM (2004) "Orden circular 17/2003. Recomendaciones para el Proyecto y construcción del drenaje subterráneo en obras de Carretera." Serie normativas. Dirección general de carreteras.
https://www.mitma.gob.es/recursos_mfom/0610200.pdf

MFOM (2019) "Norma 5.2-IC de la Instrucción de Carreteras. Drenaje superficial". BOE del 5 de junio de 2018. Serie Normativas. Ministerio de Fomento; Dirección General de Carreteras.
https://cdn.mitma.gob.es/portal-web-drupal/carreteras/52ic_fom2982016_err_fom1852017_res180326_consolidado.pdf

MOP (1963) "Instrucción DGC 7.1-IC sobre Plantaciones en la zona de servidumbre de las carreteras." BOE. 84. 8 de abril de 1963. Pg. 5908.
https://www.boe.es/boe/dias/1963/04/08/pdfs/A05908-05909.pdf

MOPT (1992). "Manual de plantaciones en el entorno de la carretera". Ministerio de Obras Públicas y Transportes. 77 pág.
https://www.mitma.es/recursos_mfom/1310100.pdf

NORTH CAROLINA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION – NCDOT (2014) "Stormwater Best Management Practices Toolbox". NCDOT BMP Toolbox v2 4/2014. Raleigh (NC, USA).
https://connect.ncdot.gov/resources/hydro/HSPDocuments/2014_BMP_Toolbox.pdf

PENNSYLVANIA (2006). "Pennsylvania Stormwater Best Management Practices Manual. Chapter 6. Structural BMPs". 363-0300-002.

Schueler, T.R. (1987). "Controlling Urban Runoff: A Practical Manual for Planning and Designing Urban BMPs", Department of Environmental Programs, Metropolitan Washington Council of Governments, Washington, D. C.

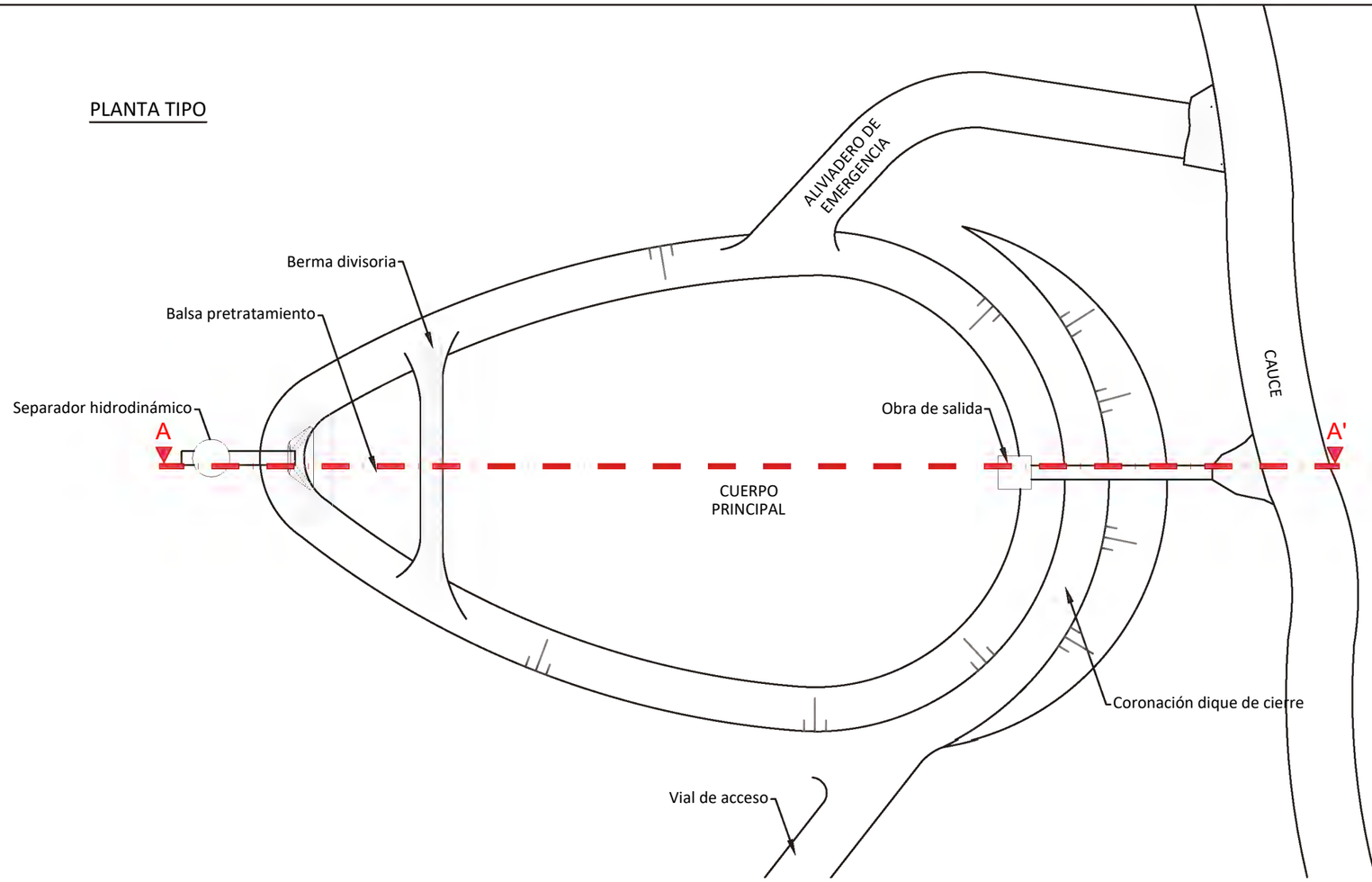
TPSM&DGM (2014). "Tennessee Permanent Stormwater Management and Design Guidance Manual". Tennessee Department of Environment and Conservation Division of Water Resources.
https://tnpermanentstormwater.org/manual.asp

WASHINGTON DOT (2011). "Eastern Washington Steep Slope Research for Management of Highway Stormwater". WSDOT Research Report. WA-RD 771.1.
https://www.wsdot.wa.gov/research/reports/fullreports/771.1.pdf

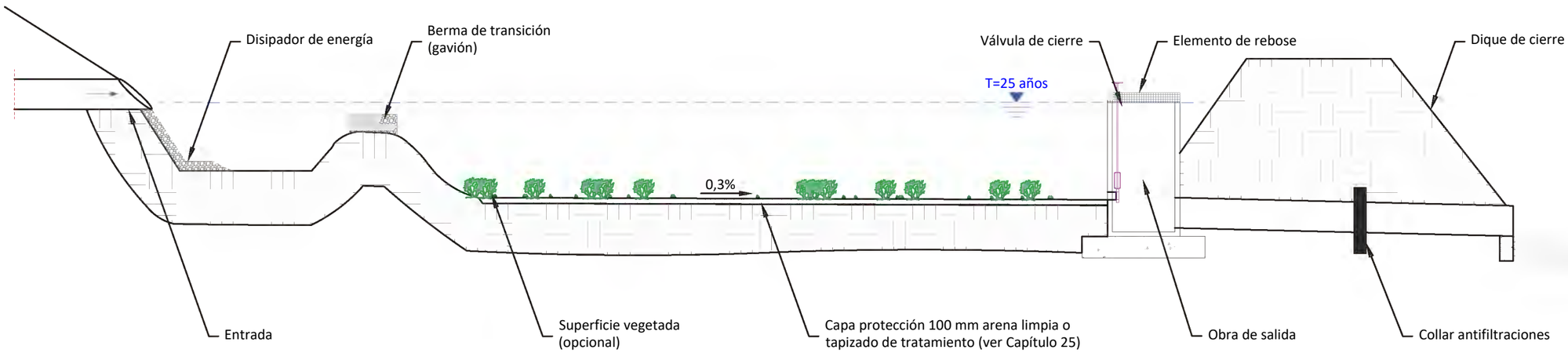
WASHINGTON DOT (2019). "Highway Runoff Manual". Washington State Department of Transportation. Engineering and Regional Operations. Development Division, Design Office. Washington, USA.
https://wsdot.wa.gov/publications/manuals/fulltext/M31-16/highwayrunoff.pdf

ANEXO 1. PLANOS Y SECCIONES TIPO

PLANTA TIPO



SECCIÓN TIPO A-A'

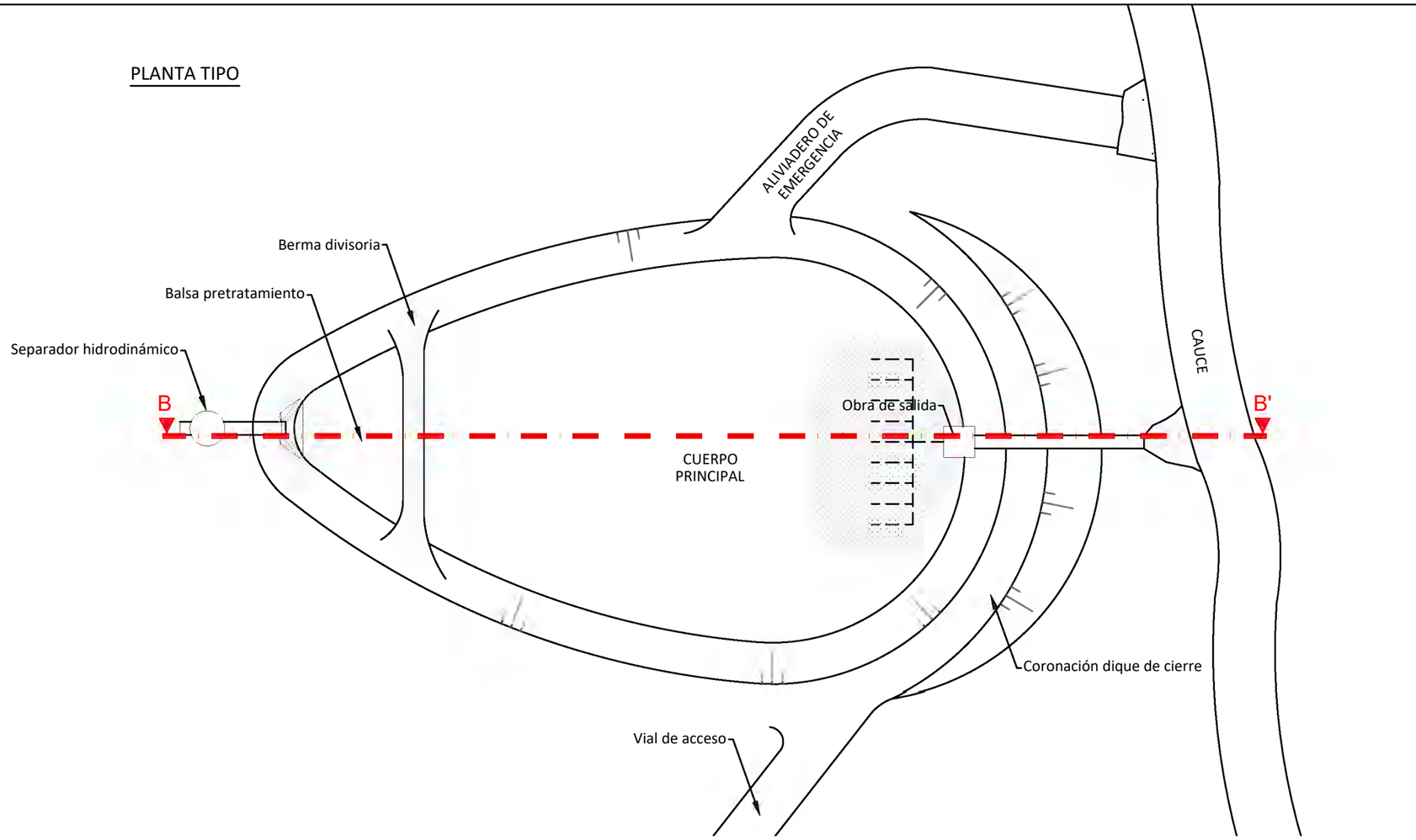


PLANO NO.:

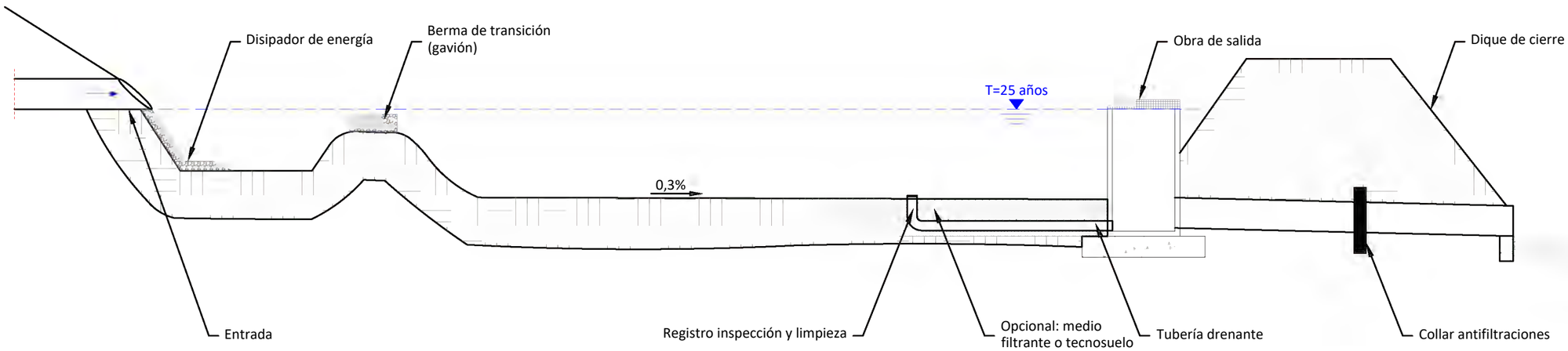
CONFIGURACIÓN TÍPICA DE UNA BALSA DE INFILTRACIÓN (TR/CH.6)

Bizkaia interbiak

PLANTA TIPO



SECCIÓN TIPO B-B'



PLANO NO.:

CONFIGURACIÓN TÍPICA DE UNA BALSA DE INFILTRACIÓN CON CAPA DRENANTE (TR/CH.6)

Bizkaia interbiak

Capítulo 20. ESTANQUES DE RETENCIÓN

Descripción

Infraestructura de regulación mediante depresión superficial en el terreno natural o mediante embalsamiento con diques de cierre que mantiene un volumen permanente de agua. Puede diseñarse para una función combinada de tratamiento y control hidráulico.

Coste de Inversión	Coste de Mantenimiento	Vida útil
Medio	Bajo-Medio	25-50 años

Funciones

Tratamiento	
Sólidos en suspensión	✓
Metales objetivo	✗
Microcontaminantes objetivo	✓
Vertidos accidentales*	✓
Control Volumétrico Escorrentía	
Detracción	✗
Lluvias extremas	✗
Control Caudales	
Prot. hidromorfológica	✓
Prot. inundabilidad	✓

*Equipada con válvula de cierre

Beneficios y Aplicaciones

- El volumen permanente de agua provee funciones de tratamiento de la escorrentía.
- Uso de vegetación acuática en bermas para mejorar funciones de depuración y paisajismo.
- Contornos irregulares aumentan el valor ambiental y aumentan la interfase tierra-agua.
- Técnica adecuada en terrenos impermeables y con nivel freático alto.

Limitaciones

- Demanda de superficie de terreno.
- Pueden causar impacto térmico en el medio natural al aumentar la temperatura del volumen retenido. Pueden producir estratificación de la columna de agua.
- Riesgos de seguridad vial y pública por caídas al interior del estanque.
- Diques de cierre incompatibles o no recomendados en el dominio público hidráulico.

Mantenimiento

Siega y/o poda	✓
Vía de servicio / apartadero	✓
Equipo especializado	✗
Formación específica	✓
Acceso camión de succión/limpieza	✓
Acceso a válvulas	✓

Criterios de diseño

- Área mínima de cuenca drenada 2 ha
- Almacenamiento secuencial
- Taludes y bermas
- Vegetación
- Obra de salida
- Seguridad

ÍNDICE

20.1 DESCRIPCIÓN GENERAL 20-4

20.2 CAPACIDAD DE TRATAMIENTO 20-9

20.3 APLICACIONES 20-11

20.3.1 Funciones de la Técnica 20-12

20.3.1.1 Control Hidráulico 20-12

20.3.1.2 Tratamiento de Escorrentías 20-13

20.3.2 Viabilidad 20-14

20.3.3 Limitaciones 20-14

20.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO 20-15

20.4.1 Diseño Estructural y Geometría 20-17

20.4.2 Diseño Hidráulico 20-20

20.4.2.1 Limitaciones del Área Drenante 20-20

20.4.2.2 Balance Hidrológico 20-20

20.4.2.3 Método de Diseño 20-20

20.4.2.4 Diseño para Transporte 20-21

20.4.3 Diseño de Elementos Específicos 20-21

20.4.3.1 Tapizados y Geosintéticos 20-21

20.4.3.2 Balsa de Pretratamiento 20-22

20.4.3.3 Obra de Salida y Elementos de Regulación 20-23

20.4.3.4 Dique de Cierre 20-24

20.4.3.5 Aliviadero de Emergencia 20-24

20.4.3.6 Vegetación 20-24

20.4.3.7 Cerramientos 20-28

20.4.3.8 Protección del Punto de Descarga 20-28

20.4.3.9 Vía de Acceso y Rampas 20-28

20.4.3.10 Drenes y Válvulas de Vaciado 20-28

20.4.3.11 Medidas Ambientales 20-29

20.5 REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS 20-29

20.6 CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN 20-29

20.7 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 20-31

ANEXO 1. PLANOS Y SECCIONES TIPO 20-34

20.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

Un estanque de retención (ER) de aguas pluviales es una técnica SuDS que retiene temporalmente las escorrentías, manteniendo un volumen permanente de agua durante al menos toda la época de lluvias. Las escorrentías pluviales son retenidas y descargadas a un caudal de diseño mediante una obra de salida. El primer elemento de regulación se diseña a una elevación superior al fondo del estanque, creado una lámina de agua permanente.

El ER es muy similar a una balsa de detención, y en términos de volúmenes de almacenamiento y obras de salida su dimensionamiento es similar; la principal diferencia es que tiene una lámina de agua permanente, y que integra la vegetación de ribera para mejorar los procesos de reducción de contaminantes. Algunas de las principales diferencias entre ambas técnicas son:

- Los estanques de retención proveen mejor calidad de las escorrentías y mayores procesos de depuración debido a que la lámina de agua permanente reduce turbulencias e incrementa la sedimentación de partículas.

- El embalsamiento permanente de aguas tras los diques de cierre, sobre rasante de terreno natural, requiere un diseño estructural más exhaustivo de los mismos.

- Requiere medidas adicionales de seguridad frente a posibles caídas de vehículos o personas, debido a la presencia de una la lámina de agua permanente que puede alcanzar una profundidad de hasta 2,5 metros.

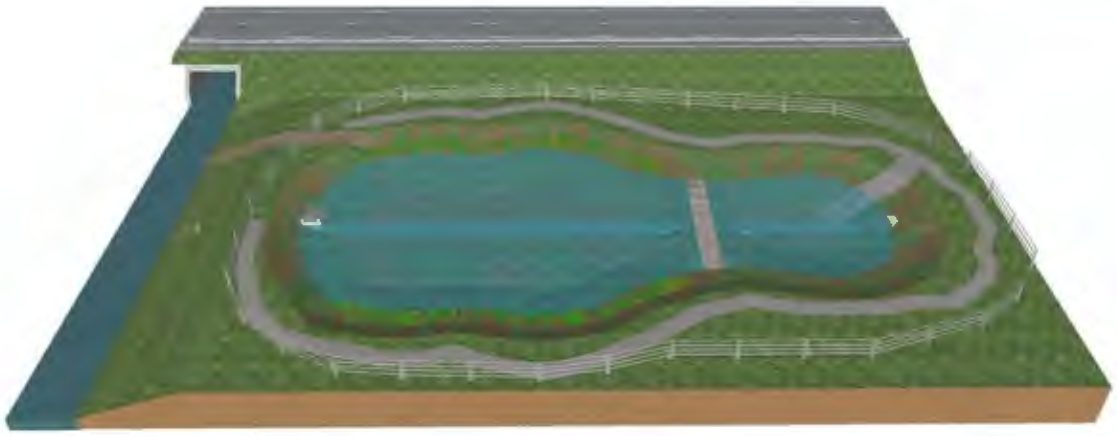


Figura 20-1. Estanque de retención de aguas pluviales en la infraestructura viaria

El ER depende de procesos biológicos, físicos y químicos para eliminar contaminantes de las escorrentías pluviales. El volumen permanente provee el principal mecanismo de depuración de las escorrentías al facilitar la decantación por gravedad de contaminantes particulados. La lámina de agua permanente también controla los procesos de resuspensión de los sedimentos previamente depositados. En función de su variante de diseño pueden proveer capacidad para controlar los caudales al ubicar un volumen de laminación o avenida sobre el volumen permanente.

La profundidad media del estanque, su gradiente batimétrico y geometría proveen las principales funciones de esta técnica. En función de las profundidades de agua dentro de las técnicas se distinguen los siguientes niveles o escalones de llenado:

- **Nivel normal (N_n).** Delimita superiormente el volumen permanente (V_p) de la lámina de agua en el estanque y su función es el tratamiento de la escorrentía. Este nivel coincide con el primer elemento de regulación de la obra de salida. El V_p provee funciones adicionales en el estanque creando un hábitat acuático y aumentando su valor paisajístico. El contorno del nivel normal debe ser irregular para aumentar la longitud de orilla, interfase tierra-agua, y el valor ambiental del estanque.

- **Nivel temporal (N_t)**. Delimita superiormente el rebose de la función de tratamiento de las escorrentías durante precipitaciones recurrentes. Este nivel coincide con el segundo elemento de desagüe de la obra de salida, y conforma el volumen temporal (V_{temp}) almacenado sobre el V_p. Cuando este volumen temporal se desagua en un periodo superior a 24 horas recibe el nombre de volumen de detención prolongada (V_{dp}).

- **Nivel de avenida (N_{avd})**. Es el máximo nivel que alcanzará el agua en el estanque durante su acción laminadora para el control hidráulico de las precipitaciones extremas, generalmente T=25 años. Delimita superiormente el volumen de avenidas (V_{avd}).

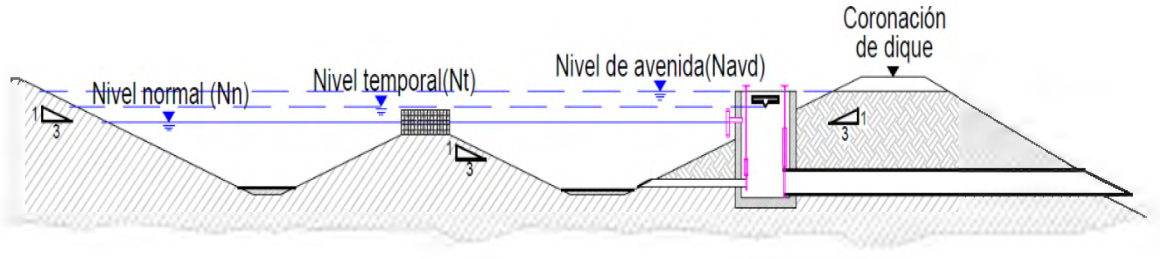


Figura 20-2. Relación de volúmenes y niveles en un estanque de retención

La escorrentía entra en el ER a través una tubería o canal abierto, lo cual produce una elevación de la lámina de agua por encima del primer elemento de regulación. Para precipitaciones recurrentes el volumen de escorrentía que ingresa en el estanque desplaza, parcial o totalmente, el volumen permanente proveyendo procesos de dilución y sedimentación para depurar las aguas. En un ER puede darse cierta evaporación e infiltración, pero su contribución al control de los volúmenes de escorrentía no suele ser relevante.

El volumen temporal del estanque es un embalsamiento que detiene la escorrentía y la descarga a un caudal controlado a lo largo de un periodo de tiempo específico no limitado. Cuando se descarga en un periodo superior a 24 horas se produce la denominada detención prolongada, V_{dp}, cuya función es muy efectiva en el control de impactos hidromorfológicos aguas abajo.

El volumen de avenida del estanque entra en servicio cuando se producen precipitaciones extremas. Este volumen es embalsado por encima del resto de

volúmenes, y su descarga es controlada generalmente por elementos de regulación ubicados en el interior de la obra de salida. Estos elementos de regulación se diseñan para limitar el caudal pasante a los estándares de control hidráulico de la MM6.
Los ER, bien diseñados y conservados, ofrecen importantes beneficios ambientales e hidrológicos, permitiendo mejorar la calidad y cantidad de las escorrentías, logrando la protección hidromorfológica del cauce, mitigando el riesgo de inundación, y proveyendo, además, otros beneficios de biodiversidad y paisajismo.

Los ER se pueden construir mediante una depresión natural en el terreno, excavando una nueva depresión, mediante la construcción de diques o mediante soluciones híbridas de las opciones citadas. Los componentes principales de esta técnica son:

- **Balsa de pretratamiento**. Todas las entradas de agua al estanque requieren balsas de pretratamiento, o pretratamientos equivalentes aguas arriba, para eliminar sedimentos y disipar la energía de los flujos. El diseño de la balsa de pretratamiento incluye, como mínimo, un 20% del volumen total del estanque. Una berma divisoria separa esta zona del cuerpo principal del estanque.

- **Cuerpo principal o vaso**. El cuerpo principal de la balsa provee el volumen permanente del estanque. La configuración de la balsa principal se diseña para maximizar el tiempo de residencia hidráulica de las escorrentías y los procesos de eliminación de contaminantes. La profundidad media del volumen permanente será de 1 a 2 m para evitar estratificaciones y condiciones anóxicas. La profundidad para el control hidráulico puede exceder esta limitación.

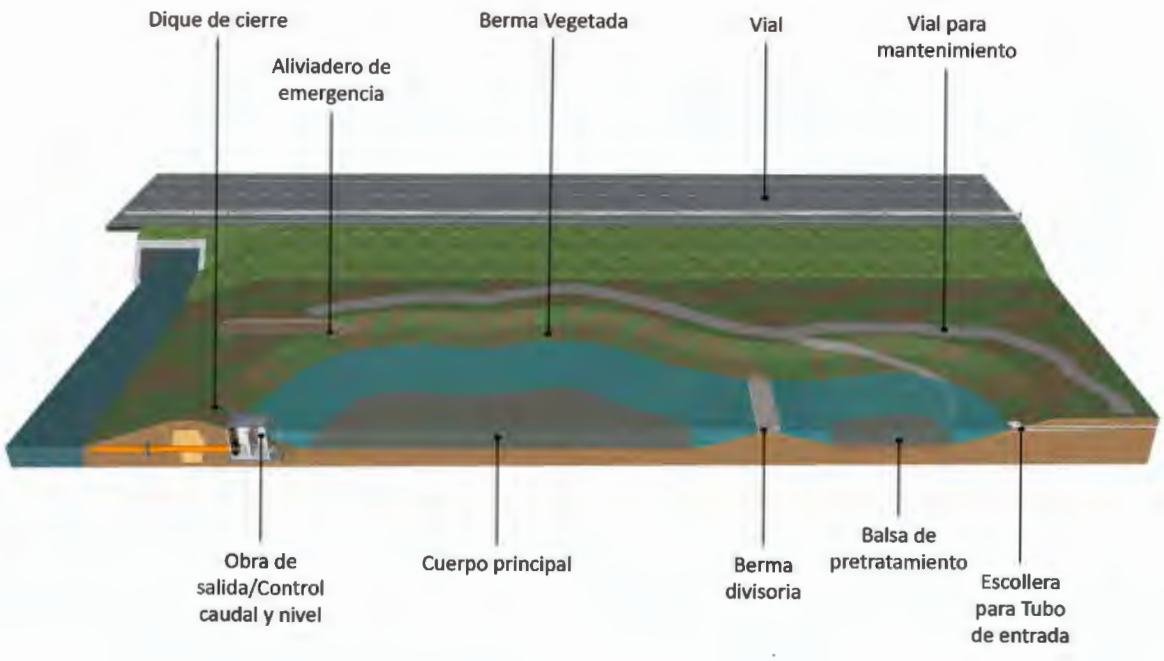


Figura 20-3. Componentes principales de un estanque de retención

- **Berma vegetada.** La berma vegetada es una zona poco profunda que rodea el perímetro de la lámina de agua permanente del estanque. La pendiente resulta de especial importancia para el establecimiento de la vegetación; su pendiente transversal será, siempre que sea factible, no más pronunciada del 2%. Las

pendientes suaves aumentan la biodiversidad de plantas y animales, y limitan los procesos erosivos. Esta berma promueve el establecimiento de vegetación sumergida y emergente, mejora la eliminación de contaminantes a través de la absorción biológica e incrementa el nivel de seguridad.

- **Obra de salida.** Controla los niveles y caudales descargados desde la técnica mediante distintos elementos de regulación. La obra de salida, generalmente, se compone de una arqueta con varios órganos de gobierno (ver Capítulo 25). La obra de salida debe ser de fácil acceso y debe ubicarse en el dique o talud.

- **Dique de cierre.** Esta estructura embalsa el agua del estanque al proveer suficiente masa para que su peso y diseño retengan el volumen de almacenamiento de aguas del estanque tras la misma. Cuando se ubican por encima del terreno natural deberán atender a lo recogido en las normas en materia de seguridad del RDPH.

- **Vegetación**. Las plantaciones en la berma vegetada y los taludes son importantes para proteger los márgenes de la erosión y promover los procesos de depuración.

- **Vía de servicio y rampa.** Permite acceder a la obra de salida, la balsa de pretratamiento y otras estructuras del estanque para su conservación y explotación Los accesos pueden configurarse mediante una berma. La balsa de pretratamiento contendrá una rampa de acceso para que una excavadora y un camión, o dúmper, puedan acceder a su fondo para retirar sedimentos.

INTERBIAK diferencia dos variantes en el diseño de los ER, que se describen a continuación:

- **Estanque de retención (ER):** Se construye con un volumen permanente que contiene, como mínimo, el VCA. El volumen de escorrentía de cada nueva lluvia ingresa al estanque y desplaza parcialmente el agua presente de las lluvias previas. La escorrentía de aguas pluviales que se captura se vierte a través de un elemento de regulación (por ejemplo, un orificio) ubicado a cota del nivel normal, o volumen permanente diseñado, para limitar el caudal pasante al QCA. La escorrentía que ingresa en el estanque se somete a procesos de dilución y decantación. Esta variante tiene como función principal el tratamiento de las escorrentías.

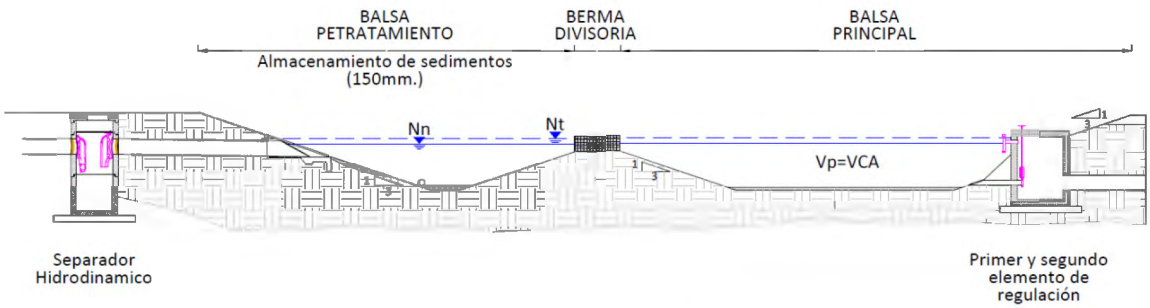


Figura 20-4. Sección tipo de un estanque de retención con funciones de tratamiento de las escorrentías

Esta variante idealmente puede integrar control hidráulico. Para ello sobre el volumen permanente se superpondrá un volumen de avenida. Conceptualmente, combina un ER y una balsa de detención (ver Capítulo 19). En esta configuración se consiguen las funciones de tratamiento de la escorrentía y control de caudales punta.

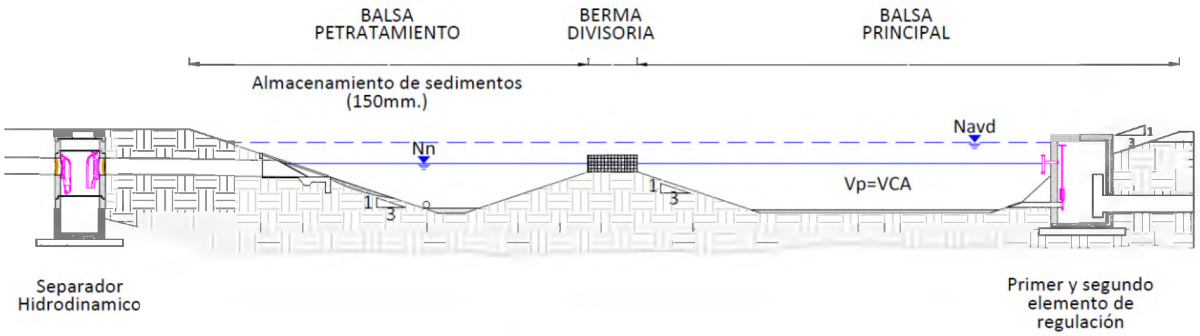


Figura 20-5. Sección tipo de un estanque de retención con funciones de tratamiento de las escorrentías y control hidráulico

- **Estanque de retención con detención prolongada (ERDP):** La principal diferencia con un ER es que el volumen temporal recibe una detención prolongada. Durante una lluvia, el volumen de escorrentía se embalsa para ser lentamente evacuado durante más de 24 horas. Varios estudios internacionales establecen que los 30 mm iniciales de precipitación desaguados en 24 horas se requieren para controlar el impacto hidromorfológico en el cauce. En el ERDP el V_p contiene como mínimo el 50% del VCA. La proporción restante del VCA oscila entre el nivel normal y el nivel temporal. Este diseño tiene un menor rendimiento de tratamiento que el ER, pero demanda menos espacio y permite además el control de los caudales de mayor significación ambiental en el cauce. El V_{avd} se ubica por encima del V_p con un escaso incremento del área de ocupación. En esta configuración no es recomendable superponer un volumen de detención adicional para el control de avenidas asociadas a la inundabilidad (T=25 años).

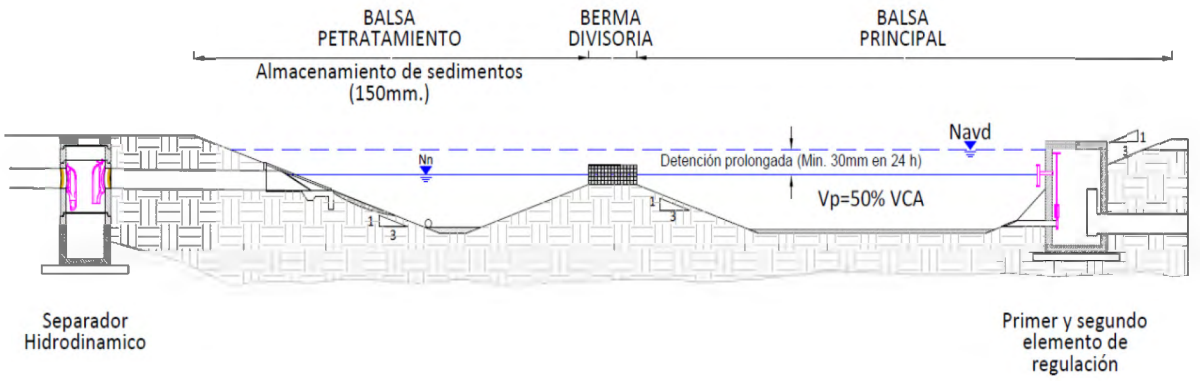


Figura 20-6. Sección tipo de un estanque de retención con detención prolongada

Debido a la presencia permanente de agua en un ER, la seguridad es un aspecto a tener más en cuenta que en otras técnicas SuDS. La seguridad puede aumentarse, y los riesgos minimizarse, mediante un diseño detallado que integre y considere, como mínimo, las siguientes prácticas:

- Mantener un nivel normal del estanque, o lámina de agua permanente, inferior a una profundidad de 2 metros. Si las limitaciones de espacio y necesidades de almacenamiento del VCA requieren profundidades mayores se debe emplear un humedal de aguas pluviales u otras técnicas SuDS.

- Usar bermas internas por debajo del nivel normal. La balsa principal debería tener una berma que se extiende, al menos, 2 metros desde la orilla antes de incrementar su pendiente hasta el fondo de la balsa. Mantener líneas de nivel suavizadas que eliminen caídas pronunciadas.

- En el proyecto deberá valorarse la colocación de un cerramiento en el perímetro interior de coronación y señalizaciones. Pueden requerirse por INTERBIAK siempre que los taludes interiores al vaso de la balsa permanente sean más verticales que 1V/3H para protección frente a caídas de personas.

- La seguridad vial siempre prevalecerá sobre el resto de los parámetros geométricos y de diseño de esta técnica.

20.2 CAPACIDAD DE TRATAMIENTO

El principal mecanismo de eliminación de contaminantes de un ER es la decantación por gravedad. Cargas significativas de contaminantes particulados, con metales, nutrientes y compuestos orgánicos asociados, pueden eliminarse mediante sedimentación. Otros mecanismos de eliminación de contaminantes incluyen la absorción por la vegetación, la volatilización y la descomposición bacteriana.

El rendimiento en la eliminación de contaminantes en esta técnica se determina por la magnitud y tiempo de exposición a los procesos físicos, biológicos y químicos en la técnica. El flujo de escorrentía se somete a distintos tiempos de residencia hidráulica en el SuDS en función de su velocidad y volumen. Este tiempo de residencia hidráulica, TRH medio, es el factor más condicionante de la función de tratamiento del estanque, y se puede expresar como la relación entre el volumen del estanque permanente y el caudal medio de entrada.

El TRH está determinado tanto por el modelo de flujo dominante como por el periodo de tiempo seco entre eventos de precipitación. Como término, o parámetro, para predecir el rendimiento a largo plazo de un ER se suele emplear la relación entre el volumen permanente de lámina de agua y el volumen de calidad de agua (V_p/VCA).

También, se ha utilizado la relación "área de estanque/área drenante" para estimar la eliminación a largo plazo de contaminantes.

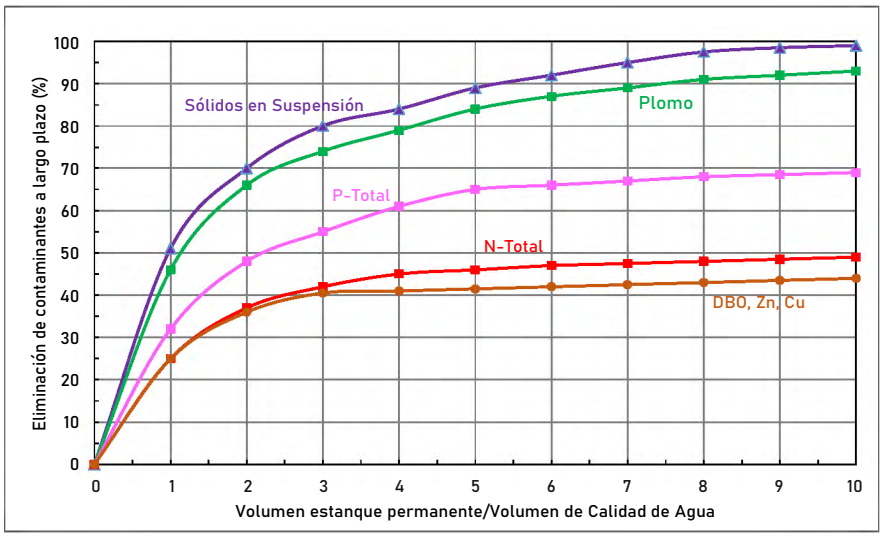


Figura 20-7. Rendimiento de eliminación de varios contaminantes como función del volumen permanente -VCA en el estanque de retención (adaptada de Schueler, 1987)

Varios estudios han demostrado que más del 90 por ciento de la eliminación de contaminantes ocurre durante el período entre los sucesos de lluvia (periodo interevento). Otros resultados de modelos de simulación han indicado que dos tercios de las cargas de sedimentos, nutrientes y metales traza se eliminan por sedimentación en 24 horas (U.S. EPA, 1999).

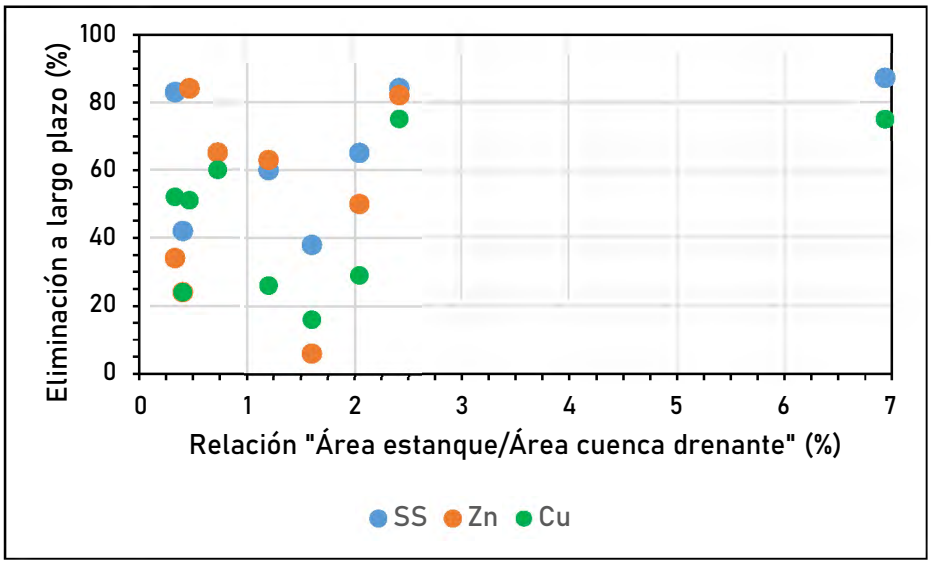


Figura 20-8. Eficiencia en eliminación de contaminantes a largo plazo, basada en carga eliminada en 8 estanques (adaptada de Persson & Pettersson, 2009)

En lo referente a microplásticos se han establecido rendimientos de eliminación de aproximadamente del 85% en los ER, alcanzando ordenes de magnitud similares a la eliminación de material particulado (Olesen *et al.* 2019).

En cuanto a microcontaminantes el funcionamiento de un ER en una autopista con una IMD de 42.000 vehículos mostro eficiencias de eliminación del 89 % para la suma de cuatro HAPs prioritarios seleccionados (benzo(b)fluoranteno, benzo(k)fluoranteno, benzo(ghi)perileno, e indeno (1,2,3-cd)pireno). Las nevadas y uso de fundentes afectaron drásticamente el rendimiento, llegándose a observar valores negativos (Vollertsen *et al.* 2009).

En la siguiente tabla se presenta diferentes referencias internacionales sobre la eficiencia de tratamiento de los ER, y también el valor de referencia establecido por INTERBIAK.

Tabla 20-1. Eliminación de contaminación en estanques de retención según estudios internacionales sobre escorrentías viarias y valores establecidos para la evaluación de riesgos

Constituyentes		Concentración Efluente [1]			Rango Rendimiento Internacional (%)[2]	Ref. evaluación riesgos (%)[3]
		P25%	Median	P75		
Constituyentes Medida Mínima 5						
SST (mg/L)		4,0	12,0	63,3	(70-85) 73[1]	ER 85%
Metales	*Cobre total (µg/L)*	3,30	4,92	8,46	(50-60) 69[1]	ER 50%
	Cobre-dis (µg/L)	2,02	2,95	4,73	10-51	ER 20%
	Zinc total (µg/L)	21,1	50,0	90,3	(50-60) 12[1]	ER 50%
	Zinc-dis (µg/L)	16,0	20,5	33,8	24[1])	ER 20%
Microconta minantes	MP (mg/L)	-	-	-	77-85[4]	ER 75%
	BaP (µg/L)	2,5	2,5	2,5	24-87[4]	ER 70%
Otros						
HTP (µg/L)[8]		125	125	742,5	91[8]	ER 80%
Plomo total (µg/L)		–	–	–	50-60	ER 50%
Cadmio total (µg/L)		–	–	–	50-60	ER 50%

(1) Fuente: *Use of the State Department of Transportation Portal to the International Stormwater BMP Database, (AASHTO, 2020)*. Valores de mediana para el 95% de confianza.
(2) Fuentes: Andersson et al. (2018); GEPD (2016); MPCA (2008); Olesen et al. (2019); PADEP (2006); VADCR (2013); Vollertsen et al. (2009); WSDOT (2019).
(3) Valor a emplearse en caso de requerir una evaluación de riesgos.
(4) MP: Olesen *et al.* (2019), Rasmussen *et al.* (2024); BaP: Microproof (2019). No se dispone de datos suficientes a fecha de la presente publicación, se presentan datos de únicos estudios disponibles.

20.3 APLICACIONES

Los ER son adecuados para gestionar las escorrentías pluviales en una amplia variedad de aplicaciones relacionadas a las infraestructuras viarias. Los estanques tienen una mejor acogida en terrenos bajos relativamente horizontales. La ocupación superficial de un estanque, relativamente elevada en comparación con otras técnicas SuDS, puede hacer que determinadas aplicaciones lineales en el dominio público viario sean impracticables.

Los ER suelen instalarse como técnicas SuDS de fin de línea en la parte baja de la cuenca y al final de la cadena de gestión de las escorrentías pluviales. Por tanto, sus dimensiones pueden reducirse significativamente con el uso de otras técnicas SuDS previas al estanque que reduzcan los volúmenes y caudales a gestionar en él mismo.

Figura 20-9. Vistas generales de estanques de retención en autopistas (Fuente: Vinci Routes)

20.3.1 Funciones de la Técnica

Los ER cumplen con la MM5. No ofrecen beneficios significativos en cuanto a la reducción de los volúmenes de escorrentía, y permiten reducir los caudales punta mediante el almacenamiento y retención de las escorrentías conforme a la MM6.

20.3.1.1 *Control Hidráulico*

Los estanques de retención no permiten reducir los volúmenes de escorrentía bajo los estándares de la MM 6. Las pérdidas producidas por evaporación e infiltración durante la época de lluvias son mínimas y no permiten alcanzar el valor mínimo de 5 mm de detracción. Cuando los niveles suben por encima del nivel normal del estanque se puede lograr cierta contribución a la intercepción, pero esta reducción es muy limitada y, salvo justificación adecuada, no se contempla en esta técnica.

Cuando en el dimensionamiento del estanque se incluyan medidas de aprovechamiento de las escorrentías (ver Capítulo 23) se podrán justificar reducciones en el volumen de escorrentía mediante la correspondiente justificación hidrológica (ver Capítulo 6). El aprovechamiento de agua pluvial no debe comprometer unos niveles mínimos de volumen permanente que ofrezca la función de depuración.

El ER, con un Vavd superpuesto sobre el Vp, permite cumplir con el Estándar de Control Hidráulico 2 al proveer volumen de almacenamiento para las avenidas.

Tabla 20-2. Funciones de control hidráulico de los estanques de retención

Tipología de Estanque	Control Volumétrico Escorrentía		Control Caudales	
	Detracción	Lluvias Extremas	Protección Hidromorfológica	Protección Inundabilidad
ER(2)				
ERDP				(1)

(1) Requiere una justificación y evaluación para determinar su nivel de cumplimiento con los estándares de control hidráulico en el proyecto.
(2) Si integra un volumen de avenida sobre el volumen permanente.

Todas las variantes de diseño pueden cumplir con la protección hidromorfológica del cauce. La detención prolongada permite descargar el volumen de escorrentía asociado al menos al 50% de la MCO en un periodo de 24 horas. La conservación del caudal punta de la MCO en estado natural, sin control volumétrico previo de la escorrentía pluvial, puede contribuir a la erosión debido a que la descarga tendrá, generalmente, una mayor duración. En estos casos, el cauce puede verse expuesto a crecidas ordinarias erosivas de mayor duración que en régimen natural.

El ERDP permitirá controlar los caudales de mayor significación ambiental pero generalmente no los caudales mayores asociados a la inundabilidad. El consultor podrá evaluar el nivel de cumplimiento con la laminación de la avenida de 25 años en el ERDP mediante los métodos de cálculo establecidos en el Capítulo 6.

20.3.1.2 *Tratamiento de Escorrentías*

Los ER cumplen con el Estándar de Control de Calidad 2 de la MM5.

Los estanques, en todas sus variantes, permitirán cumplir con el control de vertidos accidentales. En estos casos, el primer elemento de regulación deberá diseñarse para desaguar por debajo del N_p, y así poder almacenar grasas y aceites en la superficie.

Tabla 20-3. Funciones proporcionadas por los estanques de retención construidos para el tratamiento de las escorrentías viarias

Tipología de Estanque	Cumplimiento Nivel Tratamiento					
	Sedimentos SST	Metales Disueltos		Microcontaminantes		Vertidos Accidentales
		Cu	Zn	MP	BaP	
ER						
ERDP						

Cuando la HSST requiera un análisis de riesgos, y este determine finalmente como viable el uso de la técnica, se usará siempre prioritariamente la variante de diseño de ER integrando, como mínimo, el VCA en el V_p. Esto permitirá dotar a las escorrentías una mayor calidad. El ER que cumpla los criterios de diseño permitirá realizar un control de los microcontaminantes objetivo y sedimentos.

La descarga del volumen con detención prolongada puede causar impacto térmico en el medio receptor. En zonas que hayan sido declaradas de protección de especies acuáticas significativas desde el punto de vista económico, así como en Áreas de Interés Especial de las especies amenazadas (relacionada con el medio hídrico), de conformidad con el Registro de Zonas Protegidas en los planes hidrológicos en la CAPV, se dará preferencia al uso de humedales para aguas pluviales (ver Capítulo 21) sobre los ER. Si por criterios del ámbito no es factible usar un humedal se usará la variante ERDP en estos casos.

El potencial de eliminación de nutrientes de los ER la hace una técnica compatible con la descarga a zonas declaradas vulnerable al aporte de nutrientes.

Tabla 20-4. Ejemplo de evaluación de la eliminación potencial de contaminantes objetivos proporcionada por los estanques de retención

Proceso Eliminación (1)	Relevancia del Proceso en los Estanques de Retención (2)	Potencial Eliminación			
		SST (3)	Cu y Zn (4)	BaP (5)	MP (6)
Adsorción al sustrato	1,5	2	1,5	3	2
Sedimentación	3	3	1,5	3	3
Degradación microbiana	2	1	1	1	1
Filtración	1	3	1,5	3	3
Volatilización	1	NA	NA	2	1
Fotolisis	0,75	NA	NA	3	1
Asimilación vegetal	1	NA	1	3	NA
PUNTUACION TOTAL[a]		**17,00**	**11,25**	**25,75**	**18,75**

(a) Suma de los productos del valor de relevancia de cada proceso para la técnica (columna 2) por el valor del potencial de eliminación para cada contaminante (columnas 3-6). Cuando no es aplicable (NA) el proceso para la eliminación de un contaminante no suma.

INTERBIAK, de forma general, da preferencia a los ER sobre las BD debido a sus mejores rendimientos en cuanto a la calidad de las escorrentías. De la misma forma, los humedales artificiales para aguas pluviales deberían ser considerados y descartados antes de usar un ER (ver Capítulo 10).

20.3.2 Viabilidad

Los ER pueden implementarse junto con otras técnicas SuDS, como cunetas vegetadas y franjas filtrantes, formando una cadena de gestión de las escorrentías que permita cumplir con todos los estándares de control hidráulico (incluido el control de volumen) y de tratamiento de las escorrentías (incluidos metales disueltos). Los volúmenes tratados por las técnicas precedentes se descuentan del V_p, permitiendo un menor consumo de espacio.

20.3.3 Limitaciones

Los siguientes aspectos deben evaluarse detalladamente, ya que podrían generar un riesgo para el buen funcionamiento de la técnica y limitar su aplicación:

- Suelos permeables no son adecuados para esta técnica, ya que no permitirán mantener el V_p. El proyectista debe considerar que la permeabilidad aumentará con la carga hidrostática sobre el estanque. Esto requiere impermeabilizar el suelo para garantizar el mantenimiento del V_p. En estos casos se deberá estudiar la posibilidad de usar una balsa de infiltración (ver Capítulo 19).

- La presencia de sustrato rocoso aumenta el riesgo de permeabilidad por fisuración. Cuando haya presencia de sustrato rocoso a menos de 1 metro de la base de la técnica se deberá impermeabilizar el fondo.

- Si tiene que usarse esta técnica en zonas kársticas debe impermeabilizarse siempre el fondo mediante un método válido (ver Capítulo 25). Estas zonas requerirán un seguimiento y vigilancia de posibles fugas que puedan generar hundimientos.

- La proximidad de taludes superiores al 15% en la cercanía de un estanque deberá valorarse mediante un estudio geotécnico que evalúe el posible impacto de las condiciones de humedad en los mismos.

- La construcción de esta técnica en zona inundable está desaconsejada. Cuando esta situación sea requerida no deberían usarse diques de cierre y debería excavarse bajo rasante. La integridad de la infraestructura en la avenida de 100 años de periodo de retorno y su influencia en la misma deberán evaluarse. Se requerirá autorización previa del Organismo de Cuenca y cumplimiento con sus requerimientos para construir la balsa en la zona inundable.

- El volumen permanente de agua, en zonas donde existan especies protegidas inventariadas, puede facilitar la colonización del espacio por otras especies competidoras. El proyectista deberá valorar la idoneidad de la técnica en este tipo de espacios y valorar sus posibles afecciones.

- Profundidades de lámina de agua superiores a 2,4 m pueden generar la estratificación del volumen permanente por diferente temperatura y favorecer las condiciones anóxicas. Este fenómeno se magnifica en el verano, con el calentamiento de la capa de rodadura del trazado y la escorrentía superficial que discurre sobre la misma. La estratificación del V_p puede minimizarse mediante orientación longitudinal del estanque en el sentido de los vientos dominantes en verano (N-NE), el vaciado del rebose sumergido en la obra de salida, o/y plantar árboles y arbustos a lo largo de la orilla sur para maximizar las zonas de sombra. Puede valorarse el uso aireadores o elementos que promuevan la mezcla de la columna de agua.

- Cuando la profundidad del V_p sea inferior a un metro deberá darse prioridad al diseño de un humedal (Ver Capítulo 21).

20.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

Las distintas variantes para los ER tienen principios de diseño básicos similares. Su principal diferencia es la asignación del Vp y el diseño de la obra de salida. Diseño estructural y geometría.

El proyectista deberá usar la HSST y confirmar la aplicabilidad de la técnica para el ámbito de estudio. Las limitaciones fijadas en el apartado 20.3.3 deberán también considerarse en la viabilidad de esta técnica.

Tabla 20-5. Criterios generales de diseño de los estanques de retención

Criterio o Parámetro	ER	ERDP
Área de estanque/Área drenante	1 a 3% (3% si >95% imp.)	1 a 3% (3% si >95% imp.)
Área drenante (ha)	Mín. 2 ha	Mín. 2 ha
Relación Largo:Ancho (recorrido flujo)	Mín.3:1	Mín. 3:1
Vol. permanente (V_p)	VCA	Mín. 50% VCA
Volumen de detención prolongada (V_{dp})	-	Mín. 30 mm en 24 h
BALSA PRETRATAMIENTO		
Profundidad V_p (m)	Mín. 1,2 m Máx. 2m	Mín. 1,2 m Máx. 2,4 (incluidos sedimentos)
Vol. permanente (V_p)	Min. 20% V_p	20-30% V_p
Altura sedimentos (adicional a V_p)	Min. 350 mm	Min. 350 mm
Taludes interiores sumergidos (V:H)	Mín. 1:3	Mín. 1:2 Recomendado. 1:3
Taludes berma divisoria (V:H)	Mín. 1:3 1:2 si sumergida	Mín. 1:3 1:2 si sumergida
Velocidad flujo T25 años	0,25 m/s	0,25 m/s
BALSA PRINCIPAL		
Profundidad V_p	1,2 m recomendado	1,2 m recomendado
Profundidad máx. (N_{temp}+N_{avd})	2,4 m	1,8 m
Carga hidrostática	1,8 m a 2,4 m	1,8 m
Taludes interiores sumergidos (V:H)	Min. 1:3	Min. 1:3
Taludes exteriores (V:H)	Min. 1:2 Recomendado. 1:3	Min. 1:2 Recomendado. 1:3
Pendiente del fondo	Min. 0,5%	Min. 0,5%
Altura sedimentos (adicional a V_p)	No requerida	150 mm
Resguardo sobre N_{avd}	0,30 m	0,30 m
Tiempo vaciado V_t	No requerido Limitado a QCA	24 h el Vdp
BERMA VEGETADA		
Pendiente (V:H)	Min. 1:4 Recomendado 1:6	Min. 1:4 Recomendado 1:6
Ancho	Min. 2 m Recomendado 3 m	Min. 2 m Recomendado 3 m
Relación Área berma/Área V_p	Min. 20%	Min. 15%

El diseño detallado de un ER puede realizarse mediante el siguiente procedimiento:

1. Diseño estructural y geometría.

2. Diseño hidráulico:

    a. Balance de aguas.
    b. Determinación del volumen permanente de agua.
    c. Determinación de volúmenes y caudales para control hidráulico.
    d. Cubicación, cálculo de relaciones área/altura-volumen almacenamiento.
    e. Diseño de los elementos de regulación.
    f. Diseño para transporte.

3. Diseño de elementos específicos:

    a. Tapizados y geosintéticos.
    b. Balsa pretratamiento.
    c. Obra de salida
    d. Dique de cierre.
    e. Aliviadero de emergencia.
    f. Vegetación.
    g. Cerramientos.
    h. Protección del punto de descarga.
    i. Drenes y válvulas de vaciado.
    j. Medidas ambientales.

20.4.1 Diseño Estructural y Geometría

El ER posee un mínimo de dos vasos, o cuerpos, separados por una berma divisoria. El primer vaso conforma la balsa de pretratamiento y contiene entre el 20 y el 30% del Vp. El volumen de la berma divisoria no contabiliza como Vp de agua. Esta berma promueve, en la mayor medida posible, el flujo pistón y el flujo laminar en la técnica. Otros métodos alternativos, mediante deflectores porosos construidos con gravas o similar, también podrán ser usados.

Si la altura de la berma divisoria es mayor a 1,2 m se debe construir la misma con un cimiento competente que soporte las cargas a las que se verá sometido por el empuje lateral del agua. En esta situación se requerirá que un estudio geotécnico que evalúe este aspecto y que considere situaciones en las que uno de los vasos del estanque este vacío y el otro lleno.

Figura 20-10. Croquis descriptivo de la configuración de la balsa de pretratamiento

La coronación de la berma divisoria puede encontrarse a la misma cota que la elevación del Vp o sumergida 300 mm por debajo de esta superficie. Cuando la berma esté a misma cota que el Vp los taludes laterales serán 1V:3H, o más horizontales, y podrán

ser hasta 1V:2H si la berma está sumergida. La berma divisoria tendrá, al menos, 1,5m de ancho en su parte superior.

La berma sumergida tiene como objetivo aumentar la seguridad al dificultar el acceso de personas cuando haya taludes verticales. Otra alternativa es usar barreras vegetadas que prevengan el acceso a esta zona cuando el estanque no tenga un cerramiento.

El ER debe tener un recorrido de flujo adecuado con una relación mínima longitud/anchura para el volumen permanente de 1:2, y lo ideal es que sea igual o mayor que 1:3. Un recorrido adecuado facilita, y promueve, la eliminación de contaminantes mediante dilución, bioasimilación y sedimentación.

Los ER con dimensiones inferiores a 100 m^3 pueden construirse en un único cuerpo, sin balsa de pretratamiento. No obstante, se deberá emplear una ratio largo-ancho, para aumentar el recorrido, superior a 1:4, y un dispositivo de pretratamiento tipo separador hidrodinámico en su entrada.

Es recomendable usar una geometría en forma de cuña en planta para que el flujo se reparta homogéneamente en toda la sección transversal. Para aumentar la trayectoria del flujo se puede recurrir a isletas dentro del volumen permanente de agua, múltiples vasos, etc. La geometría irregular del contorno de las orillas y la mayor longitud de estas aumenta la interfase tierra-agua y el contacto de la vegetación-escorrentía sobre las bermas vegetadas aumentando la calidad de las escorrentías.

La balsa de pretratamiento incluye un volumen para el almacenamiento de sedimentos de 350 mm para el ER. Para el ERDP proveer un mínimo de 350 mm en la balsa de pretratamiento y 150 mm en la balsa principal. Este volumen es adicional al Vp.

La profundidad mínima de 1,2 m para el Vp se requiere ya que profundidades inferiores a 1 m pueden resuspender sedimentos por la acción de vientos y reducir la capacidad de disipación de energía de la balsa de pretratamiento.

La profundidad máxima del vaso principal de un estanque no debe exceder los 2,4 m ya que profundidades superiores aumentan el riesgo de generar condiciones anóxicas debidas a la estratificación de la columna de agua.

Las pendientes son un factor clave en el funcionamiento, accesibilidad, seguridad y conservación de la técnica. Los taludes laterales deben cumplir con los siguientes criterios:

- Los taludes interiores sumergidos del estanque deberían ser 1V:3H, o más horizontales siempre que sea posible. Esta zona contiene parte de la vegetación emergente por lo que taludes más verticales generaran mayor densidad vegetal que puede reducir la accesibilidad al estanque para su mantenimiento.

- Los taludes exteriores no sumergidos podrán diseñarse hasta un 1V:2H, pero, si es posible, se recomienda que sean más tendidos o que terminen en la berma vegetada o berma de acceso. Cuando tengan que ser segados serán 1V:4H, o más tendidos.

- Los laterales del estanque podrán realizarse en hormigón verticales si se realiza un cerramiento de seguridad en todo el perímetro y, al menos, el 30% de su perímetro se conforma con una berma vegetada.

- El pie del talud exterior del ER debe estar, al menos, a 1,5 m por el interior de la línea exterior del dominio público de la vía.

- La pendiente interna longitudinal del fondo del estanque será de al menos un 0,5% hacia la obra de salida.

Otra zona de especial relevancia en el estanque es la berma vegetada. Una berma vegetada es un área poco profunda alrededor del perímetro del volumen permanente. Su diseño de taludes suaves, 1V:6H o más horizontal, permite el desarrollo del gradiente de vegetación necesario y facilita el establecimiento de una amplia comunidad de flora y fauna. Cuando los taludes interiores sean más tendidos que 1H:4V no se requerirá la berma vegetada.

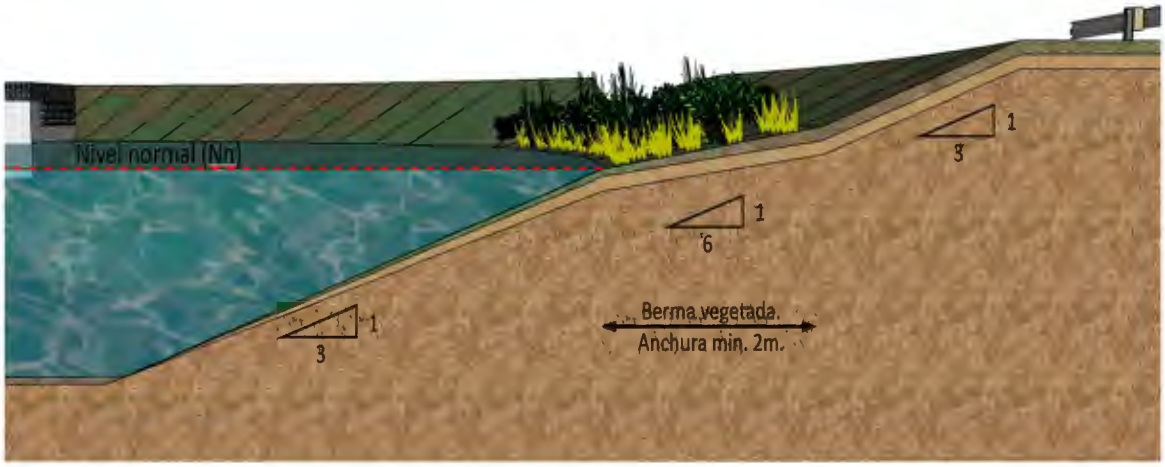


Figura 20-11. Berma vegetada en la zona de oscilación frecuente de la lámina de agua

La berma vegetada tendrá siempre que sea posible al menos 2 metros de anchura y representará, como mínimo, entre un 15-20% de la superficie del Vp en función de la tipología de ER. La berma vegetada no se requiere en el perímetro de la balsa de pretratamiento. La berma vegetada podrá quedar parcial o totalmente sumergida dentro del Vp.

Cuando no sea posible construir esta berma vegetada por la disponibilidad de espacio se debe considerar el vallado perimetral del área para incrementar la seguridad y limitar el acceso franco.

Los estanques pueden requerir diques de cierre sobre la rasante de terreno natural para poder almacenar agua. Estos diques de cierre deberán atender a lo recogido en las recomendaciones del RD 264/2021, de 13 de abril, por el que se aprueban las normas técnicas de seguridad para las presas y sus embalses, en lo relativo a su clasificación en función del riesgo potencial que pueda derivarse de su posible rotura o funcionamiento incorrecto. Ver apartado de elementos específicos para diseñar este componente de la técnica.

Figura 20-12. Estanque de retención con berma vegetada

20.4.2 Diseño Hidráulico

20.4.2.1 *Limitaciones del Área Drenante*

El área drenante máxima a un ER no está limitada. Debe tenerse en cuenta que los caudales a gestionar provendrán mayoritariamente de zonas impermeables. Cuencas secundarias de los márgenes deberán segregarse de las técnicas SuDS.

El área mínima recomendada de 2 ha se fija para proveer orificios de regulación que no sean inferiores a 15 mm (a mayor cuenca drenante mayor sección de orificio) y para mantener el balance de agua. Estos factores podrán modificarse a criterio del proyectista si puede garantizarse el volumen permanente y la protección del orificio de regulación.

20.4.2.2 *Balance Hidrológico*

Ver Capítulo 6.

20.4.2.3 *Método de Diseño*

1. **Ver pasos 1, 2 y 3 de balsas de detención (ver Capítulo 18).** .

1. **Determinar el volumen permanente (V_p).** En la variante ER el volumen permanente será, como mínimo, igual a 100% del VCA. En los ERDP el volumen permanente será igual, como mínimo, al 50% del VCA.

2. **Determinar el volumen de la balsa de pretratamiento.** El volumen de la balsa de pretratamiento será, como mínimo, el 20% del V_p:

$$V_{pretat} = 0{,}2 \cdot V_p \qquad \textit{(Ec. 20- 3)}$$

Donde:

V_{pretat} = volumen de la balsa de pretratamiento (m^3)
V_p= volumen permanente (m^3)

3. **Dimensionar el primer elemento de regulación.** Para la variante de ER que solo provea tratamiento dimensionar el orificio o tubo de toma del estanque para limitar el caudal al valor del QCA (ver Capítulo 6 y Capítulo 25). En caso de usar un tubo en contrapendiente igualar la generatriz superior del tubo en su acometida a la arqueta de salida al nivel normal del volumen permanente.

   Para el ER que superponga el volumen de avenidas omitir el anterior punto y seguir el punto 4 del método de diseño de BD.

4. Para la variante de ERDP el cálculo del elemento de regulación se diseña teniendo en cuenta el volumen de detención prolongada (Vdp), que requiere el vaciado en 24 h de al menos 30 mm de precipitación:

   - Calcular el caudal de desagüe medio, Q_m (igual al V_{dp}/mínimo 24h).
   - A la altura de diseño del V_{dp} el caudal máximo de desagüe será Q_mx2.
   - Calcular el tamaño requerido de orificio mediante la fórmula del orificio de pared delgada. Otros elementos de regulación pueden ser adecuados para la detención prolongada, todos se basan en un método similar de cálculo (ver Capítulo 25).
   - Dimensionar el rebose de emergencia siguiendo los métodos de cálculo hidráulico convencionales (ver Capítulo25)

Se recomienda que el proyectista use un modelo hidrológico-hidráulico que tenga la capacidad de modelizar una obra de salida con varios elementos de regulación secuenciales. Normalmente se requieren varias iteraciones para cumplir con los objetivos de diseño.

20.4.2.4 *Diseño para Transporte*

Ver Capítulo 18, apartado 18.4.2.3.

20.4.3 Diseño de Elementos Específicos

20.4.3.1 *Tapizados y Geosintéticos*

La impermeabilización de un estanque se realizará, siguiendo lo especificado para este elemento en la balsa de detención (ver Capítulo 18).

20.4.3.2 *Balsa de Pretratamiento*

Todas las entradas de agua al ER que contribuyan a más del 10% del volumen de escorrentía entrante requieren balsas de pretratamiento o pretratamiento equivalentes aguas arriba para eliminar sedimentos y disipar la energía del agua antes de entrar a la balsa principal. El diseño de la balsa de pretratamiento incluye entre el 20-30 % del volumen permanente del estanque y se configura para disipar la energía y minimizar la resuspensión de sedimentos.

La berma divisoria permite disipar la energía de los flujos de entrada, mejora el funcionamiento de la técnica y facilita el mantenimiento al centrar en cabecera una parte importante de los sedimentos y flotantes arrastrados por las escorrentías. Uno de los métodos más efectivos de disipación de la energía es sumergir el tubo de entrada de las balsas de pretratamiento para que se encuentre a una altura inferior a su salida. El agua que fluye sobre la berma divisoria que separa los dos cuerpos del estanque deberá fluir con velocidades no erosivas.

Sumergir el tubo de entrada con su correaguas al menos 60 cm por encima del fondo de la balsa de pretratamiento (no incluido el volumen de sedimentos). Cuando sea posible sumergir al menos 300 mm la generatriz superior del tubo bajo el volumen permanente. Calcular la rasante hidráulica para verificar que es aceptable dentro del sistema. La distancia al fondo previene la resuspensión de sedimentos y el sumergir la entrada permite disipar la energía entrante, otros métodos alternativos podrán ser aceptados para disipar la energía.

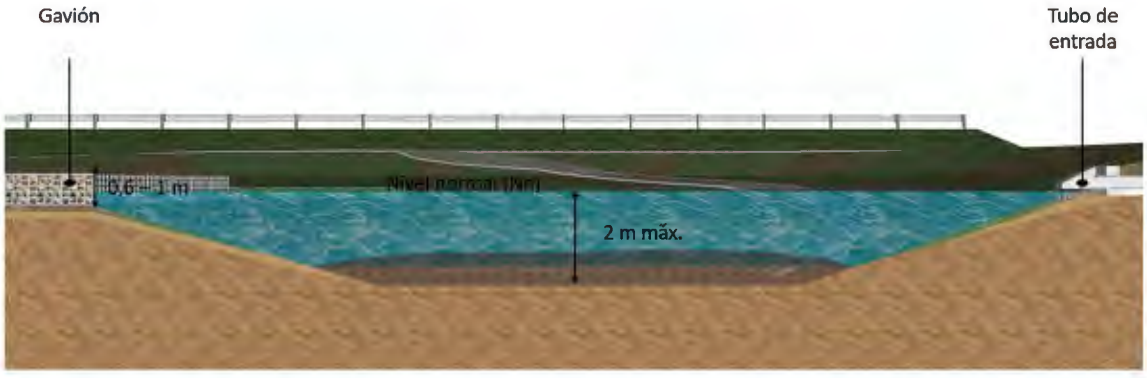


Figura 20-13. Croquis básico de configuración de la balsa de pretratamiento

La balsa de pretratamiento debe vaciarse de sedimentos cuando el 50% de su capacidad de diseño haya sido alcanzada. La mejor manera para medir la acumulación de lodos es realizar una medición de referencia de la profundidad tras la construcción del estanque.

El uso de separadores hidrodinámicos aguas arriba de la balsa de pretratamiento permitirá no tener que incluir el volumen de sedimentos de la balsa de pretratamientos y reducir su volumen hasta conformar el 10% del volumen permanente.

La balsa de pretratamiento debe incluir un dren por gravedad con una válvula de cierre para su vaciado de forma independiente al vaso principal. Esto es necesario para realizar las labores de conservación y mantenimiento en esta zona previa.

Figura 20-14. Balsa de pretratamiento con entrada estabilizada y berma divisoria en un estanque de retención

20.4.3.3 *Obra de Salida y Elementos de Regulación*

La obra de salida está compuesta por una arqueta en la cual se alojan los órganos de desagüe, tomas de agua, desagües, rejillas, elementos de regulación, válvulas de cierre y tubo de salida (ver Capítulo 25).

Los aspectos de la obra de salida para un ER a los cuales debe prestarse especial atención en su diseño son:

- Para minimizar riesgos de obstrucción crear una zona de aguas profundas de al menos 1,2 m en el perímetro de la obra de salida. Puede usarse una pequeña escollera en el fondo del tubo de desagüe para minimizar el posible impacto térmico.

- Incluye una toma de agua con una válvula de cierre que permite vaciar el estanque totalmente en 24 horas para su conservación. La toma de esta válvula debe ubicarse por encima del volumen de sedimentos en el ERDP y con un resguardo de 150 mm en el ER.

- El diámetro mínimo del orificio de detención prolongada será de 15 mm. Podrán emplearse varios orificios a la misma elevación para cumplir con la limitación de caudal.

- Cuando el diámetro del orificio inferior sea inferior a 40 mm, para cumplir con el requerimiento de detención prolongada en 24 horas, protegerlo con una chapa sumergida sólida (preferible) o una chapa ranurada cuya separación a la pared de la obra de salida sea menor al diámetro del orificio. El área de paso libre de la placa ranurada como norma general será 5 veces mayor que el área del orificio de regulación.

- Cuando exista riesgo de derrames de vertidos accidentales se utilizará una T con su tramo más largo sumergido al menos 300 mm bajo el nivel normal de agua. El brazo descendente se cierra con un tapón que tendrá el orificio de regulación. La parte ascendente sobresaldrá normalmente por encima del nivel temporal y estará cerrada con un tapón que podrá ser retirado fácilmente en caso de requerir acceso al orificio inferior de regulación.

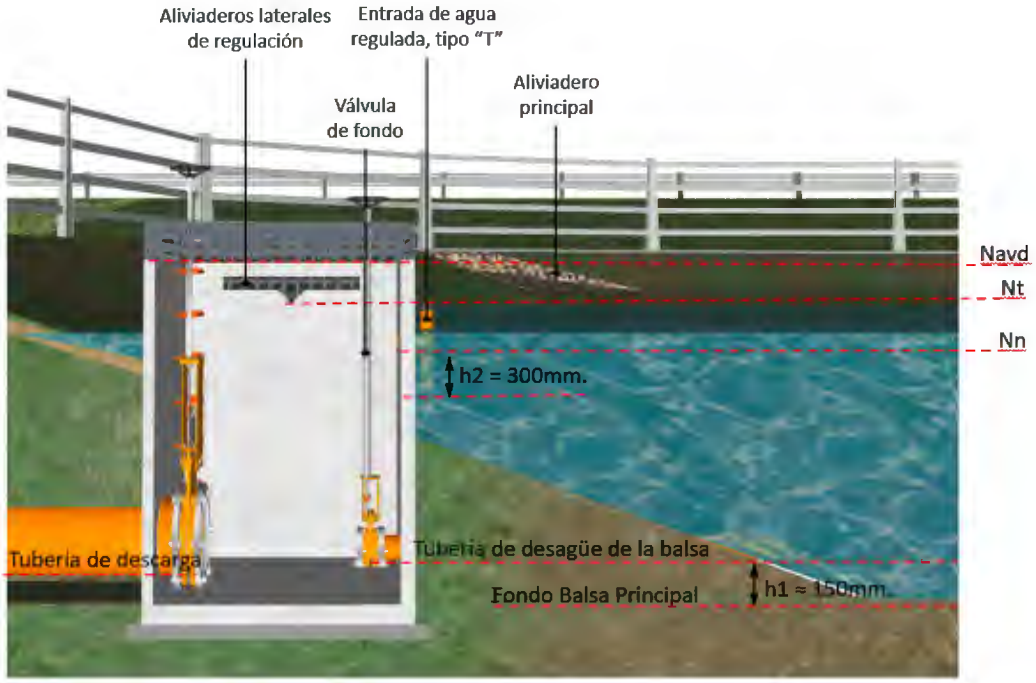


Figura 20-16. Detalle de las válvulas de regulación y corte, junto con el aliviadero que se integran en una obra de salida situada en el talud

20.4.3.4 *Dique de Cierre*

Ver apartado de dique de cierre para balsas de detención (ver Capítulo 18).

20.4.3.5 *Aliviadero de Emergencia*

Ver apartado de aliviadero de emergencia para balsas de detención (ver Capítulo 18).

20.4.3.6 *Vegetación*

La vegetación es una parte integral de un estanque de retención. La vegetación mejora la eliminación de contaminantes, reduce el crecimiento de algas, limita la erosión, mejorar la apariencia del estanque, estabiliza las pendientes laterales, limita la presencia masiva indeseada de aves, crea hábitat y reduce el calentamiento del agua. Se deberá proveer un proyecto de vegetación para el estanque con plantaciones específicas. El contenido mínimo de este estudio incluirá:

- Planos de vegetación de cada zona del estanque (distribución y densidad de plantas).
- Selección de plantas.
- Programa de plantaciones y objetivos de cubrición.
- Preparación de suelos en la berma vegetada (incluyendo enmiendas del suelo si se requieren).
- Viveros y fuentes de suministro.

Tabla 20-6. Criterios generales de diseño de los estanques de retención para tratamiento de escorrentía (adaptada de GEPD, 2016; MPCA, 2022; VADCR, 2013)

Zona	Frecuencia Inundación	Comunidades Vegetales	Distancia a Lámina de Agua Permanente
Fondo-Nn	Anegada permanentemente	Plantas sumergidas o flotantes	-0,5 a -1 m
Nn-Ntemp (berma vegetada)	Humedad permanente	Vegetación emergente y palustre (estabilizan orillas y sedimentos)	0 a +0,5 m
Ntemp-Navd	Baja	Vegetación hidrófila	+0,5 a +1 m
Taludes exteriores	Raramente inundada	Vegetación edafófila (árboles y arbustos)	+1 a +2 m

La pendiente de los taludes es de especial importancia para la vegetación de un estanque e influye en la zonificación de las especies en base a rangos de profundidad. Generalmente cuanto más suaves son las pendientes mayor establecimiento de distintas especies. En un estanque se diferencian las zonas de la siguiente tabla con distintos gradientes de vegetación.

La plantación de vegetación de ribera autóctona promueve la asimilación de nutrientes y otros contaminantes comúnmente encontrados en las escorrentías. Aunque la propagación natural es deseable, la vegetación deberá ser controlada para alcanzar los objetivos del diseño. Las siguientes recomendaciones y directrices básicas y generales sobre plantaciones deberían tenerse en cuenta:

- La vegetación debe seleccionarse en base al gradiente de profundidad y frecuencia de la inundación.
- Las plantaciones deben integrarse en el proceso de planificación del proyecto considerando sus funciones estéticas, biológicas y ubicación:
    a. Plantaciones de árboles de hoja perenne en los taludes con orientación sur y oeste se recomiendan para reducir el impacto térmico. Los árboles aportan zonas de sombra y también ayudan a disuadir la presencia de aves. Las copas de los árboles no deben extenderse al interior de la lámina de agua del estanque. Los árboles existentes en los taludes exteriores deberían preservarse durante la construcción.

b. Plantar especies arbustivas densas por encima del nivel temporal para el tratamiento de la escorrentía en al menos tres de los márgenes. El objetivo de estas plantaciones es disuadir grandes concentraciones de aves que pueden resultar perjudiciales para el estado ecológico del estanque al enriquecer las aguas de nutrientes con sus excrementos.

c. Para el vaso principal de la balsa plantar con vegetación emergente medio metro por debajo del nivel normal de diseño (parte alta del volumen permanente para tratamiento) y hasta el nivel temporal. Plantar todas las zonas someras del estanque para estabilizar las partículas sedimentadas y prevenir la resuspensión.

d. La berma vegetada tiene una función importante en la mejora de la calidad del agua al fijar contaminantes objetivo. Esta zona además oxigena las aguas y extrae nutrientes evitando la proliferación de algas. La berma clarifica el agua y aumenta la biodiversidad.

- Las especies vegetales empleadas deberían ser autóctonas. Puede consultarse "La vegetación de la Comunidad Autónoma del País Vasco" publicado por el Gobierno Vasco para la selección de especies.

- En los diques de cierre, construidos por encima del terreno natural, no se deberán plantar árboles y especies arbustivas leñosas. Igualmente deberán dejarse resguardos a las obras de salida y entradas a la balsa para prevenir posibles obstrucciones.

- Si se emplea vegetación leñosa cerca de puntos de entrada y salida de agua, deberá estar los suficientemente alejada para no interferir en el mantenimiento y funcionamiento de estructuras de pretratamiento y obras de salida. Como norma general, no debe plantarse o permitir crecer este tipo de vegetación a 5 metros de las estructuras de entrada y salida del agua a la balsa.

- Siembra a raíz desnuda o en semillero y almácigos se recomienda sobre otro tipo de siembra para plantas herbáceas, arbustivas y árboles. Mantas orgánicas para la erosión prevegetadas con plantas herbáceas también son aceptables. Para césped se recomiendan tepes sobre siembras. Los niveles de agua fluctuantes tras la siembra, antes de la germinación, pueden poner a flote las semillas y transportarlas resultando en zonas desnudas más susceptibles a la erosión y e invasión de malas hierbas. Los niveles de agua pueden controlarse durante la plantación tal y como se especifica en el apartado de vegetación la técnica de humedales (ver Capítulo 21).

- La siembra también es difícil de asentar mediante mantillo, componente habitual en las prácticas de vegetación, y pueden pasar más de dos periodos de cultivo hasta que se establecen las funciones y estética deseadas de una vegetación madura).

- La época del año para la plantación será en época adecuada (generalmente a finales de otoño o principios de invierno) y en parada vegetativa.

Figura 20-18. Vegetación ribereña en un estanque de retención con bermas vegetadas

- El objetivo en la plantación debería fijarse en un 90% de cubrición de la vegetación especificada al final de la segunda temporada de cultivo siempre que sea posible. Suplementar la plantación para conseguir la especificación de proyecto si los objetivos de cubrición no se consiguen. Adaptar los objetivos de cubrición en función de las especies (por ejemplo, el porcentaje de cubrición para el césped tras una temporada de cultivo podría ser del 100%, mientras que sería menor para otros tipos de vegetación).

Figura 20-19. Balsa de detención en proceso de siembra, con protección de taludes en las zonas de entrada de agua (Fuente:Gaimaz)

- Los suelos de una balsa pueden ser compactados sustancialmente durante el proceso de construcción para garantizar su estabilidad. La densidad puede ser tan elevada en un suelo compactado que puede prevenir la penetración de raíces,

y por tanto puede llevar a la muerte prematura o la perdida de vigor de las plantas. Por ello se recomienda excavar agujeros grandes y profundos alrededor de los lugares de plantación propuestos, y rellenar estos con tierra vegetal y suelo no compactado.

- Como regla general, los agujeros para plantaciones deberían ser tres veces más profundos y anchos que el diámetro del cepellón, y cinco veces en caso de cultivos en contenedor con el fin de desarrollar sistemas radiculares adecuados y no confinados. Alrededor de la base de árboles y arbustos se recomienda aplicar extra-mantillo para conservar la humedad y evitar las malas hierbas.

- En zonas de climas fríos donde puedan usarse fundentes en la cuenca drenante para controlar la nieve y heladas deberá usarse vegetación que tolere la salinidad.

- Las especies pertenecientes a la familia de las *Typhaceas* (junco o espadañas) no se recomiendan porque tienden a dominar sobre otras especies en el estanque y se extienden a otras zonas húmedas invadiendo entornos naturales y desequilibrando el ecosistema. También crea vegetación emergente muy densa que puede proveer un hábitat para las larvas de mosquitos.

20.4.3.7 *Cerramientos*

Ver apartado de cerramientos para balsas de detención (ver Capítulo 18).

20.4.3.8 *Protección del Punto de Descarga*

La descarga de un estanque debe descargar mediante un método de disipación de la energía conveniente para no generar erosión (ver Capítulo 25).

20.4.3.9 *Vía de Acceso y Rampas*

Ver apartado de cerramientos para balsas de detención (ver Capítulo 18).

20.4.3.10 *Drenes y Válvulas de Vaciado*

Todos los estanques con dos o más cuerpos separados por bermas divisorias deben incluir drenes de fondo conectados al vaso principal que permitan vaciar todo el estanque para facilitar su mantenimiento. Este dren de fondo puede conectarse a otro elemento de la red de transporte si se requiere.

El dren de fondo tiene como función permitir que el agua drene desde la balsa de pretratamiento al vaso principal para poder vaciarse. Generalmente, la retirada de sedimentos se requerirá solo en la balsa de pretratamiento.

La obra de salida poseerá una toma inferior al vaso principal conectada a una válvula de cierre que pueda vaciar el estanque, total o parcialmente, en 24 horas. La válvula de vaciado suele ser de guillotina y de accionamiento manual. Solo el personal de

conservación y explotación podrá acceder a estos elementos que deberán incluir cierres de seguridad.

20.4.3.11 *Medidas Ambientales*

Los estanques de retención pueden proveer una función ecológica adicional importante, además de mejorar la calidad de la escorrentía, si se incluye en su diseño.

Los sustratos naturales y fondos irregulares con un gradiente batimétrico diverso y heterogéneo favorecerá la diversidad de la fauna y flora presente. Pendientes suaves e irregulares requieren mayores expropiaciones, pero aumentan los rendimientos y funciones del estanque al aumentar la interfase tierra-agua. El proyectista deberá valorar el uso de isletas y múltiples vasos para aumentar la longitud de las orillas y las zonas someras cuando se pretenda resaltar el valor ambiental del estanque de retención.

En el caso de balsas con sustrato artificial existe la posibilidad de instalar isletas o mecanismos flotantes con vegetación acuática. En estos casos la profundidad debe ser de al menos 1,8 m para garantizar el contacto del agua pluvial con la raíz de las plantas flotantes. Las islas deberán estar siempre perpendiculares al sentido del flujo y alejadas de la obra de salida. Los elementos flotantes deberán anclarse al fondo y tener una longitud igual a la elevación máxima del agua en el estanque. Estos cuerpos flotantes deberían incluir un cerramiento hasta el establecimiento de la vegetación para prevenir que las aves accedan a los mismos durante el establecimiento de las plantas.

Las isletas también tienen un valor ambiental importante ya que aportan una mejora paisajística, proporcionar alimento y hábitat para la fauna, además de eliminar nutrientes y sedimentos de la escorrentía. Al incrementar la proporción de pendientes suaves y orillas en el estanque favorecen también la biodiversidad y las interacciones físicas y bilógicas.

20.5 REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

El proceso constructivo de un estanque es muy similar al de una balsa de detención (ver Capítulo 18). La principal diferencia puede ser la ejecución de diques de cierre de mayor altura debido al volumen permanente de agua en un estanque de retención.

Para la construcción de estanques con diques de cierre deberán emplearse materiales cuyas propiedades intrínsecas, su puesta en obra y su evolución en el tiempo sean susceptibles de control.

20.6 CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN

Un estanque bien diseñado puede proveer varios beneficios ambientales y paisajísticos cuando se conserva de forma adecuada. Los estanques solo proveen su función hasta que se alcanza el volumen de sedimentos de diseño. En ese momento el sedimento debe retirarse para mantener la función de la técnica.

Los problemas más comunes de conservación y explotación de los estanques de retención incluyen:

- Exceso de sedimentos que reduce el volumen de almacenamiento en la balsa de pretratamiento.

- Obstrucción de elementos de regulación con flotantes. Una estructura de salida obstruida puede aumentar los niveles de agua, dañando la vegetación y reduciendo la capacidad del estanque para atenuar y almacenar las inundaciones.

- Erosión de la berma divisoria y otros taludes interiores, requiere protección adicional con rip-rap o geomallas.

- Fluctuación de las cotas del volumen permanente. Generalmente debida a obstrucciones de un elemento de regulación si los niveles son altos y a filtraciones si los niveles son bajos.

Se requiere un camino de servicio para la acceder a la técnica y poder realizar una conservación y explotación adecuada. Debe permitir el acceso preferiblemente a todo el perímetro incluyendo berma vegetada, obra de salida, balsa de pretratamiento y berma divisoria. La balsa de pretratamiento requiere acceso de maquinaria para la extracción de sedimentos por lo que se habilitará una rampa adecuadamente estabilizada para su acceso.

Las actividades y el **programa de mantenimiento** general para una balsa de detención son muy similares a los de un estanque de retención (ver Capítulo 18). En la tabla 20-8 se fijan algunos criterios adicionales específicos de los estanques de retención. Las siguientes tareas, además de las indicadas en la tabla, son necesarias durante el primer año después de la puesta en servicio de un sistema de estanques de retención:

- **Inspecciones iniciales.** Durante los primeros 6 meses después de la construcción, el sitio debe inspeccionarse, al menos dos veces, después de sucesos que excedan 12 mm de lluvia prestando atención a:

    1) Orificios y elementos de regulación libres de obstrucciones y funcionales.

    2) Comprobar que la lámina de agua está libre de residuos flotantes y restos vegetales no deseados.

    3) Comprobar que la orilla está libre de erosión y surcos.

    4) Comprobar el estado general de las plantaciones y su supervivencia.

- **Cubrición vegetal:** Garantizar que al menos el 50% de las plantaciones sobreviven y que se alcanzan los objetivos de cubrición planteados. Controlar las especies invasoras. Replantar convenientemente las zonas descubiertas. La supervivencia deficiente puede deberse a muchos factores imprevistos, como la depredación, la existencia de plantas de mala calidad, los cambios en el nivel del agua y la sequía. Por lo tanto, es recomendable una ronda adicional de siembra de refuerzo después de una o dos temporadas de crecimiento.

- **Riego.** Los árboles plantados en los taludes externos requieren riego durante la primera temporada de crecimiento. En general, regar cada tres días durante el primer mes y luego semanalmente durante la primera temporada de crecimiento, dependiendo de las precipitaciones.

Tabla 20-7. Acciones y frecuencias de mantenimiento para los estanques de retención (ver Capítulo 18, balsas de detención, para mantenimiento completo)

Tipo de Mantenimiento	Acción Requerida	Frecuencia Típica
Mantenimiento regular	Inspeccionar berma divisoria.	Cada 2 años.
Mantenimiento ocasional	Retirar los sedimentos de la balsa de pretratamiento.	Cada 3-5 años, cuando se alcance el volumen de diseño de sedimentos (aprox. 300mm).
	Retirar los sedimentos del vaso principal.	20 años, cuando el Vp se reduzca un 20%.
Actuaciones correctoras	**Condición**	**Acción Correctora**
	Crecimiento de algas.	Consultar con un profesional.
	Presencia de espadañas o especies invasivas que cubren más del 50% de la superficie del estanque.	Retirar vegetación.
	Plantas muertas, secas o enfermas.	Determinar el origen del problema (suelos, hidrología, plagas, etc.). Remediar el problema y/o reemplazar las plantas. Aplicar fertilizante si se requiere.
	Crecimiento de algas que ocupa más del 50% de la superficie del Vp.	Consultar un profesional para su control.
	Colonización de tifáceas ocupando más del 50% de la superficie del Vp.	Remover las plantas frotándolas con pesticida (no pulverizar).

20.7 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

AASHTO, (2020). "Use of the State Department of Transportation Portal to the International Stormwater BMP Database". American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) Project 25-25.

Andersson, J., Mácsik, J., van der Nat, D., Norström, A., Albinsson, M., Åkerman, S., Hernefeldt, P.C., Jönsson, R. (2018). "Reducing Highway Runoff Pollution (REHIRUP). Sustainable design and maintenance of stormwater treatment facilities". Administración de Transporte de Suecia. Publicación nº 155. ISBN: 978-91-7725-322-8.

DBPPCRI (1995). "Resolución de 31 de enero de 1995, de la Secretaría de Estado de interior, por la que se dispone la publicación del Acuerdo del Consejo de Ministros por el que se aprueba la Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo de Inundaciones", Ministerio de Justicia e Interior, BOE-A-1995-3865.

https://www.boe.es/buscar/doc.php?id=BOE-A-1995-3865

CIRIA (2015). "The SuDS Manual." Construction Industry Research and Information Association. London (UK).
http://www.scotsnet.org.uk/documents/nrdg/ciria-report-c753-the-suds-manual-v6.pdf.

GEPD (2016). "Stormwater management manual". Georgia Environmental Protection Division. Atlanta Regional Commission (USA).
http://documents.atlantaregional.com/gastormwater/GSMM_2016%20EDITION_FINAL_V1.pdf.

GV (2009). "Guías para el proyecto, construcción, explotación, mantenimiento, vigilancia y planes de emergencia de las balsas de riego con vistas a la seguridad. Generalitat Valenciana. Conselleria de Medi Ambient, Aigua, Urbanisme i Habitatge.
https://www.caminoscastillayleon.es/wp-content/ uploads/Documentacion%20Tecnica/Guia%20pyto%20balsas%20riego%20CValenciana.pdf

MICROPROOF (2019). Micropollutants in Road RunOff. Efficiency of treatment systems. Deliverable 4.2. CEDR Transnational Road Research Programme Call 2016: Environmentally Sustainable Roads: Surface- and Groundwater Quality.

MPCA (2008). "Minnesota Stormwater Manual". Minnesota Pollution Control Agency. Lafayette.

MPCA (2022). "Design criteria for stormwater ponds". Minnesota Stormwater Manual. Online:
https://stormwater.pca.state.mn.us/.

NCDEQ (2020). "Stormwater Design Manual". C-3. Wet Pond.
Online: https://deq.nc.gov.

NCDOT (2014). "Stormwater Best Management Practices Toolbox". North Carolina Department of Transportation-NCDOT BMP Toolbox v2 4/2014. Raleigh (NC, USA).
https://connect.ncdot.gov/resources/hydro/HSPDocuments/2014_BMP_Toolbox.pdf.

Olesen, K. B., Stephansen, D. A., van Alst, N., Vollertsen, J. (2019). "Microplastics in a Stormwater Pond". *Water*, 11(7), 1466.
doi.org/10.3390/w11071466

OM-IPCEGP (1967). "Orden de 31 de marzo de 1967 por la que se aprueba la «Instrucción para proyecto, construcción y explotación de grandes presas". Ministerio de Obras Públicas (derogada).

OM-RTSPE (1996). "Orden de 12 de marzo de 1996 por la que se aprueba el Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses. Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente. BOE-A-1996-7319. Derogada.
https://www.boe.es/buscar/doc.php?id=BOE-A-1996-7319

PADEP (2006). "Pennsylvania Stormwater Best Management Practices Manual". Department of Environmental Protection of Pennsylvania State. Philadelphia (PA, USA).

Persson, J., and Pettersson, T. J. R. (2009). "Monitoring, sizing and removal efficiency in stormwater ponds". E-Water, Official Publication of the European Water Association (EWA), págs.: 11. ISSN 1994-8549.

Rasmussen *et al.* (2024) "Retention of microplastics and tyre wear particles in stormwater ponds".

RD 264/2021. "Real Decreto 264/2021, de 13 de abril, por el que se aprueban las normas técnicas de seguridad para las presas y sus embalses". Ministerio de la Presidencia, Relaciones con las Cortes y Memoria Democrática. BOE-A-2021-5867. https://www.boe.es/buscar/doc.php?id=BOE-A-2021-5867

Scholes, L., Revitt, D. M., Ellis, J. B. (2005). "Determination of numerical values for the assessment of BMPs". DayWater Deliverable 5.4. Project: Adaptive Decision Support System (ADSS) for the integration of Stormwater Source Control into Sustainable Urban Water Management Strategies.

Schueler, T. R. (1987). "Controlling Urban Runoff: A Practical Manual for Planning and Designing Best Urban Management Practices". Metropolitan Council of Governments, Washington, DC. 213 pp + app.

Thackston, E.L., Shields Jr F.D., Schroeder, P.R. (1987). "Residence time distributions of shallow basins". *Env Eng*, 116(6).

USEPA (1999). "Wet detention ponds". Stormwater Technology Fact Sheet. EPA 832-F-99-048. US Environmental Protection Agency. Washington, DC.

VADCR (2013). "Virginia DCR Stormwater Design Specification No. 14: Wet Pond". Versión 2.0. Virginia Department of Conservation and Recreation. Richmond (VA).

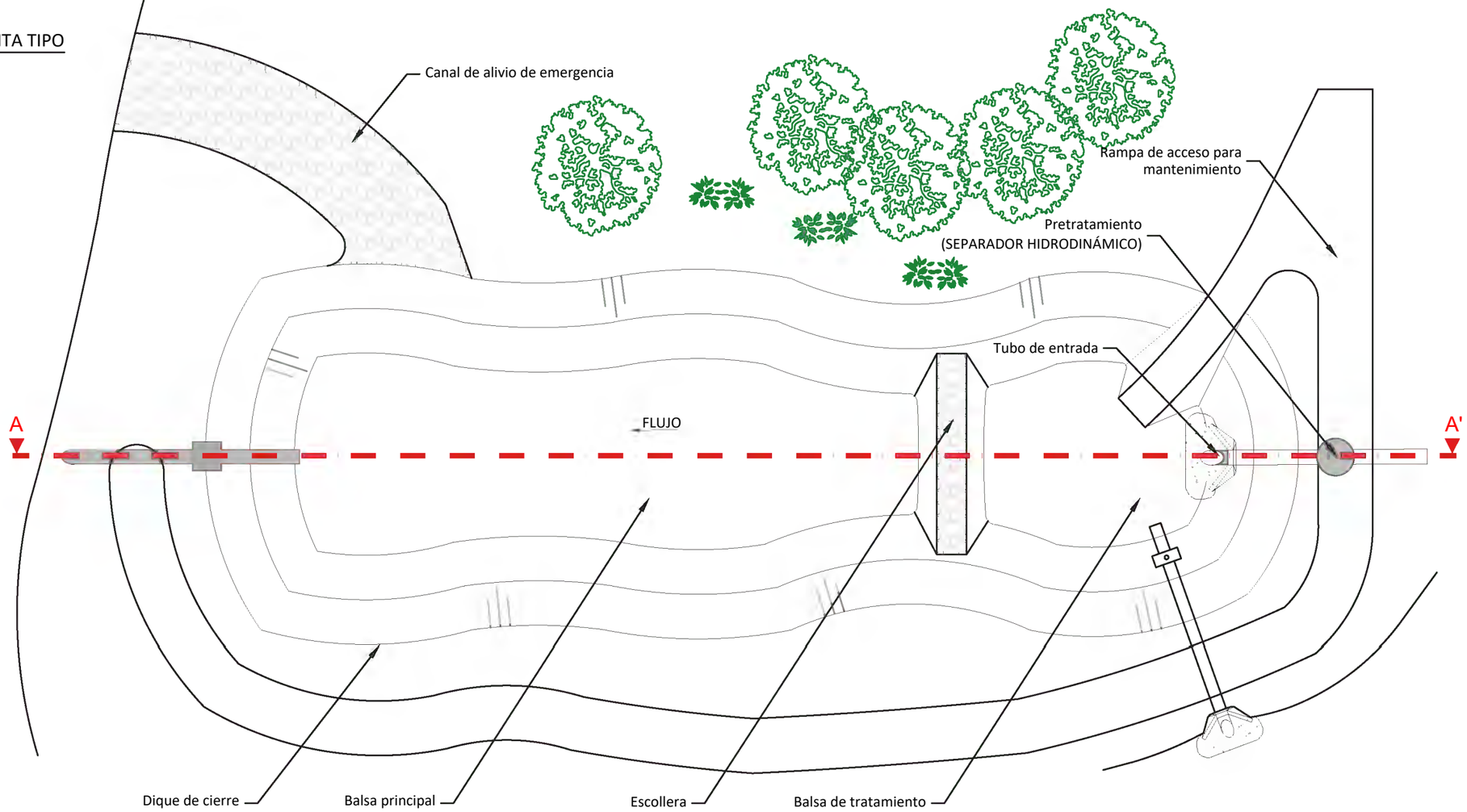
VDOT (2019). "Part II B BMP Design Manual of Practice. Virginia Department of Transportation". Richmond (VA).

Vollertsen J, Åstebøl SO, Coward JE, Fageraas T, Nielsen AH, Hvitved-Jacobsen T (2009). "Performance and Modeling of a Highway Wet Detention Pond Designed for Cold Climate". *Water Quality Research Journal of Canada*, 44(3): 253–262.

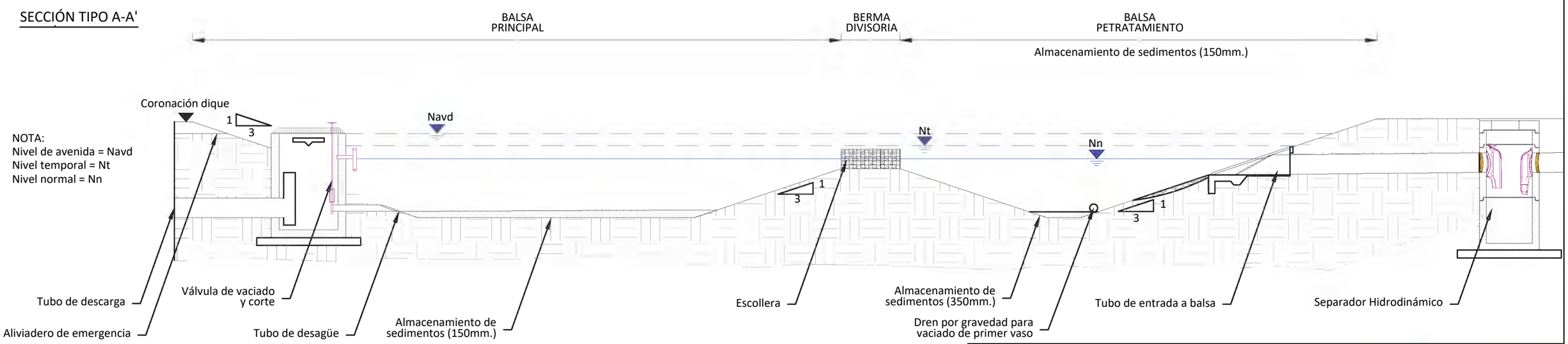
WSDOT (2019). "Higway Runoff Manual". Washington State Department of Transportation. Engineering and Regional Operations. Development Division, Design Office. Washington, USA. https://wsdot.wa.gov/publications/manuals/fulltext/M31-16/highwayrunoff.pdf.

ANEXO 1. PLANOS Y SECCIONES TIPO

PLANTA TIPO



SECCIÓN TIPO A-A'

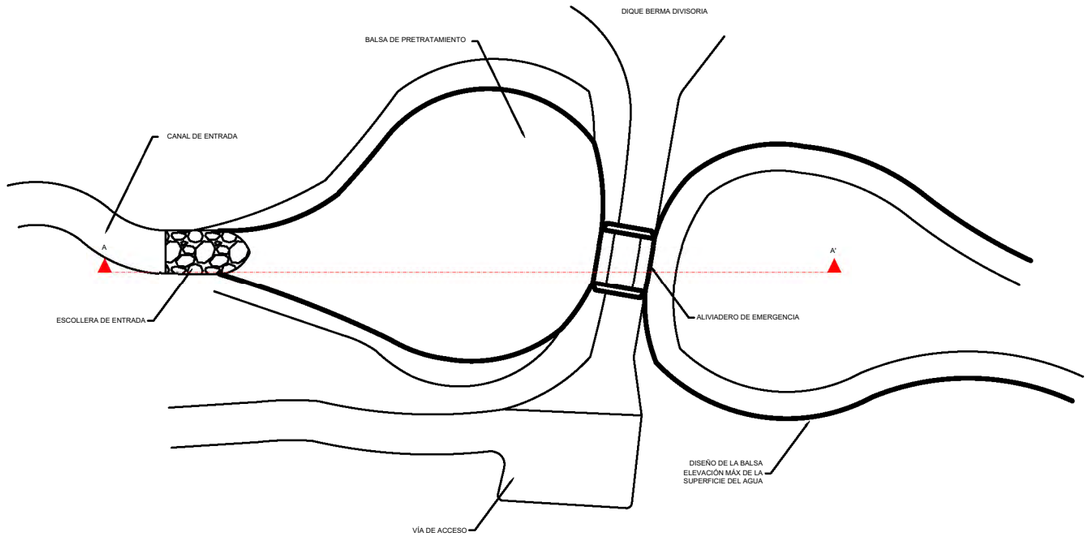


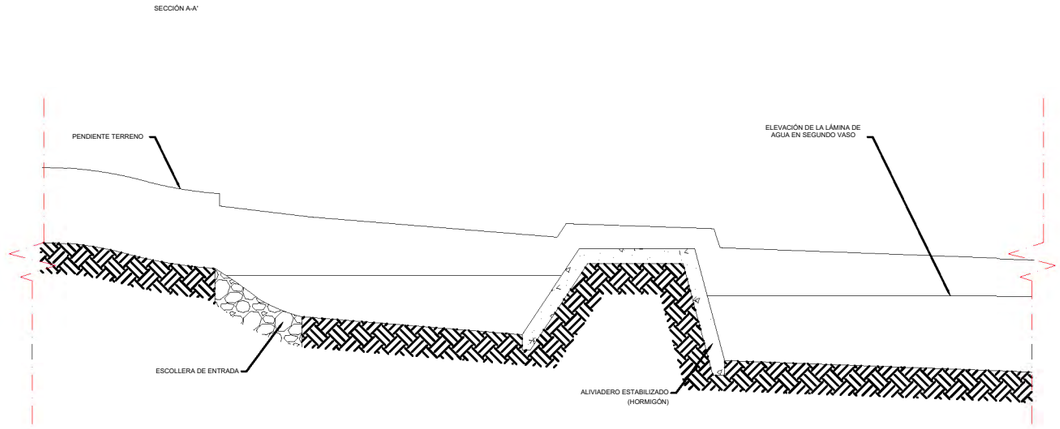
PLANO NO.:

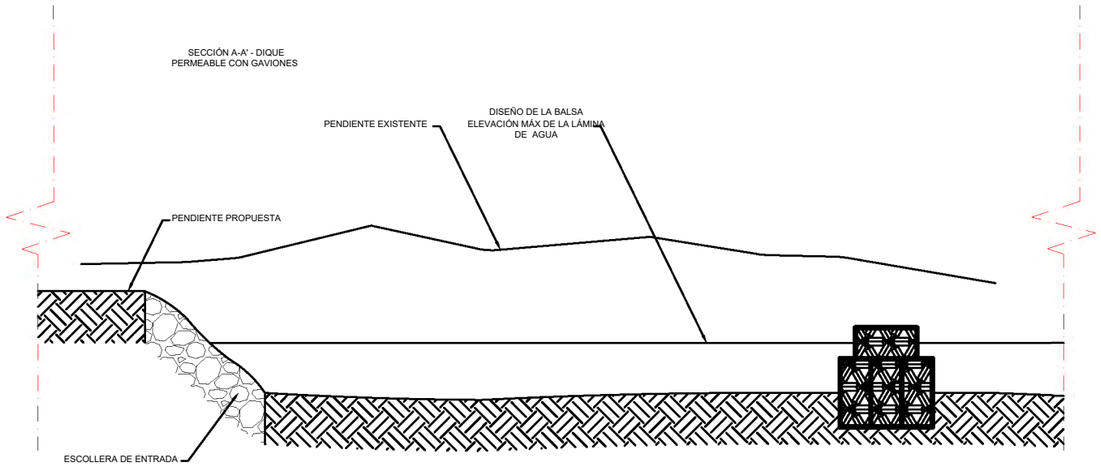
ESTANQUE DE RETENCIÓN DE ESCORRENTÍA PLUVIAL.
PLANTA Y SECCIÓN TIPO

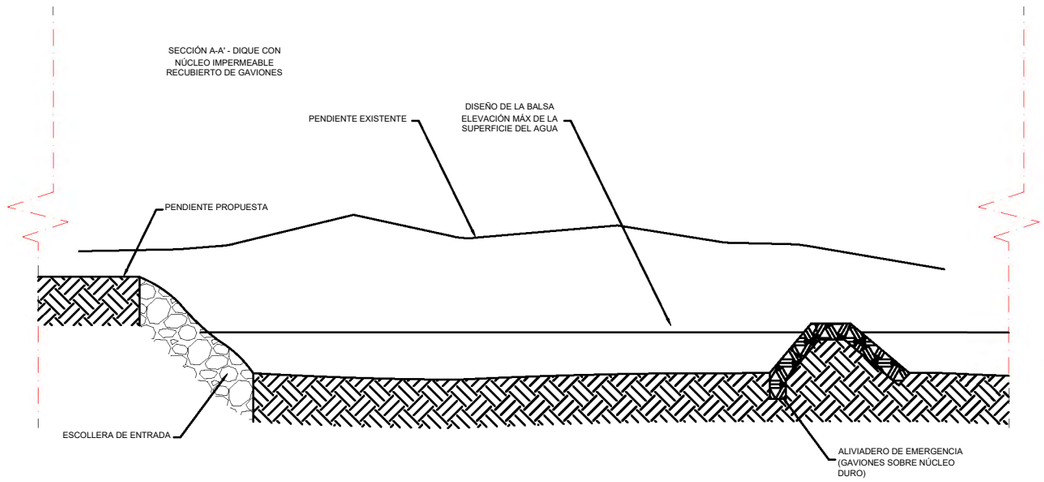
1/2

Bizkaia interbiak









PLANO NO.:

DETALLES BERMAS DIVISORIAS EN ESTANQUES

2/2

Bizkaia interbiak

Capítulo 21. HUMEDALES DE AGUAS PLUVIALES

Descripción

Depresiones superficiales someras y extensas con vegetación emergente que tratan la escorrentía pluvial mediante sedimentación, filtración y distintos procesos biológicos de transformación de contaminantes asociados a medios acuáticos naturales complejos.

Coste de Inversión	Coste de Mantenimiento	Vida útil
Medio	Medio	20-50 años

Funciones

Tratamiento	
Sólidos en suspensión	✓
Metales objetivo	✓
Microcontaminantes objetivo	✓
Control Volumétrico Escorrentía	
Detracción	✗
Lluvias extremas	✗
Control Caudales	
Prot. hidromorfológica	✓
Prot. Inundabilidad*	✓

**Variante ERHS*

Beneficios y aplicaciones

Permiten cumplir todos los niveles de tratamiento de la MM5.

Proveen un hábitat natural para la vida silvestre y poseen valor estético.

Mejor adaptadas a zonas con niveles freáticos altos, cuencas bajas y llanas.

Valor ambiental elevado.

Limitaciones

Requieren una elevada superficie de terreno.

Necesita aporte de agua continuo y un área mínima drenante para mantener una buena vegetación acuática, la evaporación puede ser importante en un humedal.

Necesitan áreas relativamente horizontales.

Durante la fase de plantación es crítico ajustar el nivel de agua para garantizar el crecimiento adecuado de la vegetación acuática.

Mantenimiento

Siega y/o poda	✗
Camino de servicio / apartadero	✓
Equipo especializado	✗
Formación específica	✓
Acceso camión de succión/limpieza	✓
Acceso a válvulas	✓

Criterios de Diseño

Área mínima de cuenca drenada: 4 ha.

Balance de agua

Perfil batimétrico

Equipo multidisciplinar

Vegetación y sustrato

ÍNDICE

21.1 DESCRIPCIÓN GENERAL 21-3

21.2 CAPACIDAD DE TRATAMIENTO 21-7

21.3 APLICACIONES 21-9

21.3.1 Funciones de la Técnica 21-9

21.3.1.1 Control Hidráulico 21-9

21.3.1.2 Tratamiento de Calidad del Agua 21-11

21.3.2 Viabilidad 21-12

21.3.3 Limitaciones 21-13

21.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO 21-13

21.4.1 Diseño Estructural y Geometría 21-15

21.4.2 Diseño Hidráulico 21-16

21.4.2.1 Limitaciones del Área Drenante 21-16

21.4.2.2 Balance Hidrológico 21-16

21.4.2.3 Método de Diseño 21-16

21.4.2.4 Diseño para Transporte 21-17

21.4.3 Diseño de Elementos Específicos 21-18

21.4.3.1 Pretratamiento y Entrada de Agua 21-18

21.4.3.2 Obra de Salida 21-18

21.4.3.3 Dique de Cierre 21-19

21.4.3.4 Aliviadero de Emergencia 21-19

21.4.3.5 Enmiendas 21-19

21.4.3.6 Vegetación 21-20

21.4.3.7 Mantenimiento de la Humedad del Sustrato 21-22

21.5 REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS 21-25

21.5.1 Control de la Erosión y Sedimentos 21-25

21.5.2 Excavación y Preparación del Terreno 21-25

21.5.3 Diques de Cierre 21-26

21.5.4 Microtopografía y Enmiendas 21-26

21.5.5 Establecimiento de la Vegetación 21-26

21.5.6 Verificación y Puesta en Servicio 21-27

21.6 CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN 21-27

21.7 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 21-29

ANEXO 1. PLANOS Y SECCIONES TIPO 21-31

21.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

Un humedal de agua pluvial (HP) es una técnica similar en diseño a los estanques de retención que se diferencia principalmente en su microtopografía interior compleja, con variaciones batimétricas, que pueden incluir islas someras, y con extensiones relativamente altas de vegetación acuática autóctona, tanto emergente como sumergida, establecidas a lo largo de sus márgenes y zonas internas poco profundas. Requieren una superficie ligeramente mayor que los estanques y una densa vegetación acuática.

Los HP proporcionan funciones de tratamiento y control hidráulico. Son más adecuados para áreas de drenaje de al menos 4 Ha que permiten mantener el balance hídrico en la técnica. Si se diseñan y mantienen adecuadamente, los humedales de aguas pluviales son además un elemento con un elevado valor paisajístico y ecológico en el proyecto.

La vegetación densa del HP facilita la adhesión de contaminantes y provee varios procesos de tratamiento como la sedimentación, filtración, adsorción, actividad microbiana, absorción vegetal, volatilización y descomposición aeróbica. Estos procesos también permiten estabilizar el sedimento depositado y prevenir la resuspensión y liberación de contaminantes ya capturados al medio receptor.

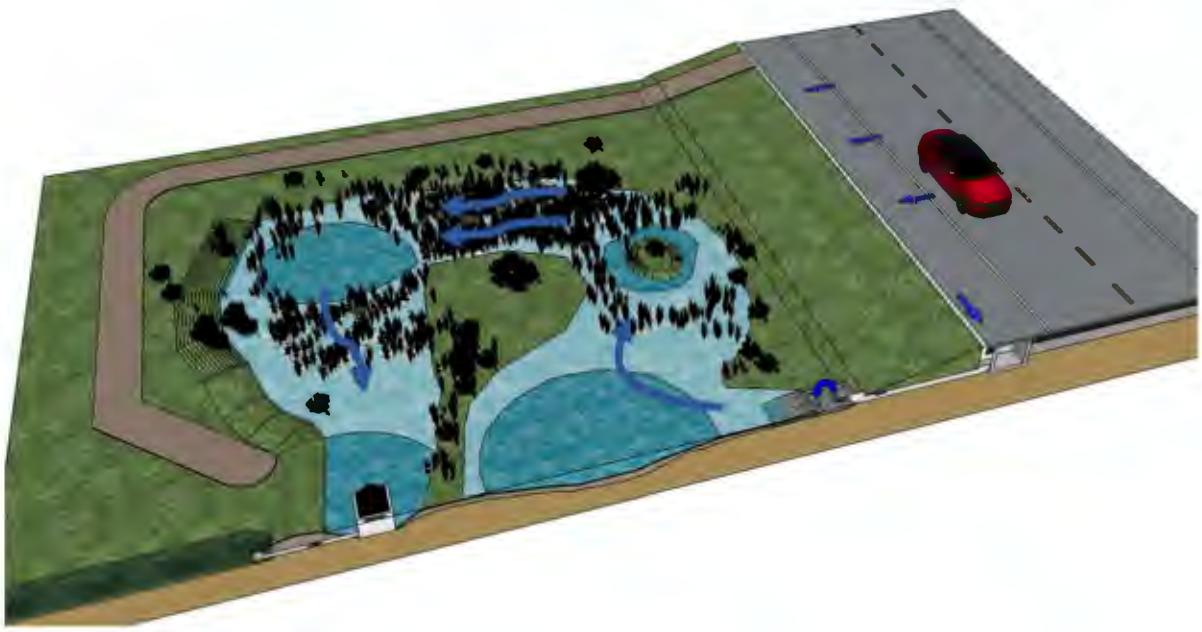


Figura 21-1. Esquema de un humedal para aguas pluviales instalado en línea en la obra de drenaje transversal de una carretera

El volumen de agua permanente determina la efectividad de la técnica en el tratamiento de la escorrentía, mayores volúmenes de agua conllevan tiempos de residencia hidráulica más elevados con mayor oportunidad para la actuación de los mecanismos de depuración biológicos y mejores tasas de eliminación de contaminantes.

Los humedales de aguas pluviales, a diferencia de los humedales naturales, son técnicas artificiales que tratan de reproducir la función y procesos naturales de

depuración que ocurren en la naturaleza. No son zonas naturales, y no deben incluirse en zonas húmedas. De igual manera, las zonas húmedas no deben emplearse para tratar las escorrentías pluviales de la vía.

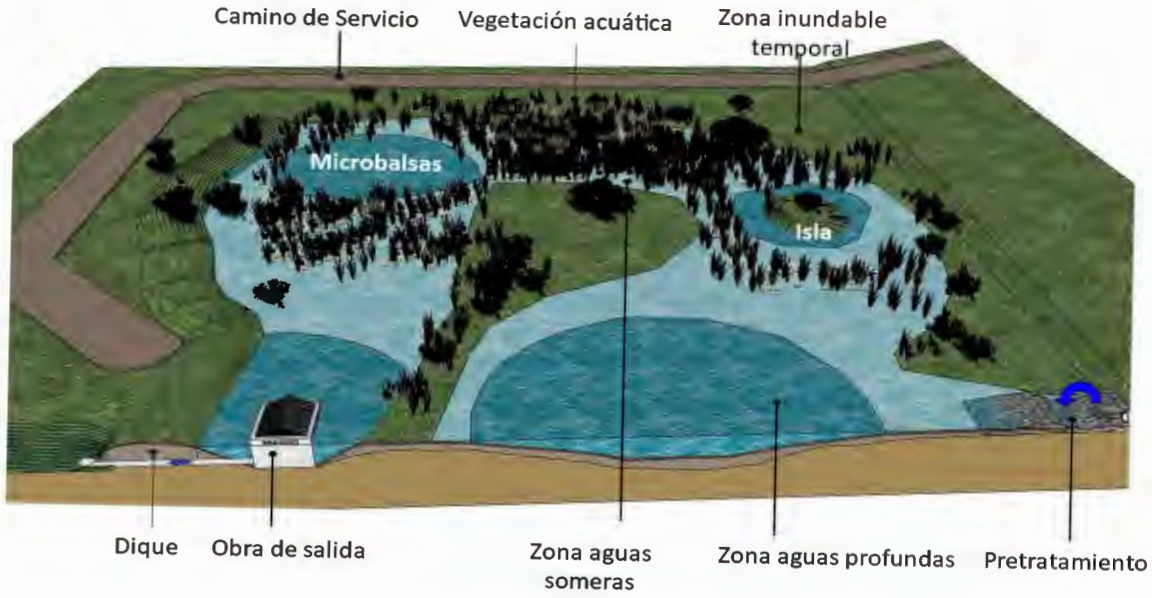


Figura 21-2. Componentes principales de un humedal para aguas pluviales

Los HP dependen de un aporte constante de agua para su funcionamiento, y están continuamente expuestos a episodios de inundación y vaciado. Suelen poseer un espacio de aguas abiertas y sus componentes principales son:

- **Pretratamiento y disipación de energía**. El diseño de la entrada de agua a un humedal requiere de una zona de pretratamiento que ayude a facilitar el mantenimiento y elimine sedimentos y basuras mediante la disipación de energía y la sedimentación antes de entrar a la técnica.

- **Zonas aguas profundas.** Sirven para disipar energía, eliminar sedimentos de la escorrentía y proveer condiciones anaeróbicas en el fondo. Proveen volumen de almacenamiento adicional y refugio para la vida acuática durante los periodos secos. Su profundidad oscila entre 0,5-1 m. Estas zonas deben distribuirse a lo largo del humedal, salvo la entrada o pretratamiento, y la zona profunda requerida a la salida para proteger los orificios de la obra de salida. Pueden albergar plantas sumergidas o flotantes, pero no enraizadas.

- **Zona aguas someras.** Retienen agua tras las precipitaciones y sirve de conexión hidráulica entre la entrada y salida. A caudales bajos y hasta el QCA el agua que entra en el humedal debe seguir el curso de las zonas someras marismales. Esta zona puede secarse durante épocas sin precipitaciones. Cubierta con diversa vegetación acuática que provee funciones de tratamiento. Forma parte del volumen de agua permanente en la técnica. Tiene entre 8 y 16 cm de profundidad con su parte alta coincidiendo con la lámina de agua permanente, la elevación de agua tras el vaciado completo del humedal tras un episodio de lluvias.

- **Zona inundable temporal.** Se trata de un volumen de atenuación de escorrentía pluvial sobre la lámina de agua permanente para proporcionar control hidráulico y/o tratamiento. Esta zona de terreno solo se sumerge por cortos periodos de tiempo debido a las precipitaciones, comienza en la lámina de agua permanente.

- **Vegetación acuática**. La vegetación es uno de los componentes clave de la técnica. La mayoría de las especies vegetales serán plantas autóctonas propias de zonas húmedas.

- **Obra de salida.** Controla el nivel de agua y el caudal descargado desde el humedal. Integra elementos que permiten ajustar la altura de lámina de agua en el HP para el establecimiento de la vegetación y facilitar el mantenimiento. Contiene los orificios y elementos de regulación para el control hidráulico.

- **Dique de cierre.** Embalsan agua por encima del terreno natural. Debe diseñarse para ser estable e impermeable. Debe proveer suficiente/masa para que su peso retenga el agua en condiciones de avenida. El dique debe construirse preferiblemente con materiales naturales.

- **Vía de servicio.** Permite acceder a la técnica para su mantenimiento y explotación.

En función de las proporciones de aguas someras y aguas profundas, volumen permanente de agua y volumen de avenidas se distinguen las variantes de humedales descritas a continuación:

- **Humedal somero (HS):** Requieren una ocupación mayor de espacio que las otras variantes ya que su zona somera es mayor y todo el VCA está contenido dentro de la lámina de agua permanente. Para garantizar la contención del VCA completo se multiplica este valor por un factor de 1,2. Las fluctuaciones verticales del agua durante su operación son mínimas y se limitan a un máximo de 100 mm.

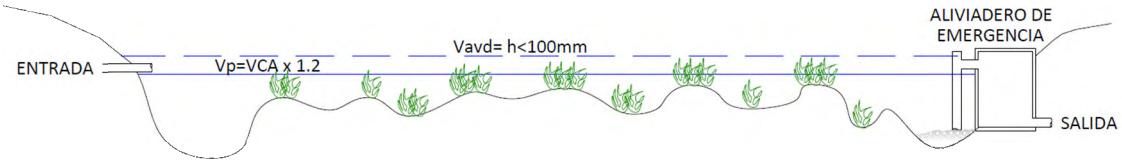


Figura 21-3. Esquema tipo de la variante de humedal somero

Para mantener el balance hídrico que soporte la vegetación acuática suele requerirse una mayor cuenca drenante. Su principal función es el tratamiento de la escorrentía pluvial que fluye por la vegetación densa de forma uniforme mediante su diseño. La eliminación de contaminantes es elevada porque todo el VCA se somete a un tiempo elevado de residencia hidráulica en la técnica, lo que aumenta los procesos de depuración por contacto con la vegetación. La escorrentía superficial desplaza el volumen contenido en la técnica al comienzo de las precipitaciones. Es fundamental que la escorrentía discurra de forma uniforme por las zonas de vegetación emergente, suelen tener una pendiente longitudinal

constante para controlar este aspecto. Presentan recorridos sinuosos para incrementar el tiempo de residencia y la superficie de contacto vegetal. La zona somera alta presenta la mayor parte de la vegetación emergente del humedal. Esta variante es la que provee un mayor proceso de depuración.

- **Humedal somero con detención prolongada (HSDP):** En proyectos con espacio restringido el 50% del VCA este contenido en la lámina de agua permanente y el 50% restante se superpone sobre el volumen permanente para su descarga en 24 horas mediante detención prolongada. La detención prolongada aumenta el tiempo de residencia dentro de la técnica para conseguir lo procesos de depuración.

  Para alcanzar la función de protección hidromorfológica el volumen descargado en detención prolongada se incrementará hasta el 50% de la precipitación diaria asociada a la MCO. Esto representa un total de aproximadamente 30 mm de precipitación descargados en un periodo de 24 horas.

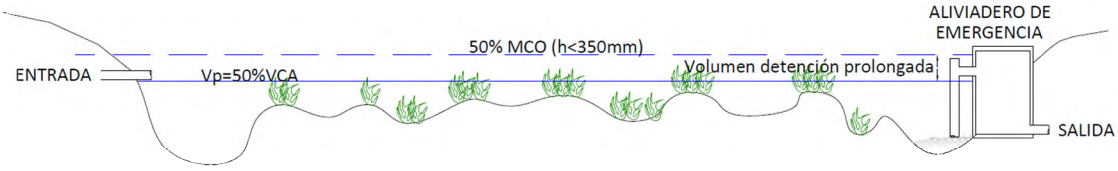


Figura 21-4. Esquema de la variante de humedal somero con detención prolongada

De esta forma se consigue una menor ocupación en planta que la variante anterior. Los niveles de agua pueden aumentar hasta 350 mm por encima de la lámina de agua permanente del humedal y retornar gradualmente, en un mínimo de 24-48 horas tras la precipitación, a niveles normales en tiempo seco. Los niveles de agua oscilarán con mayor frecuencia y magnitud en esta variante de diseño junto con el área de inundación temporal.

- **Sistema estanque-humedal somero (SEHS):** Su diseño integra distintos vasos o celdas con al menos un estanque de retención y un humedal somero. La escorrentía primero fluye por el estanque de retención, que realiza la función de control hidráulico, descargando un caudal estable y controlado hacia el humedal somero, donde recibe un mayor nivel de tratamiento.

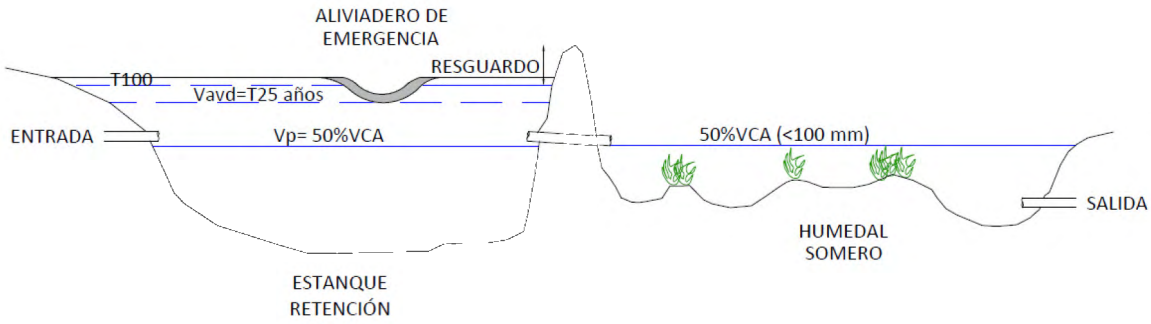


Figura 21-5. Esquema tipo de la variante del sistema estanque y humedal somero

El SEHS demanda menos superficie que las otras dos alternativas, ya que un mayor volumen de escorrentía se almacena sobre el estanque a una mayor profundidad. El SEHS permite amortiguar las fluctuaciones de caudal entrante y las oscilaciones verticales de la lámina de agua sobre la vegetación acuática, ofreciendo mayores rendimientos de eliminación de contaminantes en un menor espacio. El estanque puede diseñarse para un control hidráulico de las precipitaciones extremas.

En los HP, es altamente recomendable que la oscilación vertical o fluctuación de niveles de agua sea lo menor posible en el diseño, para limitar el estrés en la vegetación acuática y proveer mejores rendimientos de depuración para las escorrentías.

21.2 CAPACIDAD DE TRATAMIENTO

Mediante una microtopografía compleja y comunidad vegetal diversa **se** forma una matriz ideal para la reducción de sólidos en suspensión, metales y microcontaminantes en esta técnica. Los HP proveen una serie de procesos diferentes que no se dan en otras técnicas de retención. Estos incluyen sedimentación, adsorción, precipitación y disolución, filtración, interacciones bacterianas y bioquímicas, volatilización, transformación y transferencia hacia el sustrato (suelo) e infiltración.

Debido a las complejas interacciones entre los procesos físicos y bioquímicos que ocurren en los HP, estos mecanismos no son independientes. La considerable variación en las características de los humedales, por ejemplo, hidrología, biota y sustratos significa que los mecanismos dominantes son altamente variables. Los metales solubles normalmente se transforman por oxidación microbiana y precipitan en el sustrato del humedal en forma de óxidos o sulfatos.

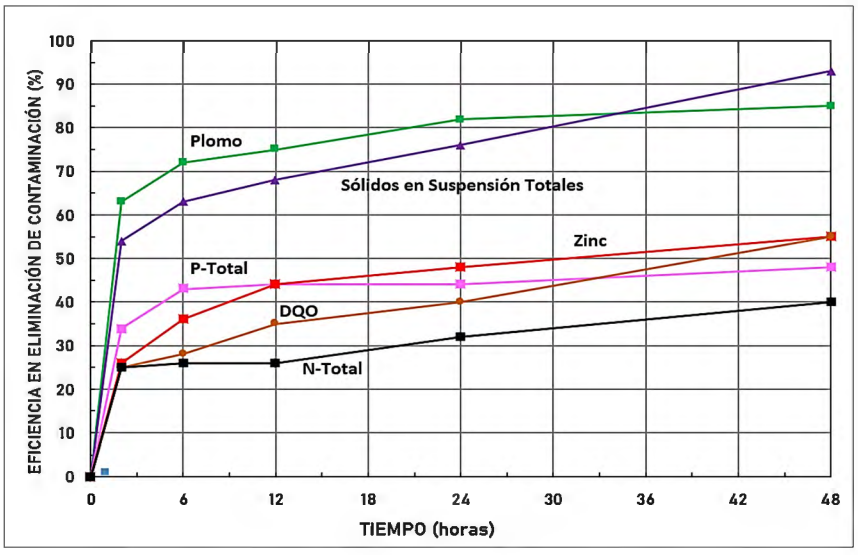


Figura 21-6-. Rendimientos de eliminación de contaminantes en función del tiempo de detención en un humedal (Schueler, 1987)

Quizás el factor más importante que influye en la función del mecanismo de tratamiento es el tiempo de residencia hidráulica, es decir, el tiempo promedio que las aguas pluviales permanecen en el humedal. Esto se puede expresar como la relación entre el

volumen medio del humedal y el caudal medio de entrada. Los humedales deben ofrecer un tiempo de residencia mínimo de al menos 24 horas para el QCA para lograr un alto nivel de eficiencia en la eliminación de contaminantes.

En la siguiente tabla se presenta diferentes referencias internacionales sobre la eficiencia de tratamiento de los humedales de pluviales, y también los valores de referencia establecidos para los humedales someros en la evaluación de riesgos.

Tabla 21-1. Eliminación de contaminación en humedales de pluviales según estudios internacionales sobre escorrentías viarias y valores establecidos para la evaluación de riesgos

Constituyentes		Concentración Efluente[1]			Rango Rendimiento Internacional (%)[2]	Ref. evaluación riesgos (%)[3]
		P25	Mediana	P75		
Constituyentes Medida Mínima 5						
SST (mg/L)		7,5	14,3	23,0	(70-95) 47[1]	HS 90%
Metales	Cobre total(µg/L)	1,89	3,53	6,19	(40-60) 61[1]	HS 60%
	Cobre-dis (µg/L)	1,24	2,29	4,23	42[1]	HS 40%
	Zinc total(µg/L)	14,2	27,6	70,0	(40-75) 53[1]	HS 70%
	Zinc-dis (µg/L)	4,05	6,82	10,0	67[1]	HS 40%
Microconta minantes	MP (mg/L)	-	-	-	77-90[4]	HS 80%
	BaP (µg/L)	-	0,01	-	44-100[4]	HS 80%
Otros						
HTP (µg/L) [6]		-	-	-	90[2]	HS 80%
Plomo total (µg/L)		0,789	1,35	3,72	(40-60) 49[1]	HS 60%
Cadmio total (µg/L)		0,100	0,168	0,357	(40-60) 34[1]	HS 60%

1) Fuente: *Use of the State Department of Transportation Portal to the International Stormwater BMP Database* (AASHTO, 2020). El rendimiento de eliminación se ha calculado con los valores mediana de CMS afluente y efluente. Valores de mediana para el 95% de confianza.
2) Varias fuentes: Andersson et al. (2018); Ellis et al. (2003); GEPD (2016); MPCA (2022); NCDEQ (2018); USEPA (2000); VADCR (2013a); WSDOT (2019).
3) Valor a emplearse en caso de requerir una evaluación de riesgos.
4) MP; García-Haba et al.(2023), Olesen *et al.* (2019), Rasmussen *et al.* (2024); BaP; Microproof, D4.2 (2009). No se dispone de datos suficientes a fecha de la presente publicación, se presentan datos de únicos estudios disponibles. Ver referencias en ER.

El tiempo de residencia hidráulica determina la eficiencia de los procesos bioquímicos, cuyas velocidades de reacción deben ser inferiores al primero, para lograr un tratamiento óptimo. Los valores de carga hidráulica, profundidad y tiempo de residencia se convierten en criterios importantes para el funcionamiento de un HP. Varios estudios sugieren una carga hidráulica de 0,2 m^3/m^2 de superficie de humedal para la máxima eficiencia de tratamiento, aunque pueden adoptarse valores de hasta 1 $m^3/m^2/24h$ y una capacidad de almacenamiento de 150 m^3 por hectárea impermeable (aproximadamente el VCA).

21.3 APLICACIONES

Un humedal de aguas pluviales ocupa, aproximadamente, la misma superficie que una balsa de 1 metro de profundidad, pero además tiene el potencial de integrarse estéticamente en el lugar debido a la abundancia de la vegetación acuática emergente. Adicionalmente puede proporcionar un ecosistema favoreciendo la biodiversidad.

Cada una de las partes de un humedal forma una celda, vaso o zona de gestión diferenciada que puede usarse en serie o como una etapa modular dentro de una estructura general única. Los humedales pueden adaptarse a configuraciones en línea o fuera de línea. La secuenciación de módulos de aguas someras, profundas, pretratamientos y obras de salida es importante para garantizar que la función principal de cada uno sea efectiva.

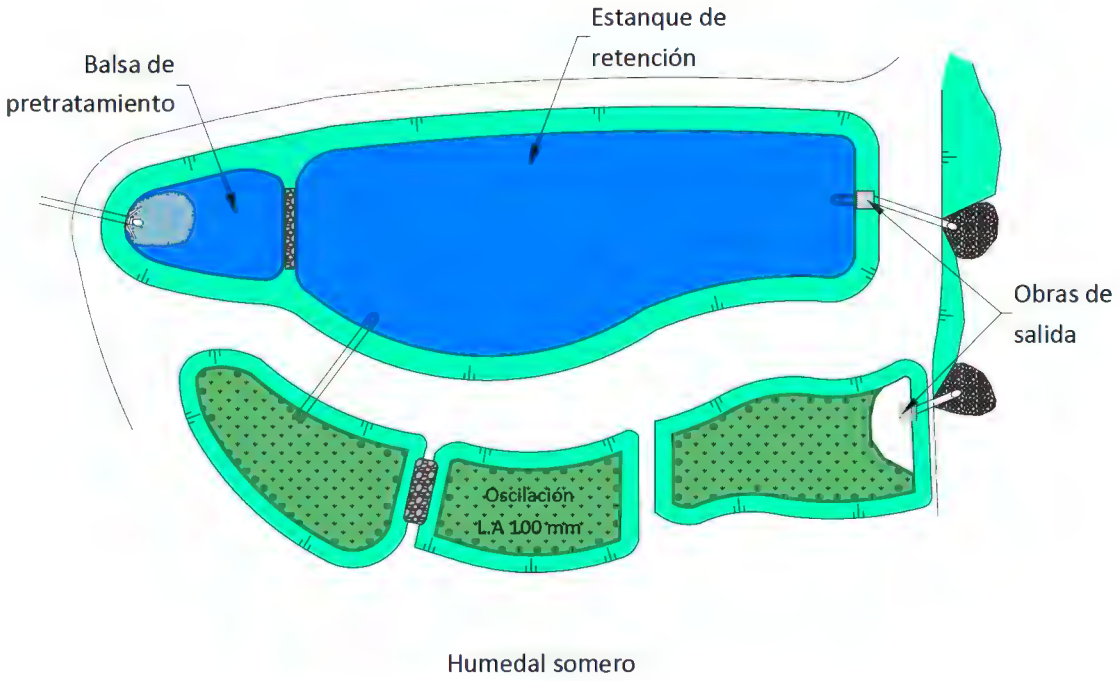


Figura 21-6. Sistema de estanque de retención y humedal somero, en paralelo, con configuración de distintas celdas

La variante de SEHS integra varios módulos y permite el mejor equilibrio entre control de la calidad y cantidad combinando zonas de aguas profundas, pretratamientos, zonas someras y varias obras de salida. Las islas en las zonas de aguas abiertas del humedal también proporcionan elementos importantes de hábitat y paisajismo.

21.3.1 Funciones de la Técnica

21.3.1.1 Control Hidráulico

Los HP al igual que los estanques no proveen control volumétrico de la escorrentía, Estándar de Control Hidráulico 1. Las pérdidas producidas por evaporación e infiltración

durante la época de lluvias son mínimas y no permiten alcanzar el valor mínimo de detracción de 5 mm. Al ocupar extensiones relativamente amplias y poco profundas la evaporación puede ofrecer cierto nivel de cumplimiento para la detracción mínima exigida, especialmente en verano. El cumplimiento con la detracción será generalmente muy limitado y deberá ser evaluado para cada proyecto mediante los métodos de cálculo correspondientes (ver Capítulo 6).

Los HP no ofrecen reducción de volúmenes de escorrentía para lluvias extremas.

El proyectista podrá justificar reducciones en el volumen de escorrentía si se incluye en el dimensionamiento medidas de aprovechamiento de las escorrentías (ver Capítulo 23). El aprovechamiento de agua pluvial deberá ser captado de la descarga de la técnica salvo que se garantice que no se compromete el aporte requerido de escorrentía para el mantenimiento de la lámina de agua permanente.

Los humedales de aguas pluviales contribuyen, según su variante de diseño, con el Estándar 2 para el control de caudal punta.

Tabla 21-2. Funciones de control hidráulico de los humedales de pluviales

Tipología Humedal	Control Volumétrico Escorrentía		Control Caudales	
	Detracción	Lluvias Extremas	Protección Hidromorfológica	Protección Inundabilidad
HS	(1)		(1)	
HSDP	(1)			(1)
SEHS	(1)			

(1) Nivel de cumplimiento para el proyecto debe ser determinado por el proyectista.

Todas las variantes de humedales ofrecen protección hidromorfológica. Debido a la limitación en el volumen de avenida y la oscilación vertical del agua en los HS, el proyectista deberá valorar si es posible almacenar el 50% de la P diaria de la MCO en detención prolongada, para conseguir por tanto la protección de la morfología y ecología del cauce.

Los HP proveerán control hidráulico dentro de la limitación de altura máxima de lámina de agua para las lluvias extremas por afecciones al asentamiento de la vegetación. Los HS requieren fluctuaciones muy bajas, de 100mm, por lo que su contribución al control de caudales punta es baja o nula. Los HSDP permiten una mayor oscilación de hasta 350 mm y su nivel de contribución a la conservación de caudales punta en el EN puede ser mayor. Los SEHS permiten el control de caudales máximos ya que integran un estanque de retención en su diseño con mayor profundidad y oscilaciones de lámina de agua.

El SEHS puede permitir controlar los caudales punta para T25 años ya que el volumen se almacena aguas arriba de la zona somera con vegetación acuática. Esto permite no dañar la vegetación y el sustrato en caso de fluctuaciones rápidas de los niveles de agua.

El nivel de protección alcanzado respecto a los estándares de control hidráulico deberá ser evaluado por el proyectista mediante los procedimientos de cálculo fijados (ver Capítulo 6).

21.3.1.2 Tratamiento de Calidad del Agua

Los HP cumplen con los estándares de Control de Calidad 2 de la MM5.

Los HS y SEHS diseñados siguiendo los criterios establecidos en este capítulo, permitirán cumplir con los objetivos de eliminación de sólidos en suspensión, metales pesados disueltos y microcontaminantes.

Los HSDP cumplen con todos los niveles de tratamiento salvo la eliminación de metales disueltos debido a su menor volumen permanente y a mayores fluctuaciones de caudal.

Tabla 21-3. Funciones proporcionadas por los humedales construidos para el tratamiento de las escorrentías viarias

Tipología Humedal	Cumplimiento Nivel Tratamiento					
	Sedimentos SST	Metales disueltos		Microcontaminantes		Vertidos Accidentales
		Cu	Zn	MP	BaP	
HS						
HSDP						
SEHS						

La técnica de humedales permitirá cumplir con el control de vertidos accidentales una vez que las plantas se hayan establecido completamente. Cuando se determine un riesgo de vertido accidental superior al 1% (ver Capítulo 9) se proveerá una balsa de pretratamiento con un volumen mínimo de 25 m^3. Se requerirán válvulas de cierre en la obra de salida del HP.

Cuando se vierta a zonas consideradas sensibles al vertido de nutrientes los humedales representan una buena técnica SuDS de tratamiento debido a su capacidad de eliminar nutrientes de las escorrentías.

Los tiempos de detención prolongada en los HP pueden ampliarse hasta 5 días para proveer los mayores niveles de tratamiento posibles. Esto puede requerirse cuando se viertan a zonas de especial protección.

Tabla 21-4. Ejemplo de evaluación de la eliminación potencial de contaminantes objetivos proporcionada por un humedal de pluviales

Proceso Eliminación (1)	Relevancia del Proceso en un Humedal Somero (2)	Potencial Eliminación			
		SST (3)	Cu y Zn (4)	BaP (5)	MP (6)
Adsorción al sustrato	2	2	1,5	3	2
Sedimentación	2	3	1,5	3	3
Degradación microbiana	2	1	1	1	1
Filtración	2	3	1,5	3	3
Volatilización	1	NA	NA	2	1
Fotolisis	0,5	NA	NA	3	1
Asimilación vegetal	2	NA	1	3	NA
PUNTUACION TOTAL[a]		**18,00**	**13,00**	**29,50**	**19,50**

(a) Suma de los productos del valor de relevancia de cada proceso para la técnica (columna 2) por el valor del potencial de eliminación para cada contaminante (columnas 3-6). Cuando no es aplicable (NA) el proceso para la eliminación de un contaminante no suma.

21.3.2 Viabilidad

Los HP requieren áreas drenantes elevadas que provean suficiente cantidad de agua para mantener el balance hídrico necesario para la vegetación emergente, que es uno de los principales componentes del humedal para depurar las escorrentías viarias. Su implantación es más adecuada en zonas bajas y relativamente horizontales del trazado viario.

Un aspecto de seguridad importante es que a diferencia de un estanque un humedal de aguas pluviales es poco profundo, y no tienen los condicionantes de seguridad que tienen los estanques más profundos. Además, el humedal promueve el crecimiento de una densa vegetación que actúa como una barrera natural para el público en general.

Figura 21-8. Humedal de aguas pluviales con vegetación densa en zonas someras y zonas abiertas en puntos de entrada y obra de salida

21.3.3 Limitaciones

Los humedales requieren una mayor ocupación de terreno que otras técnicas que además debe ser relativamente llano. Los siguientes aspectos deben evaluarse detalladamente para evitar fallos en el funcionamiento y supervivencia de la técnica:

- El factor crítico más importante para un buen diseño es que exista un aporte de agua para la mayor parte del año. Debe diseñarse adecuadamente la técnica para garantizar que suficiente agua es retenida para soportar la vegetación acuática. El aporte de escorrentía, el nivel freático, o una combinación de ambos debe ser capaz de mantener la lámina de agua permanente.

- Los humedales de aguas pluviales funcionan mejor con áreas drenantes de más de 4 Ha para mantener el flujo de agua en la técnica.

- Si se usa el nivel freático para mantener la lámina de agua permanente, esta última debe estar dentro de los 15 cm del nivel freático estacional más alto.

- La profundidad de la técnica, especialmente en los HS, es baja por lo que la perdida de agua por evaporación puede ser un condicionante. Las aguas someras marismales pueden secarse por completo tras un periodo seco de 30 días.

- Cuando los suelos subyacentes sean permeables no debe optarse por esta técnica salvo que se impermeabilice el fondo, la infiltración excesiva puede provocar que los humedales se sequen.

- Durante la fase inicial de explotación deber ser posible ajustar los niveles de agua para garantizar el correcto establecimiento de la vegetación. Los HP necesitan que la vegetación este establecida para poder realizar el tratamiento de las escorrentías pluviales.

- La variación estacional en el crecimiento vegetativo puede influir en la calidad del agua vertida en distintas épocas del año.

- Pueden generar un impacto térmico en las aguas receptoras debido a la detención prolongada. Este aspecto debe valorarse cuando se viertan a zonas de especial protección. El impacto térmico que puede minimizarse mediante tomas de agua sumergidas y rodeadas de escollera.

21.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

Las distintas variantes para los humedales de aguas pluviales tienen principios de diseño básicos similares. Su principal diferencia es la proporción de cada una de las distintas zonas de aguas en el tipo de humedal. El diseño detallado de los humedales debe realizarse mediante el siguiente procedimiento:

1. Diseño estructural y geometría.

2. Diseño hidráulico:

a. Balance de aguas.
b. Método de diseño:
    i. Determinación del volumen de escorrentía a gestionar y el volumen permanente de agua del humedal.
    ii. Definición del área superficial.
    iii. Cálculo de curvas elevación-volumen almacenamiento.
c. Diseño para transporte.

3. Diseño de elementos específicos:

    a. Pretratamiento y Entrada de Agua
    b. Obra de Salida
    c. Dique de Cierre
    d. Aliviadero de Emergencia
    e. Enmiendas
    f. Vegetación
    g. Mantenimiento de la Humedad del Sustrato

La tabla siguiente recoge criterios generales para el diseño de los humedales para aguas pluviales.

Tabla 21-5. Criterios generales de diseño de los humedales para tratamiento de escorrentía pluvial

Criterio o Parámetro	HS	HSDP	SEHS
Área humedal/Área drenante (Ah/Ad)	0,02	0,01	0,01
Área mínima de aportación (ha)	4	4	2
Largo:Ancho	3:1 Mín. 2:1	3:1 Mín. 2:1	2:1
Volumen permanente (V_p)	VCAx1,2	Mín. 50% VCA	Mín. 50% VCA
Volumen detención prolongada (V_{dp})	No	Sí (Máx. 50%MCO). ≤30mm en 24horas	Sí (Mín. 50%MCO). ≥30mm en 24horas
Lámina de agua sobre Vp (mm)	100	350	ER hasta 2,4m
Distribución Vp % (ag.prof./ag.someras/Zona inun.temporal)	25/75/0	25/25/50	70/30/0 (incluye el volumen del estanque)
Distribución áreas superficiales % (ag.prof./ag.someras /ag.someras altas/zona inun.temporal)	20/35/40/5	10/35/45/10	45/25/25/5 (incluye área del estanque)
Pretratamiento	Si	Si	Si
Número de microbalsas	Mín. 3 (pretratamiento, zona central y salida)	Mín. 2 (pretratamiento y salida)	Mín. 1 (antes de salida del humedal)
Pendientes taludes interiores	5:1	3:1	3:1/5:1
Pendiente de perfil longitudinal	0,5-1%	0,5-1%	0,5-1%
Carga hidrostática -diferencia de cotas de entrada y salida (m)	0,6 - 1,20	0,6 - 1,20	1,80-2,40

El proyectista deberá usar la HSST y confirmar la aplicabilidad de la técnica para el ámbito de estudio (ver Capítulo 10). Para ello se deberá delimitar la cuenca aportante, conocer la IMD prevista para el nivel de servicio deseado para la vía, la existencia de acuíferos o masas de agua subterráneas vulnerables a la contaminación y verificar el cumplimiento de los criterios del ámbito para la infiltración (ver Capítulo 7).

21.4.1 Diseño Estructural y Geometría

La geometría interna y la profundidad asignada a cada zona del humedal son fundamentales para mantener las funciones de tratamiento de la técnica.

La pendiente longitudinal de los humedales debe ser lo más horizontal posible desde la entrada a la salida, adaptándose a la microtopografía. La variación de la cota de fondo entre distintas celdas o vasos del humedal será de máximo 300 mm.

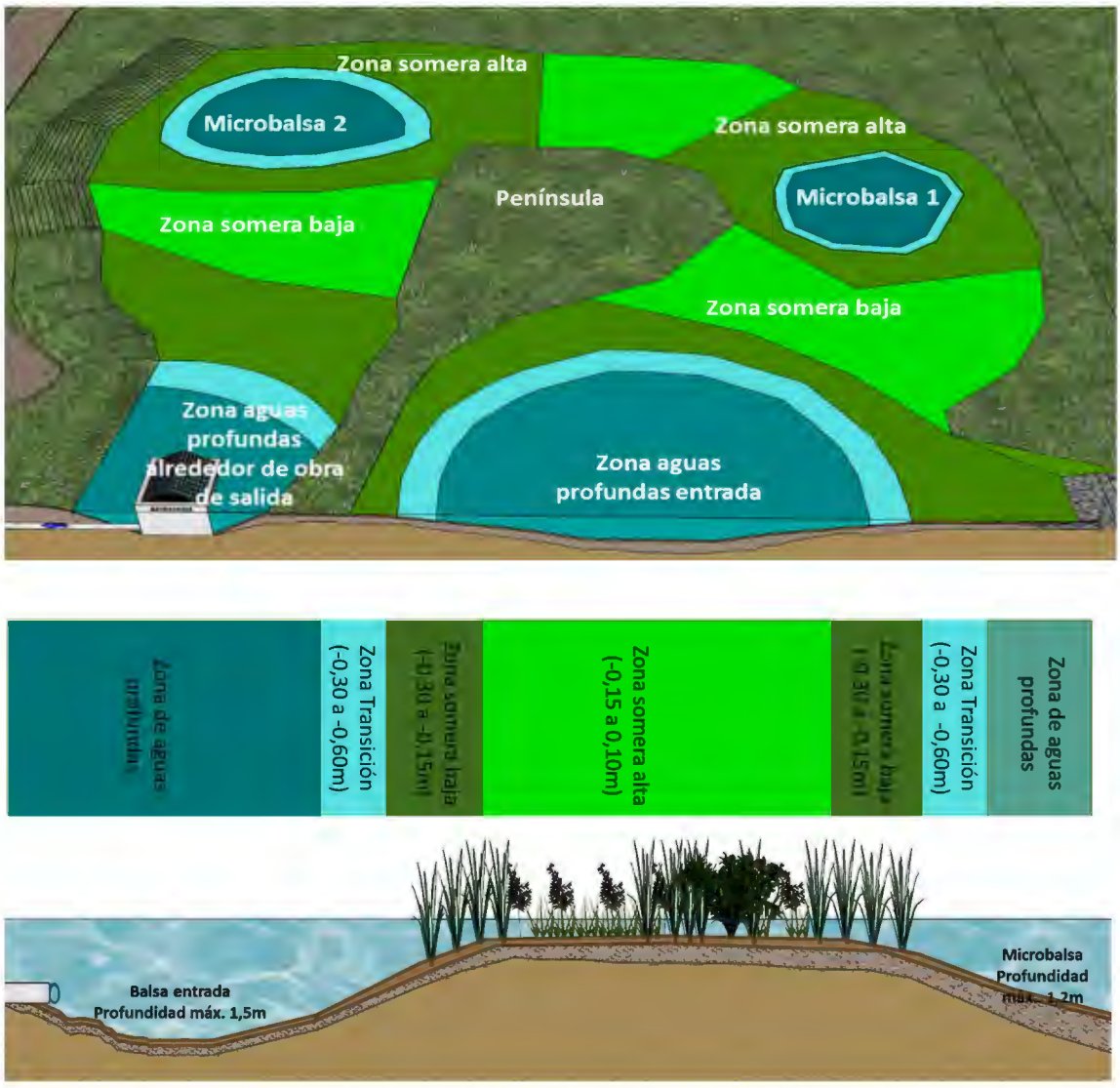


Figura 21-8. Zonas batimétricas y geometría interna de las zonas del humedal

Los taludes laterales del HS y HDSP tendrán taludes laterales de 3H:1V o más tendidos. Los taludes internos entre las zonas de aguas serán de mínimo 5H:1V o más tendidos. Estos taludes horizontales promueven un mejor establecimiento vegetal, facilitan el mantenimiento y mejoran la función de conectividad de la biodiversidad. Los taludes internos de las zonas de pretratamiento y del estanque en la variante SEHS serán 2H:1V o más tendidos.

Los humedales deben tener preferiblemente una forma irregular con trayectorias de flujo sinuosas y largas. La creación de zonas de diferentes profundidades aumenta la relación área/volumen, fomenta el flujo laminar y aumenta la complejidad estructural interna del humedal.

La microtopografía es un componente muy importante para el diseño de los humedales someros. Pequeñas variaciones entre 10-25 cm en la topografía del fondo, elevaciones irregulares y microbalsas permiten mejorar este aspecto. Algunos elementos que pueden usarse para fomentar este aspecto del humedal son:

- Pequeñas islas arboladas.
- Pequeñas islas con biorrollos de fibra de coco.
- Microbalsas.
- Islas flotantes.
- Deflectores internos que pueden ser bermas estables de tierra, cestas de gaviones, etc.

21.4.2 Diseño Hidráulico

21.4.2.1 Limitaciones del Área Drenante

El área mínima drenante hacia un HP es de 4Ha para proveer suficiente escorrentía para mantener el balance hidrológico. En los SEHS puede reducirse a 2Ha por la función de laminación del estanque que retendrá y descargará a un caudal bajo y constante el agua pluvial hacia la celda de humedal.

21.4.2.2 Balance Hidrológico

Ver Capítulo 6.

21.4.2.3 Método de Diseño

1. **Calcular el volumen permanente asociado al VCA.** El volumen de escorrentía a gestionar para control de la calidad viene definido por el VCA (ver Capítulo 6), y el área de la cuenca aportante impermeable que drena hacia la práctica mediante la siguiente expresión:

$$Vep = \frac{VCA \cdot Aimp}{1000} - VepSuDS \qquad \textit{(Ec. 21-2)}$$

Donde:

Vep = volumen de escorrentía pluvial (m^3)
VCA = volumen de calidad de aguas (unos 19 mm o L/m2)
A_{imp} = área de la cuenca drenante impermeable (m^2)
VepSuDS = volumen de escorrentía gestionado en otra técnica previa (m^3)

El proyectista puede usar la herramienta de análisis hidrológico para determinar tanto el VCA como los volúmenes de control hidráulico para el proyecto.

2. **Determinar el volumen permanente (V_p)**. El Vp dependerá de la variante de diseño seleccionada. Para el HS todo el VCA, o Vep del paso 1, estará contenido en el Vp y se multiplicará por un factor de 1,2. Para el HSDP y SEHS como mínimo el 50% del VCA formará el Vp. Distribuir volumen permanente en distintas zonas batimétricas conforme a la tabla 21-5.

3. **Determinar el área superficial del humedal y el almacenamiento secuencial.** La superficie mínima del humedal depende de la variante de diseño y de las relaciones entre el volumen de almacenamiento disponible para las distintas elevaciones de la topografía del humedal. La cubicación puede realizarse conforme a los métodos establecidos para balsas de detención (ver Capítulo 18) y teniendo en cuenta la distribución de áreas superficiales y láminas de agua máximas sobre el Vp de la tabla 21-5.

4. **Diseñar obra de salida.** Definir los elementos de regulación correspondientes contemplando las peculiaridades de esta técnica (ver apartado 21.4.3.2). La altura máxima de agua deberá limitarse mediante elementos de rebose en la obra de salida o un canal de alivio externo.

21.4.2.4 Diseño para Transporte

Los HP requieren elementos de rebose con suficiente capacidad hidráulica para transportar de forma segura los caudales de proyecto. Las elevaciones de la lámina de agua máximas para estos eventos de menos frecuencia no superarán las alturas máximas de lámina de agua consideradas salvo que el consultor determine que la afección a la vegetación no será relevante en cortos periodos de inundabilidad.

En instalaciones en línea para las variantes de HS y HSDP la obra de salida debería diseñarse para evacuar la lluvia de periodo de retorno de 25 años como máximo y preferiblemente usar un canal paralelo para el rebose de periodos de retorno de T=100 años. En el SEHS el estanque baipaseará las precipitaciones para el control hidráulico fuera del HS. Las velocidades erosivas deberán controlarse desde los elementos de rebose mediante técnicas de disipación de la energía para mantener las velocidades por debajo de 1,5 m/s.

Se requerirá incrementar el área superficial para admitir el volumen de almacenamiento incrementado durante el rebose de emergencia. El uso de aliviaderos de suficiente longitud y capacidad hidráulica producirá sobreelevaciones menores de la lámina de agua.

Si los HP se instalan en línea se deberán proveer medidas internas de estabilización de la vegetación y márgenes, y técnicas de disipación suficientes para garantizar que no se dan velocidades erosivas dentro del humedal durante las avenidas extraordinarias.

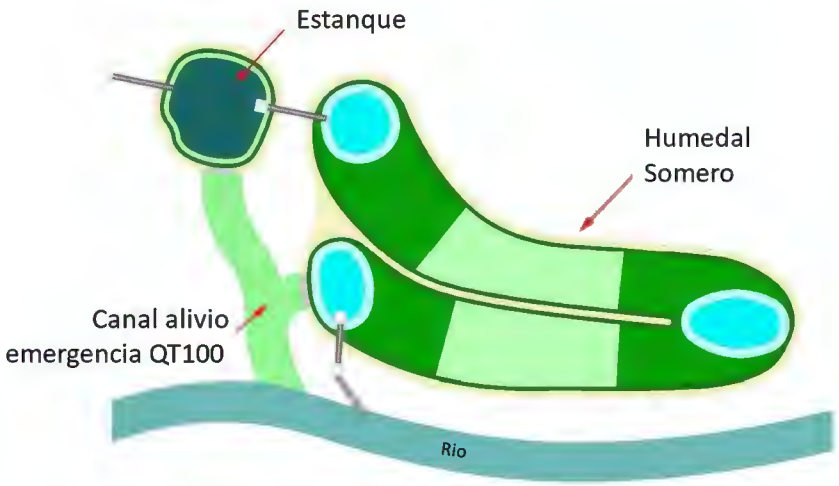


Figura 21-10. Esquema ejemplo de disposición de un canal de alivio en humedales (Fuente: Melbourne Water, 2020)

21.4.3 Diseño de Elementos Específicos

21.4.3.1 Pretratamiento y Entrada de Agua

El pretratamiento es obligatorio en todas las variantes de diseño de humedales, permite disipar la energía de los flujos de entrada, mejora el funcionamiento de la técnica y facilita el mantenimiento al centrar en cabecera una parte importante de los sedimentos y flotantes arrastrados por las escorrentías.

El diseño de este componente se desarrolla en el Capítulo 20. Para esta técnica el volumen mínimo recomendado es de un 10% del VCA y forma parte del volumen total del sistema. En un SEHS el pretratamiento puede lograrse con un separador hidrodinámico ya que la disipación de energía se consigue en el propio estanque.

21.4.3.2 Obra de Salida

Los detalles generales más relevantes de la estructura de salida para este tipo de técnica siguen los mismos principios que el Estanque de Retención (ver Capítulo 20).

Un aspecto diferenciador en la obra de salida del humedal es la posibilidad de modificar la elevación del primer elemento de regulación. El uso de planchas con orificios a distintas alturas, tubos verticales intercambiables o tablones o planchas metálicas que se integran en carriles verticales en la arqueta de salida permite ajustar el nivel de agua una vez que la técnica entre en servicio. Esto es fundamental para garantizar que la vegetación acuática se establezca.

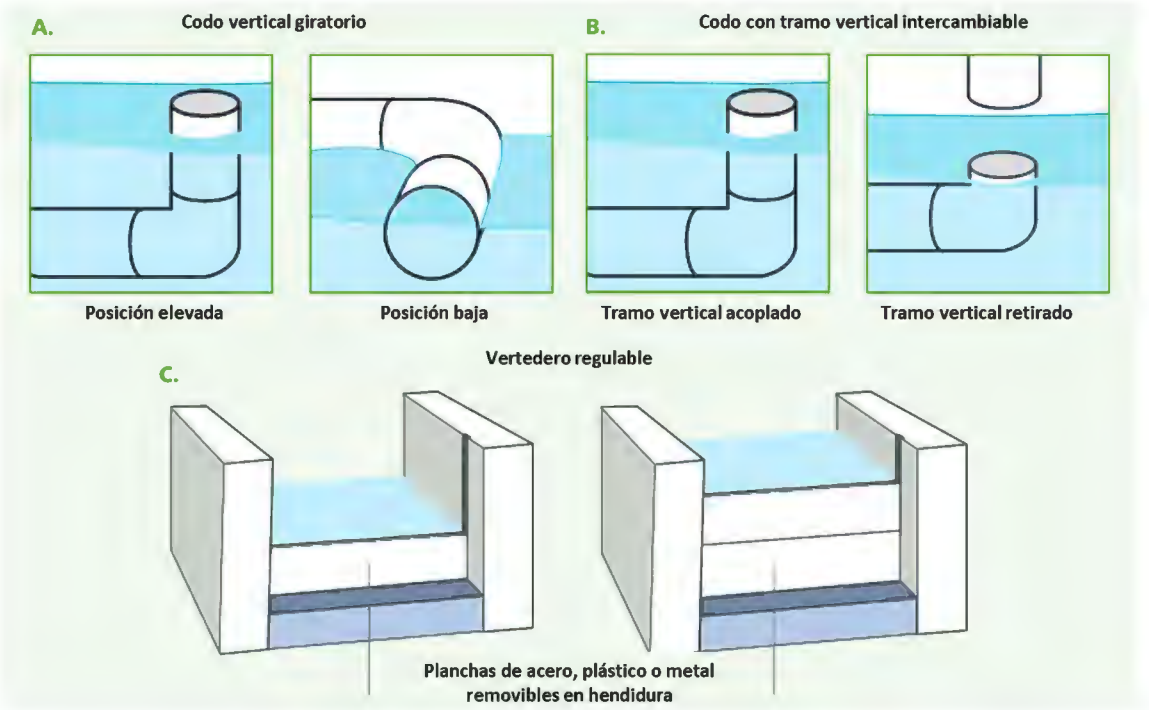


Figura 21-11. Ejemplos de elementos en obra de salida para controlar el nivel de agua en el humedal (Fuente: Niwa 2022)

21.4.3.3 Dique de Cierre

Los diques de cierre deberán atender a lo recogido en balsas de detención (ver Capítulo 18).

21.4.3.4 Aliviadero de Emergencia

Este elemento se diseña para transportar el caudal máximo de proyecto, generalmente la avenida de T=100 años, fuera de la técnica. Si no hay espacio disponible para construir el aliviadero de emergencia, se puede integrar en la obra de salida mediante elementos de rebose cuya geometría debe calcularse (ver Capítulo 25). La tubería de descarga desde el HP en este caso debe también diseñarse para transportar el caudal asociado a T=100 años.

21.4.3.5 Enmiendas

Cuando el vaso del humedal se forma bajo la rasante existente, retirando el suelo superficial, o cuando el terreno carezca de los nutrientes y la materia orgánica necesarios para sustentar un crecimiento de la vegetación será esencial agregar tierra vegetal o enmiendas a todas las zonas del humedal. El suelo del humedal debe ser franco o franco arenoso con alto contenido orgánico, colocado por métodos mecánicos y esparcido a mano. La profundidad del suelo de plantación debe ser de al menos 15 centímetros para humedales poco profundos.

Ver apartado enmiendas en Capítulo 25.

21.4.3.6 Vegetación

Se deberá proveer un proyecto de vegetación para el humedal con plantaciones específicas para cada una de sus zonas (aguas profundas, aguas someras y zonas de inundación temporal). El contenido mínimo de este estudio incluirá planos de vegetación, distribución y densidad de plantas, listado de plantas y sus tamaños, objetivos de cubrición de la zona del humedal, viveros y fuentes, presupuesto y secuencia y programa de plantación, incluyendo cuidados tras la plantación y requerimientos iniciales de mantenimiento. El diseño debe ser realizado por un profesional cualificado (arquitecto paisajista, ingeniero agrónomo, botánico, biólogo o similar), que integre y entienda los objetivos y condiciones físicas de los humedales.

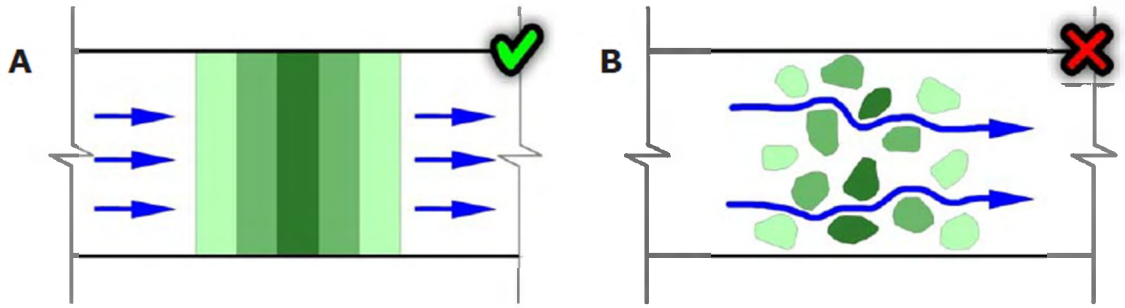


Figura 21-9. El recorrido del flujo en humedales a través de vegetación densa es fundamental para su rendimiento, la imagen A muestra bandas densas de vegetación y buena distribución de flujo, la imagen B por el contrario muestra flujos preferenciales debido a agrupaciones dispersas de vegetación (Fuente: Melbourne Water, 2020)

El proyecto de vegetación debe realizarse conjuntamente entre el proyectista y un paisajista profesional. Se requiere un equipo multidisciplinar que integre conocimientos de hidrología, ecología, botánica y edafología para diseñar y construir un humedal de aguas pluviales. El proyecto de vegetación debe incluir un programa de conservación y explotación de la vegetación de al menos 5 años tras la puesta en servicio ya que muchas plantas deberán adecuarse a la hidrología local. El paisajista debe poseer conocimientos en la construcción de humedales para aguas pluviales y el establecimiento de la vegetación, o deberá consultar con un biólogo o profesional botánico con experiencia en la vegetación acuática y sus profundidades de diseño.

Las plantas son esenciales para el funcionamiento del humedal y para eliminar los contaminantes previstos en la escorrentía pluvial. Criterios como la biomasa y porte vegetal son importantes en la HP.

Se deberán considerar como mínimo los siguientes aspectos a la hora de seleccionar y plantar la vegetación:

- Las zonas húmedas locales sirven como referencia para desarrollar la relación de especies acuáticas emergentes y sumergidas para plantar en el humedal. Consultar el manual “La Vegetación de la Comunidad Autónoma del País Vasco” para la selección de especies.

- Las distintas zonas batimétricas deben ser consideradas para la selección de especies vegetales. Las profundidades de las aguas someras son importantes para que las plantas emergentes sobrevivan.

- La zona de aguas someras incluye las zonas inundadas frecuentemente por la lámina de agua hasta aproximadamente los 20 cm, esta zona se seca durante periodos de sequía. Esta zona debe plantarse con vegetación emergente y proveer la mejor zona de tratamiento del humedal. Tendrá una densidad mínima de 25 plantas por cada 10m^2 (equivalente a un espaciamiento de 50 cm en el centro) y un mínimo de tres especies de herbáceas autóctonas. Las plantas tienen más posibilidad de colonizar y establecer correctamente si se plantan en la zona más somera dentro de los 10 cm superiores.

- Las plantas emergentes solo deberían plantarse cuando los niveles de agua sean suficientemente bajos para asegurar su supervivencia, generalmente en primavera tras las lluvias de invierno. Se emplearán los elementos de regulación de nivel de la lámina de agua permanente para mantener un nivel bajo de agua durante esta fase. Las plantas que crecen en aguas someras deben poseer al menos 8 cm de follaje por encima de la lámina de agua al plantarse. Esto puede conseguirse ajustando el nivel de agua del humedal para plantas de menor porte o especificando planta que tengan al menos 12 cm de altura al instalarse en esta zona. No más del 25% de la superficie total la zona somera necesita ser plantada. Si la plantación ha sido adecuada, el humedal debería estar colonizado en un plazo de 3 años.

- La zona de inundación temporal estabiliza los taludes laterales y optimiza la depuración de la escorrentía. Esta zona debe plantarse con vegetaciones que tolere inundaciones esporádicas y sequias ocasionales. Esta zona se plantará de acuerdo con una de las siguientes opciones:

  (a) un mínimo de tres especies diversas de vegetación herbácea con una densidad mínima de 25 plantas por cada 10 metros cuadrados.

  (b) un mínimo de 4 arbustos por 10 metros cuadrados (equivalente a un espacio de 1,50 metros en el centro).

  (c) un mínimo de un árbol y un mínimo de 40 plantas herbáceas parecidas a la hierba por cada 10 metros cuadrados.

- Si después de la segunda temporada de crecimiento no se logra una cobertura vegetal mínima del 50% será necesaria una siembra de refuerzo.

- Proveer tiempo suficiente en el proyecto para el establecimiento de la vegetación. Las plantas emergentes requieren, generalmente, una o dos épocas de crecimiento. Mientras, las especies leñosas requieren al menos 3 años para establecerse.

- El diseño deberá espaciar las especies de forma natural, y reflejar el contexto de cada lugar, atendiendo a las comunidades vegetales próximas del entorno y al control potencial de especies invasivas.

Figura 21-10. Plantaciones durante la construcción de un humedal de aguas pluviales (Fuente: Niwa 2022)

- Se recomienda plantar 5 a 7 especies de emergentes para añadir diversidad al humedal. Las plantas deberían estar identificadas correctamente cuando se provean y planten.

- Cerca de los puntos de entrada y salida de agua no usar plantas leñosas. La vegetación en estas zonas debe estar lo suficientemente alejadas para no interferir en el funcionamiento de estructuras de pretratamiento y obras de salida.

- Considerar el uso de árboles de hoja perenne a lo largo de las zonas con orientación sur y oeste para reducir el impacto térmico. No plantar árboles en los diques de cierre si se puede comprometer su diseño estructural. Las copas de los árboles no deberían extenderse dentro de la planta del humedal. Los árboles se integran en el diseño interior del humedal en las islas emergentes y penínsulas y son importantes en la creación de un ecosistema variado de zonas húmedas.

- Determinados contaminantes son degradados por la exposición a los rayos UV en las zonas de aguas abiertas de la práctica. No se requiere plantar en zonas profundas, pero el paisajista puede hacerlo si lo desea con fines estéticos.

21.4.3.7 Mantenimiento de la Humedad del Sustrato

Los humedales de aguas pluviales dependen del establecimiento de comunidades vegetales vigorosas y saludables para su éxito. La vegetación depende del mantenimiento de unas condiciones adecuadas de humedad del sustrato a lo largo de la época de crecimiento. Esto puede conseguirse de varias maneras dependiendo del lugar y la disponibilidad de agua.

Esta sección describe métodos para mantener la humedad del suelo necesaria para lograr la operación correcta del humedal y una cobertura vegetal de al menos 60% a 80%. Se deben considerar estos criterios para desarrollar un plan de aporte de agua de riego para el período de establecimiento vegetal y el control del nivel del agua. El plan debe ser aprobado por el equipo multidisciplinar antes de la siembra.

El control incorrecto de la humedad del suelo es la causa más frecuente de fracaso en el establecimiento la vegetación acuática emergente. La falta de agua resulta en la desecación de las raíces. Demasiada agua provoca la falta de oxígeno en la zona radicular, sumergimiento y ahogamiento, o flotación de las plantas, lo que da como resultado un crecimiento lento o la muerte de las plantas.

Para mantener la humedad adecuada del suelo durante el establecimiento de la vegetación, el personal técnico necesitará un suministro de agua adecuado. Una fuente de agua para el establecimiento de plantas es la escorrentía pluvial tratada por el humedal. Sin embargo, si no hay agua pluvial disponible, se debe identificar otra fuente de agua para garantizar el éxito de la plantación. Si se usa riego, hay que proporcionar bombas o sistemas de distribución adecuados para permitir una distribución uniforme de agua de riego.

La secuencia recomendada para mantener la humedad del suelo para plantar en humedales comienza con la saturación inicial del suelo mediante riego por aspersión o inundación.

Para un crecimiento óptimo de las plantas, el suelo debe saturarse total o parcialmente con agua inmediatamente antes de plantar y no debe permitirse que se seque por completo en ningún momento después de la plantación durante el período de establecimiento de la planta.

Se debe mantener una elevada humedad del suelo después de la siembra durante las primeras semanas sin crear condiciones anegadas superiores a unas pocas horas. El mejor método para mantener la saturación del suelo sin una inundación excesiva es comenzar a sembrar en el extremo del humedal que está aguas abajo, y continuar plantando aguas arriba, mientras se eleva gradualmente el nivel del agua utilizando los elementos regulables en la obra de salida.

Cuando se completa la siembra, el técnico puede disminuir o aumentar los niveles de agua según sea necesario para mantener las condiciones de suelo saturado. También puede usar aspersores para regar uniformemente las áreas plantadas.

Tras la plantación del humedal mantener el agua a un nivel que asegure que todas las áreas requeridas tienen continuamente condiciones de humedad. Esto se puede lograr mediante alguno de los siguientes métodos:

(1) Regando por inundación el humedal y permitir que esta agua se elimine en uno o dos días por evapotranspiración mayoritariamente.

(2) Aportando agua a través de las estructuras de entrada o por las pendientes laterales del talud y permitiendo que esta agua vuelva a saturar el suelo a medida que fluye a través del humedal hacia la salida.

Retirar los elementos de regulación del agua en la obra de salida durante el establecimiento de la plantación para evitar inundaciones. En ningún momento el riego

por inundación debe resultar en la inmersión completa de las partes aéreas de las plantas. Previa autorización del Organismo de Cuenca se podá usar agua de cauces naturales cercanos.

A medida que las plantas de los humedales crecen, tienen una mayor capacidad para transportar oxígeno a la zona de las raíces desde sus hojas; por lo tanto, las plantas pueden soportar períodos más prolongados de inundación. Sin embargo, la mejor técnica para establecer rápidamente una cubierta vegetal es mantener las condiciones del suelo saturado sin inundar la superficie.

La saturación de oxígeno del suelo resultante de la ausencia de anegamiento permite un metabolismo máximo de las raíces, un uso eficaz de los nutrientes y un rápido desarrollo de las plantas dentro del humedal. Se debe mantener de manera óptima esta condición del suelo hasta que las plantas alcancen una cobertura completa (100%) o al menos la cobertura mínima requerida para la puesta en marcha del sistema (60-80%).

El diseño y la construcción deben permitir que la lámina permanente de aguas se modifique temporalmente para permitir la instalación y el establecimiento de las plantas antes de que el sistema entre en operación. Varias estrategias de plantación existen según el proyecto y sus características:

- Si el sistema debe entrar en funcionamiento el mismo año en que se construye, construir el humedal en la primavera o principios del verano y regar durante todo el verano para mantener los suelos saturados sin que las plantas se sumerjan o floten. Las plantas deben estar suficientemente desarrolladas para operar el sistema en el otoño.

- Si el sistema puede permanecer en paralelo durante todo el invierno, plantar el humedal en el otoño, controlar niveles de agua en el humedal y mantener los suelos saturados sin sumergir las plantas, regando o vaciando según sea necesario, hasta que las plantas estén lo suficientemente desarrolladas para permitir la operación del sistema al año siguiente.

  El crecimiento de las plantas de los humedales que se plantan en el verano o el otoño se ve interrumpido durante la estación fría y por la disminución de la duración del día.

Se pueden usar varios métodos para controlar temporalmente los niveles de agua durante el establecimiento de la plantación en un proyecto:

- Mantener el humedal baipaseado hasta que las plantas se establezcan.

- Usar la obra de salida del humedal para mantener las cotas lámina de agua por debajo de su nivel de diseño.

- Plantar a principios del otoño o al final de la primavera cuando los niveles de agua son más bajos.

- Usar bombas para controlar los niveles durante el establecimiento de la vegetación.

El HP puede entrar en operación cuando la cobertura vegetal alcance entre un 60% a 80%, lo que puede requerir al menos tres o cuatro meses de crecimiento activo. Si esta cobertura se logra durante la primera temporada de crecimiento después de la siembra, el HP puede comenzar a operar durante el otoño siguiente.

21.5 REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

El proceso constructivo de un humedal depende de las condiciones del lugar y la complejidad del diseño. El proyectista deberá determinar las fases de su construcción atendiendo a las singularidades del entorno. A continuación, se presenta un procedimiento constructivo tipo orientativo:

21.5.1 Control de la Erosión y Sedimentos

Instalar todas las medidas en el PCTES antes de la construcción del HP, incluyendo balsas de sedimentación, estabilización de taludes y desvíos de aguas pluviales. Todas las áreas contiguas al humedal que sean desestabilizadas durante la construcción deberán ser plantadas con herbáceas, vegetación autóctona u otros métodos aprobados de estabilización del suelo.

Durante la construcción, el humedal debe estar aislado del sistema de drenaje de la obra para que no fluyan sedimentos hacia el mismo. Los humedales de aguas pluviales sólo deben construirse después de que la zona de obra que contribuye al humedal esté completamente estabilizada. Si el humedal propuesto se va a utilizar como técnica para control de sedimentos durante la fase de construcción, el proyecto deberá indicar claramente que la instalación se desaguará, excavará y volverá a nivelar según los planos de diseño una vez finalizada la construcción (ver apartado 21.4.3.6).

Marcar las profundidades de las plantaciones y ubicaciones conforme al proyecto de vegetación.

21.5.2 Excavación y Preparación del Terreno

Desbrozar y perfilar el área donde se construirá la técnica. Excavar el núcleo del dique de cierre, si procede, y construir la zona de pretratamiento y obra de salida. Comprobar que los elementos de desagüe están a la cota de proyecto y que pueden regularse en altura.

Excavar/Nivelar hasta conseguir la elevación adecuada y los contornos deseados para el fondo y los taludes laterales del humedal. Esto se hace normalmente perfilando las elevaciones provisionales con una pala cargadora u otro equipo similar para lograr la topografía deseada en todo el humedal. Deberán realizarse tomas topográficas o sacar niveles para garantizar que las elevaciones provisionales se encuentran a unos 10 cm por debajo de las elevaciones finales del humedal.

21.5.3 Diques de Cierre

Seguir método constructivo establecido para estos elementos en balsas de detención (ver Capítulo 18). Atender a las siguientes consideraciones complementarias:

- Los suelos utilizados para terminar los taludes laterales del humedal deben ser adecuadamente fértiles, porosos y de suficiente espesor para asegurar un crecimiento saludable de la vegetación.

21.5.4 Microtopografía y Enmiendas

Instalar elementos microtopográficos y enmiendas del suelo en la zona del humedal. Dado que la mayoría de los humedales de aguas pluviales se excavan en subsuelos profundos, a menudo carecen de los nutrientes y la materia orgánica necesarios. Las enmiendas (ver Capítulo 25) tienen mucha importancia en humedales excavados, ya que la supervivencia y la futura cobertura vegetal del humedal dependen de las mismas.

El suelo de plantación debe ser franco o franco arenoso con alto contenido orgánico, colocado con métodos mecánicos. La profundidad del suelo de plantación debe ser de al menos 10 cm en los humedales poco profundos. No debe permitirse que la maquinaria pase por encima de la tierra de plantación durante o después de la construcción. El sustrato vegetal para la plantación no deberá compactarse en exceso. Una vez colocada la tierra de plantación, deberá saturarse y dejarse asentar durante al menos una semana antes de plantar la vegetación.

21.5.5 Establecimiento de la Vegetación

Tras la construcción del vaso del humedal, el proyectista, el paisajista y el experto en humedales trabajan conjuntamente para perfeccionar el proyecto de vegetación del humedal. Se necesitan varias semanas para establecer con mayor precisión los siguientes aspectos:

- Ubicación de las zonas de inundación dentro y alrededor del humedal.

- Asentamientos en los niveles y la microtopografía del humedal a lo largo del tiempo.

Esto permitirá seleccionar las especies adecuadas y las enmiendas adicionales del suelo, basándose en la observación *in situ* de las propiedades del suelo y las profundidades y frecuencias de inundación reales que se producen dentro del humedal.

En este punto el HP entrará en operación y deberá abrirse para permitir que la celda del humedal se llene hasta la elevación normal de la técnica. Inundar gradualmente el humedal sin las plantaciones. La inundación debe producirse por etapas para que la vegetación en zonas profundas y marismas altas pueda realizarse de forma eficaz y segura. Las zonas vegetadas deben inundarse al menos parcialmente durante la plantación para favorecer la supervivencia de las plantas.

21.5.6 Verificación y Puesta en Servicio

Se realizarán varias visitas e inspecciones durante las siguientes fases del proceso de construcción del humedal:

- Excavación y rasantes, confirmar y certificar que la topografía se ajusta a los planos de proyecto.

- Instalación del humedal, confirmar y certificar que la microtopografía, enmiendas del suelo y replanteo de las zonas de plantación se han realizado adecuadamente y conforme al proyecto.

- Fase de plantación, el paisajista y/o experto en humedales certifica que el proyecto de vegetación se ha realizado conforme a proyecto, incluyendo la densidad de plantaciones y su protección.

- Plan de conservación y explotación, incluyendo el seguimiento al establecimiento de la vegetación durante al menos 2 años.

21.6 CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN

Los problemas más comunes en de conservación y explotación de los humedales de aguas pluviales incluyen:

- Obstrucción de elementos de regulación que puede aumentar los niveles de agua, matando la vegetación y reduciendo la capacidad del humedal para atenuar y almacenar las inundaciones. La calidad del agua se ve comprometida si no se proporciona un tiempo de residencia suficiente.

- Fluctuaciones de la lámina de agua repentinas.

- Exceso de sedimentos que puedan reducir los volúmenes de almacenamiento.

- Establecimiento deficiente de la vegetación. Crecimiento excesivo de vegetación no deseada.

- Posibles problemas derivados de madrigueras/guaridas de animales, que puedan amenazar la integridad del dique de cierre.

Se requiere una vía de servicio para poder realizar una conservación y explotación adecuada. Es importante que la obra de salida sea accesible y que no se requiera entrar en el vaso con lámina de agua permanente.

Las siguientes tareas son necesarias durante el primer año después de la puesta en servicio de un sistema de humedal:

- **Inspecciones iniciales.** Durante los primeros 6 meses después de la construcción, el sitio debe inspeccionarse, al menos dos veces, después de sucesos que excedan 12 mm de lluvia. Inspeccionar orificios de regulación, nivel de la lámina de agua permanente y presencia de flotantes y zonas erosionadas.

- **Revegetación.** Durante el primer año hay que asegurar que el 60% de la vegetación sobrevive. Replantar áreas desnudas o erosionadas. Es probable que algunas áreas permanezcan sin vegetación y algunas especies no sobrevivan. La supervivencia deficiente puede deberse a muchos factores imprevistos, como la depredación, la existencia de plantas no deseadas, los cambios en el nivel del agua y la sequía.

- **Riego.** Los árboles plantados en la zona de amortiguamiento y en las isletas y penínsulas necesitan riego durante la primera temporada de crecimiento. En general, regar cada tres días durante el primer mes y luego semanalmente durante la primera temporada de crecimiento, dependiendo de las precipitaciones.

Tabla 21-7. Frecuencia típica de inspección/mantenimiento de humedales de pluviales

Calendario de Mantenimiento	Acción Requerida	Frecuencia Típica
Mantenimiento Regular	Evaluar estado de las plantaciones.	Trimestral
	Inspeccionar y evaluar pérdidas de sustrato y erosión en taludes.	Trimestral
	Evaluar niveles de agua en el humedal.	Tras primeras lluvias de más de 12 mm tras puesta en operación. El nivel de agua no debe permanecer anormalmente alto por más de 48 horas.
Mantenimiento Ocasional	Retirar los sedimentos del cuerpo principal de los humedales cuando el volumen permanente se reduzca en un 20 %.	Con un pretratamiento eficaz, esto será necesario en raras ocasiones, cada 10-15 años.
Actuaciones Correctoras	**Condición**	**Acción Correctora**
	El humedal está seco. Buscar posible cause (bloqueo por especies invasoras, fugas en obra de salida o humedal, niveles freáticos bajos, etc.).	Verificar elementos de desagüe operan correctamente. Verificar obra de salida sin fugas aparentes. Retirar manualmente especies invasoras. En caso de sequía aprovechar para retirar sedimentos de la balsa de pretratamiento, y realizar otras posibles reparaciones hasta la época de lluvias.
	Agua descargada de la técnica tiene mal color o apariencia. Evaluar área drenante en busca de zonas de suelo desestabilizado. Balsa de pretratamiento llena de sedimentos.	Vaciar balsa de pretratamiento si requerido, estabilizar cuenca o requerir medidas de control de la erosión en origen.
	Plantas en los márgenes no sobreviven.	Elegir plantaciones adecuadas a las condiciones locales. Reemplazar especies no adecuadas y regar convenientemente.

Las actividades y el **programa de mantenimiento** seguirán las indicaciones de los estanques de retención (ver Capítulo 20) y además las indicaciones adicionales y generales que se proporcionan en la tabla 21-7.

21.7 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

Andersson, J., Mácsik, J., van der Nat, D., Norström, A., Albinsson, M., Åkerman, S., Hernefeldt, P.C., Jönsson, R. (2018). Reducing Highway Runoff Pollution (REHIRUP). Sustainable design and maintenance of stormwater treatment facilities. Administración de Transporte de Suecia. Publicación nº 155. ISBN: 978-91-7725-322-8.

AASHTO (2020). "Use of the State Department of Transportation Portal to the International Stormwater BMP Database." American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) Project 25-25.

CIRIA (2015). "The SuDS Manual." Construction Industry Research and Information Association. London (UK).
http://www.scotsnet.org.uk/documents/nrdg/ciria-report-c753-the-suds-manual-v6.pdf

Ellis, J. B., Shutes, R. B. E., and Revitt, D. M. (2003). "Guidance Manual for Constructed Wetlands." R&D Technical Report P2-159/TR2. Environment Agency, Rio House, Waterside Drive, Aztec West, Almondsbury, Bristol (UK).

GEPD (2016) "Stormwater management manual". Georgia Environmental Protection Division. Atlanta Regional Commission (USA). http://www.georgiastormwater.com.

Kadlec, R.H. and R.L. Knight. (1996). Treatment Wetlands. Lewis Publishers, Boca Raton, FL. 893p.

MELBOURNE WATER (2020). "Wetland Design Manual - Supporting Document: Form & Function Manual."

MPCA (2008). "Minnesota Stormwater Manual." Minnesota Pollution Control Agency. Lafayette.

MPCA (2022). "Design criteria for stormwater wetlands." Minnesota Stormwater Manual. Online:
https://stormwater.pca.state.mn.us/.

NCDEQ (2018). "Stormwater Control Measure Credit Document." North Carolina Department of Environmental Quality.

NCDEQ (2020). "Stormwater Design Manual." C-4. Stormwater Wetlands. Online: https://deq.nc.gov
NCDOT (2014). "Stormwater Best Management Practices Toolbox." North Carolina Department of Transportation-NCDOT BMP Toolbox v2 4/2014. Raleigh, NC. https://connect.ncdot.gov/resources/hydro/HSPDocuments/2014_BMP_Toolbox.pdf.

NIWA (2022) “Constructed Wetland Practitioner Guide, Design and Performance Estimates”.

Scholes, L., Revitt, D. M., Ellis, J. B. (2005). “Determination of numerical values for the assessment of BMPs.” DayWater Deliverable 5.4. Project: Adaptive Decision Support System (ADSS) for the integration of Stormwater Source Control into Sustainable Urban Water Management Strategies.

Schueler, T. R. (1987). Controlling Urban Runoff: A Practical Manual for Planning and Designing Best Urban Management Practices. Metropolitan Council of Governments, Washington, DC. 213 pp + app.

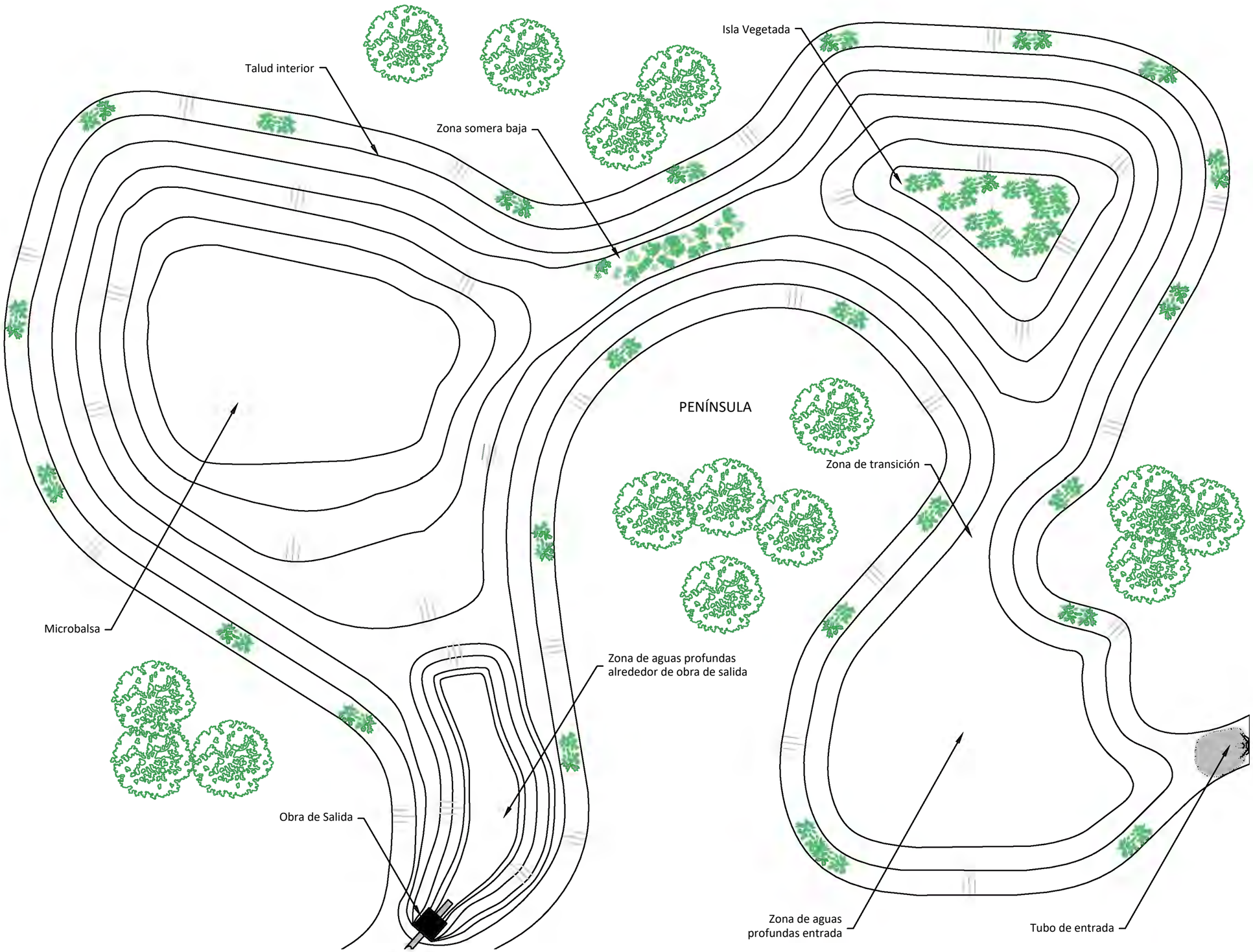
USEPA (2000). A handbook of constructed wetlands. A guide to creating wetlands for: agricultural wastewater, domestic wastewater, coalmine drainage, stormwater in the mid-Atlantic region. Volume 5: Stormwater. Regional Center for Environmental Information. US-EPA Region III: Philadelphia, PA.

VADCR (2013a). Virginia DCR Stormwater Design Specification No. 13: Constructed wetlands. Version 2.0. Virginia Department of Conservation and Recreation. Richmond, VA.

VADCR (2013b). Introduction to the New Virginia Stormwater Design Specifications. Virginia Department of Conservation and Recreation. Richmond, VA.

WSDOT (2019). “Highway Runoff Manual.” Washington State Department of Transportation. Engineering and Regional Operations. Development Division, Design Office. Washington, USA. https://wsdot.wa.gov/publications/manuals/fulltext/M31-16/highwayrunoff.pdf.

ANEXO 1. PLANOS Y SECCIONES TIPO



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Pretratamiento y disipación de energía: El diseño de la entrada de agua a un humedal requiere de una zona de pretratamiento que ayude a facilitar el mantenimiento y elimine sedimentos y basuras mediante la disipación de energía y la sedimentación antes de entrar a la técnica.

Zonas aguas profundas: Sirven para disipar energía, eliminar sedimentos de la escorrentía y proveer condiciones anaeróbicas en el fondo. Proveen volumen de almacenamiento adicional y refugio para la vida acuática durante los periodos secos. Su profundidad oscila entre 0,5-1 m. Estas zonas deben distribuirse a lo largo del humedal salvo la entrada o pretratamiento, y la zona profunda requerida a la salida para proteger los orificios de la obra de salida. Pueden albergar plantas sumergidas o flotantes, pero no enraizadas.

Zona aguas someras: Retienen agua tras las precipitaciones y sirve de conexión hidráulica entre la entrada y salida. A caudales bajos y hasta el QCA el agua que entra en el humedal debe seguir el curso de las zonas someras marismales. Esta zona puede secarse durante épocas sin precipitaciones. Cubierta con diversa vegetación acuática que provee funciones de tratamiento. Forma parte del volumen de agua permanente en la técnica. Tiene entre 8 y 16 cm de profundidad con su parte agua coincidiendo con la lámina de agua permanente, la elevación de agua tras el vaciado completo del humedal tras un episodio de lluvias.

Zona inundable temporal: Se trata de un volumen de atenuación de escorrentía pluvial sobre la lámina de agua permanente para proporcionar control hidráulico y/o tratamiento. Esta zona de terreno solo se sumerge por cortos periodos de tiempo debido a las precipitaciones, comienza en la lámina de agua permanente.

Vegetación acuática: La vegetación es uno de los componentes clave de la técnica. La mayoría de las especies vegetales serán plantas autóctonas propias de zonas húmedas.

Obra de salida: Controla el nivel de agua en el almacenamiento superficial y el caudal descargado desde la técnica manteniendo el nivel bajo de agua en el humedal. Integra estructuras que permiten ajustar la lámina permanente de agua para mantener la vegetación en buen estado y facilitar el mantenimiento. Contiene los orificios de salida que permiten desaguar en un tiempo mínimo de 24 horas el humedal.

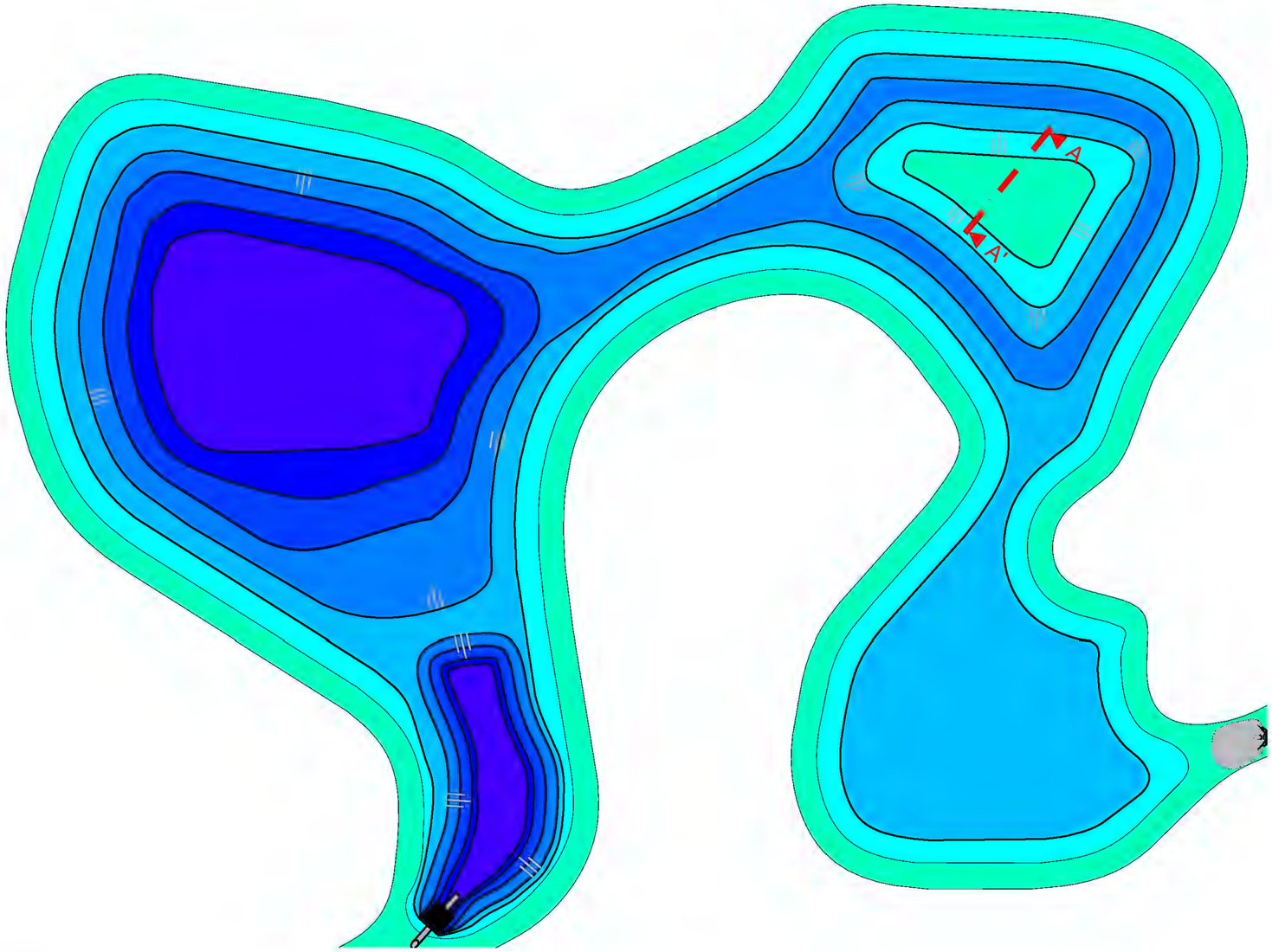
Dique de cierre: Embalsan agua por encima del terreno natural. Debe diseñarse para ser estable y ser impermeable. Su altura total debe ser inferior a 3 metros, debe proveer al menos 300 mm de resguardo a la elevación máxima de agua para la duración crítica de la precipitación seleccionada en el diseño. En materia de seguridad deben diseñarse atendiendo al RDPH y seguir en la medida de lo posible las normas técnicas de seguridad para las presas y sus embalses.

Vía de servicio: Permite acceder a la técnica para su mantenimiento y explotación.

PLANO NO.:
HUMEDALES DE AGUAS PLUVIALES

PLANTA TIPO 1/2

Bizkaia interbiak



LEYENDA

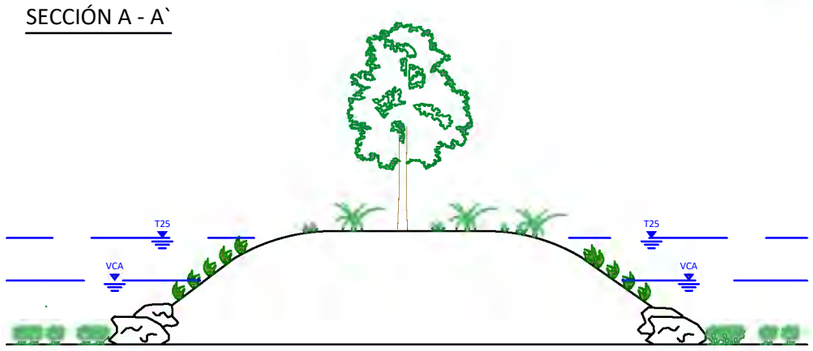
ZONA SOMERA ALTA (-0,15 a 0,10m)

ZONA SOMERA BAJA (-0,30 a 0,15m)

ZONA TRANSICIÓN (-0,30 a 0,60m)

ZONA DE AGUAS PROFUNDAS

SECCIÓN A - A`



PLANO NO.:

HUMEDALES ARTIFICIALES

PLANTA Y SECCIÓN TIPO 2/2

Bizkaia interbiak

Capítulo 22. SISTEMAS PATENTADOS

Descripción

Equipos industriales, generalmente soterrados, que utilizan la sedimentación, filtración, separación por vortex y otros procesos para el tratamiento de la escorrentía. Son especialmente útiles donde existen restricciones de espacio o para pequeñas cuencas con altas cargas de sedimentos.

Coste de Inversión	Coste de Mantenimiento	Vida útil
Medio-alto	Medio	0-50 años

Funciones

Tratamiento	
Sólidos en suspensión	✓
Metales objetivo*	✓
Microcontaminantes objetivo	✓
Control Volumétrico Escorrentía	
Detracción	✗
Lluvias extremas	✗
Control Caudales	
Prot. Hidromorfológica	✗
Prot. Inundabilidad	✗

* Solo filtros compactos

Beneficios y aplicaciones

Sistemas compactos que no consumen espacio en superficie.

Pueden ser diseñados para eliminar contaminantes específicos.

Protección de técnicas vegetadas y simplificación de su mantenimiento. Suelen ser más efectivos que las balsas de pretratamiento.

Rendimientos de eliminación verificados, repetitivos y extrapolables. Menos susceptibles a errores en diseño y construcción que otras técnicas.

Limitaciones

La inspección y mantenimiento puede requerir cortes de carriles y control de tráfico.

Debido a su menor tamaño en comparación a otras técnicas suelen requerir mantenimientos más frecuentes.

Sus dimensiones son estandarizadas y pueden requerir un sobredimensionamiento en ciertos casos en proporción al QCA de la ADD. Trazados extensos requieren varios sistemas.

Mantenimiento

Siega y/o poda	✗
Camino de servicio / apartadero	✓
Equipo especializado	✗
Formación específica	✗
Acceso camión de succión/limpieza	✓
Acceso a válvulas	✗

Criterios de Diseño

ADD: 1-7 ha.
Declaración técnica
Instalación y mantenimiento
Tamaño de partícula
Arqueta de reparto y baipás
Caudales de tratamiento y retención

ÍNDICE

22.1 DESCRIPCIÓN GENERAL 22-3

22.2 CAPACIDAD DE TRATAMIENTO 22-8

22.2.1 Ensayos Requeridos - Protocolos de Verificación Tecnológica 22-11

22.3 APLICACIONES 22-17

22.3.1 Funciones de la Técnica 22-17

22.3.1.1 Control Hidráulico 22-17

22.3.1.2 Tratamiento de Escorrentías 22-18

22.3.2 Viabilidad 22-19

22.3.3 Limitaciones 22-20

22.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO 22-20

22.4.1 Investigación del Ámbito y de los Indicadores Cualitativos 22-22

22.4.2 Diseño Estructural y Geometría 22-22

22.4.3 Diseño Hidráulico 22-24

22.4.3.1 Limitaciones del Área Drenante 22-24

22.4.3.2 Rendimientos Eliminación y Selección del Dispositivo 22-24

22.4.3.3 Comprobación de Línea de Energía 22-25

22.4.3.4 Método de Diseño 22-26

22.4.3.5 Capacidad de Transporte 22-27

22.4.4 Diseño de Elementos Específicos 22-28

22.4.4.1 Elementos Prefabricados 22-28

22.4.4.2 Arqueta de Reparto 22-29

22.4.4.3 Señalización 22-30

22.4.4.4 Volumen de Sedimentos 22-30

22.4.4.5 Uniones 22-31

22.4.4.6 Protección del Punto de Descarga 22-31

22.5 REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS 22-31

22.5.1 Excavación y Preparación del Terreno 22-32

22.5.2 Control de la Erosión y Sedimentos 22-32

22.5.3 Cama de Apoyo 22-33

22.5.4 Colocación 22-33

22.5.5 Rellenos 22-35

22.5.6 Aspectos de Seguridad 22-36

22.5.7 Recepción y Control de Calidad 22-36

22.6 CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN 22-37

22.7 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 22-40

ANEXO 1. PROCESOS DE TRATAMIENTO PARA SP 22-42

ANEXO 2. HOJA DE DISEÑO PARA SISTEMAS PATENTADOS 22-43

ANEXO 3. PLANOS Y SECCIONES TIPO 22-45

22.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

Los sistemas patentados (SP) son dispositivos industriales que eliminan contaminantes de la escorrentía viaria mediante procesos de decantación, filtración, absorción/adsorción y separación por vórtice. Los SP poseen declaraciones técnicas de prestaciones de sus rendimientos de eliminación de contaminantes.

No actúan en origen por lo que requieren una red convencional de saneamiento para transportar la escorrentía hasta los mismos. Los SP incluidos en este Capítulo son sistemas fluyentes, que tratan y reducen las concentraciones de una descarga concentrada de escorrentía en base a un caudal instantáneo de tratamiento.

Los SP con procesos de filtración y adsorción proveen procesos de tratamiento que permiten eliminar fracciones disueltas de metales de la escorrentía. Para proveer el control hidráulico se deben integrar en una cadena de gestión de aguas pluviales. Permiten proteger de sedimentos las técnicas vegetadas ubicadas aguas abajo de los mismos y conservar su función en el tiempo. Los SP permitirán cumplir con la MM5.

Los SP se diseñan para tratar un volumen anual elevado de escorrentía. En Bizkaia, tratar un caudal máximo instantáneo asociado a una intensidad de 14-16 mm/h, permitirá depurar el 90 por ciento del volumen anual de escorrentía vertido desde la calzada.

Figura 22-1. Separador hidrodinámico aguas arriba de un estanque de retención para facilitar mantenimiento y proteger técnica vegetada (Fuente: Hydro International)

El mantenimiento es especialmente importante en estos dispositivos debido a sus reducidas dimensiones en comparación con otras técnicas SuDS. Un SP deberá vaciarse siempre que se supere su capacidad de almacenamiento de contaminantes. En una cuenca estabilizada, de dimensiones razonables, y sin vertidos accidentales su frecuencia de vaciado suele ser de 1 a 2 veces al año. No obstante, La falta de mantenimiento puede dañar los equipos y también puede comprometer la capacidad de evacuación de la red en la que están instalados, especialmente en instalaciones en línea.

Los SP poseen procesos patentados de tratamiento que pueden incluir trayectorias determinadas de flujo, medios filtrantes específicos y otros procesos de tratamiento. Los componentes principales de estos dispositivos pueden clasificarse como sigue:

- **Cámara:** Contiene los componentes internos o deflectores y suele estar formada por elementos prefabricados de hormigón armado. Otros materiales como el plástico o la fibra de vidrio permiten que el peso de la unidad sea más ligero y pueden facilitar su instalación.

- **Componentes internos:** Modifican la trayectoria del flujo aumentando el tiempo de residencia hidráulica dentro de la cámara y maximizando los procesos de tratamiento. La trayectoria del flujo es modelizada para optimizar al máximo posible las fuerzas inerciales que eliminan los contaminantes del agua.

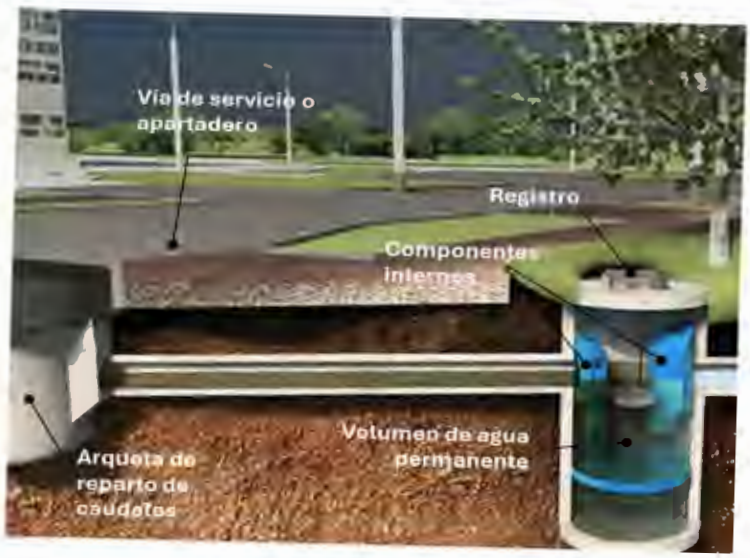


Figura 22-2. Componentes principales de los sistemas y su instalación asociada (Fuente: Hydro International)

- **Volumen de agua permanente**: Provee procesos de tratamiento y permite generar el régimen y características de flujo especifico de la unidad. Destinado a proporcionar tratamiento y almacenar los contaminantes separados durante las precipitaciones. Incluye un volumen de sedimentos y de flotantes. Ambos deben estar aislados de la zona activa de tratamiento para evitar la liberación de contaminantes previamente capturados.

- **Registros**: Deben integrar tapas y registros para su fácil inspección y conservación. Las tapas deberán cumplir con la clase resistente adecuada a su ubicación. Para su mantenimiento las unidades deben ser accesibles para ser vaciadas por un camión de succión.

- **Arqueta de reparto de caudales:** Debido a su función de tratamiento estos sistemas se diseñan para tratar el QCA (ver Capítulo 6) y generalmente no pueden ser instalados en línea sin comprometer su capacidad de retención (no liberación del material capturado). Pueden incluir un baipás interno o externo, este último es recomendable y generalmente necesario para que su capacidad

de retención no se ve superada por los caudales de proyecto. El diseño hidráulico de los colectores que alimentan la unidad se asocia a un caudal muy superior al caudal de tratamiento de la unidad o QCA.

- **Vía de servicio o apartadero.** Permite acceder a la técnica para su mantenimiento y explotación. Debe ser lo suficientemente amplio para que un camión de succión pueda acceder y maniobrar en las inmediaciones del equipo.

Existen distintos SP para el tratamiento de las escorrentías viarias. La mayor parte de estos equipos puede ser clasificado dentro de dos grandes grupos, separación y filtración. Los dispositivos de separación a su vez se dividen en dos subtipos, compartimentados e hidrodinámicos.

- **Separadores hidrodinámicos por vórtice (SHV):** Los SHV son sistemas fluyentes soterrados compactos para la separación de sedimentos y otros contaminantes de la escorrentía. Los SHV eliminan sólidos, flotantes y otros contaminantes del agua mediante la combinación de la gravedad y otras fuerzas inerciales asociadas a un vórtice. Estos sistemas usan la energía contenida en el agua para la separación de contaminantes.

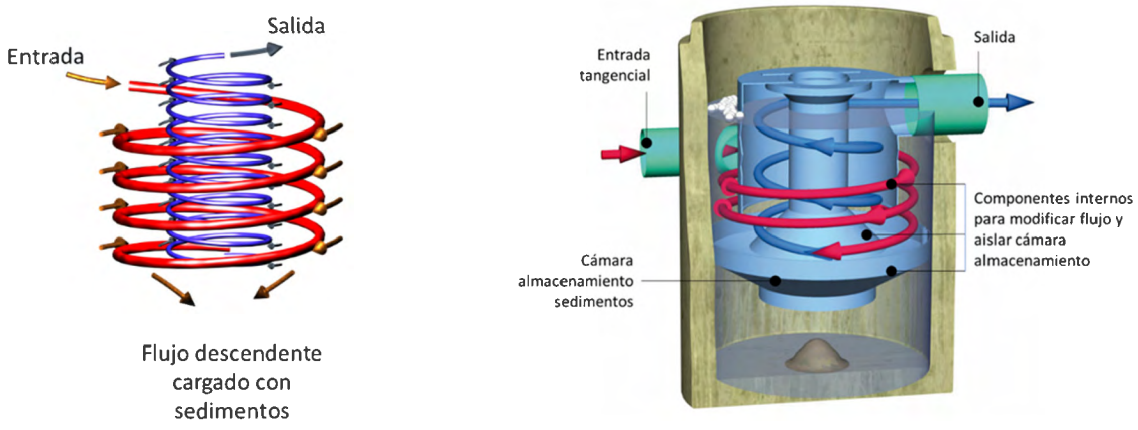


Figura 22-3. Separador hidrodinámico por vórtice con sus componentes principales y detalles del flujo rotacional (Fuente: Hydro International)

Se integran en un pozo de hormigón armado, en el que se instalan los componentes internos que establecen el flujo rotacional del agua alrededor del eje del pozo. Como resultado el flujo sigue un largo recorrido formando un vórtice a lo largo del sistema, inicialmente descendiendo en espiral por el exterior y hacia la base, para posteriormente cambiar de dirección y ascender rotando más próximo al eje central y hacia la salida. Las fuerzas centrifugas asociadas al movimiento rotacional, y la gravedad, causan que las partículas en suspensión se muevan hacia la parte central del dispositivo. En esta zona las velocidades del flujo son menores y las partículas tienden a decantar hacia la base. Los SHV incluyen deflectores para eliminar flotantes y grasas y aceites de la escorrentía.

- **Filtros compactos (FC):** Estos sistemas se integran dentro de un prefabricado de hormigón circular o rectangular. Son dispositivos que integran una cámara de sedimentación y un módulo con medio filtrante que elimina contaminantes. Son especialmente útiles para eliminar partículas muy finas de baja velocidad de sedimentación, y constituyentes disueltos mediante procesos de adsorción e intercambio catiónico. La elección del medio filtrante puede seleccionarse para los contaminantes objetivo.

  Los FC requieren carga hidráulica para que la escorrentía atraviese el medio filtrante. La carga de sedimentos tenderá a obstruir los filtros, por lo que éstos incluyen procesos de retrolavado o hidráulicos (filtración ascendente), que regeneran o conservan en la mayor medida posible su capacidad hidráulica. La frecuencia de sustitución de los filtros variará en función de la IMD de la vía y del sistema de filtrado utilizado. Los medios filtrantes suelen integrar distintas proporciones de distintos minerales como arenas, zeolitas, tejidos, turba perlita y carbono activo.

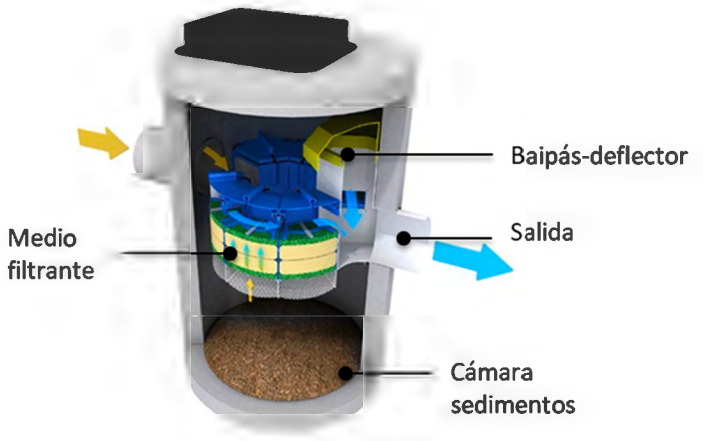


Figura 22-4. Filtro compacto en pozo prefabricado y sus componentes

Los FC requieren una mayor carga operacional que otros sistemas patentados para permitir que la gravedad haga pasar el flujo a través del medio. Esto influye en línea piezométrica de la red, ya que las rasantes hidráulicas de las tuberías de entrada y salida pueden requerir entre 30-70 cm de resalto.

- **Arquetas desarenadoras-desengrasadoras (AD):** Son arquetas prefabricadas con dos o tres compartimentos conectados hidráulicamente, y equipadas con elementos que mejoran la retención de contaminantes. Al requerir un volumen de agua para el tratamiento de la escorrentía poseen una salida elevada. Se basan en el popularizado diseño del estado de Maryland y han sido mejorados para aumentar la retención de sedimentos y flotantes y minimizar la liberación de material capturado. Su capacidad de eliminación de sedimentos finos es generalmente baja.

  En los sistemas compartimentados la escorrentía pasa a través de varias cámaras donde se produce la decantación de sedimentos, pueden incluir también tamices para eliminar flotantes y gruesos, y procesos de flotación y absorbentes para mejorar la eliminación de aceites y grasas.

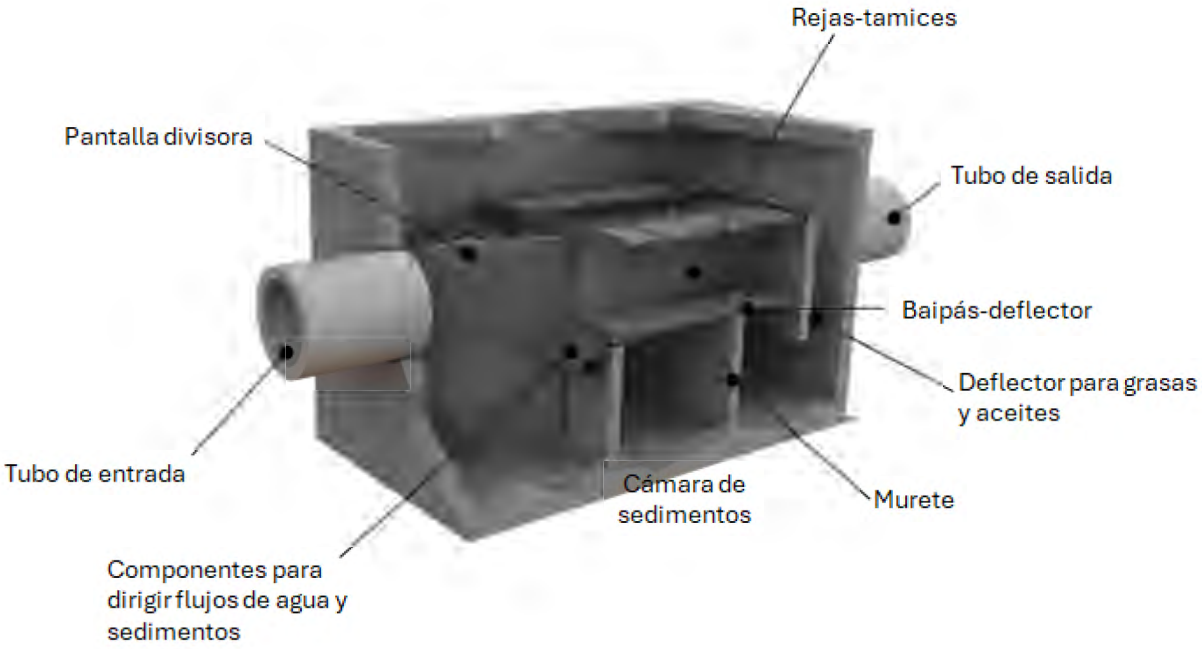


Figura 22-5. Arqueta desarenadora con tamiz para retención de gruesos y flotantes (Fuente: Bioclean)

- **Separadores de líquidos ligeros (SLL):** Sistema compartimentado para el tratamiento de aguas hidrocarburadas para zonas de repostaje, centros de conservación o mitigación de vertidos accidentales que generen altas concentraciones de hidrocarburos en la escorrentía. Deben situarse lo más cerca posible de la fuente de generación o derrame de hidrocarburos para retener estos compuestos en una forma flotante y no emulsionada. Las partículas libres de hidrocarburos y aceites de menor densidad que el agua quedan sobrenadando al pasar por deflectores verticales o una cámara coalescente. Se integran generalmente en cámaras prefabricadas de plástico o de PRFV.

  Los SLL no son adecuados para el tratamiento de las escorrentías viarias, ya que las concentraciones de hidrocarburos suelen ser relativamente bajas y estos compuestos suelen estar emulsionados y adheridos fuertemente a los sedimentos. En zonas con un PAVA>1% (ver Capítulo 9) pueden aplicarse para mitigar el riesgo asociado a la probabilidad de vertido.

  La función principal de los SLL es proporcionar condiciones en las que el aceite se separe del agua para que pueda ascender a la superficie en el separador. Los flujos concentrados de aguas pluviales suelen provocar la mezcla de aceite, agua y sedimentos. Es importante que las cuencas que drenan hacia estos equipos sean pequeñas para reducir la posibilidad de que se formen emulsiones. Si esto ocurre la eficacia de los separadores se reducirá considerablemente. Estos sistemas suelen requerir un regulador de caudal previo que limite los caudales de entrada para garantizar la no liberación de los contaminantes capturados.

En el Anexo 1 se incluyen los procesos de tratamiento y limitaciones habituales de los sistemas patentados.

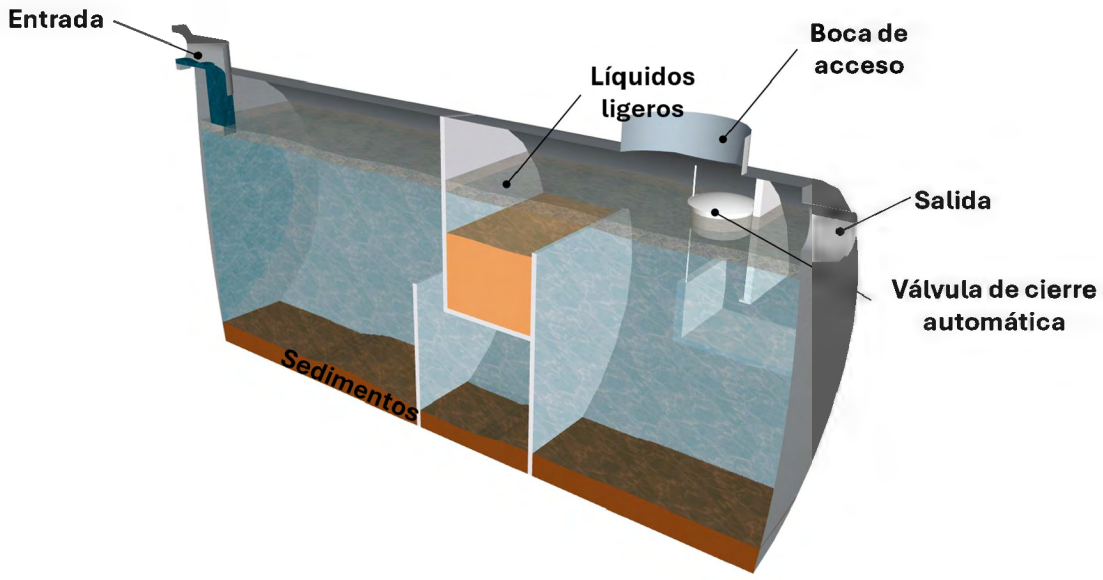


Figura 22-6. Separador de líquidos ligeros y sus componentes principales

22.2 CAPACIDAD DE TRATAMIENTO

La mayoría de los sistemas patentados eliminan contaminantes por decantación, y por tanto, su efectividad está muy condicionada por los tamaños de partículas presentes en las aguas de escorrentía. La eficiencia en la eliminación de SST, en un dispositivo fluyente de tratamiento de las aguas pluviales, es inversamente proporcional al caudal de entrada y a la velocidad de caída de las partículas. El tamaño de partícula por tanto juega un papel fundamental en la definición de los SST, ya que afecta al rendimiento del dispositivo de tratamiento.

Si la carga de SST posee más contenido en finos que la considerada en su diseño, el dispositivo estará infradimensionado y no ofrecerá el nivel de protección o servicio deseado. El límite inferior práctico de la separación por vórtice es una partícula con una velocidad de sedimentación de 0,010-0,014 m/s. Estas velocidades de sedimentación para sedimentos inorgánicos representan partículas de 50-100 micras de tamaño de partícula, cuyo peso específico será de 2.5. En arquetas desarenadoras esta velocidad crítica de sedimentación será mayor y rondará los 0,02-0,03 m/s. En los FC esta velocidad no es tan crítica debido a que el proceso de eliminación principal no es la sedimentación.

El rendimiento de eliminación de partículas de estos elementos es muy variable. Se han encontrado rendimientos de moderados a buenos con generalmente mayores eficiencias en FC (NSF, 2004; Minton 2004; Roseen et al., 2006).

En la CAPV su uso se remonta a 2009 y existen algunos estudios científicos sobre su eficiencia en infraestructuras viarias. En el Segundo Cinturón de Donostia-San Sebastián, en el tramo A8 Aritzeta-Enlace del Urumea con una IMD de 33.000 veh/día, se obtuvieron eficiencias medias anuales del 80%, 67% y 54% en la eliminación de SST, DQO y metales pesados en las descargas de escorrentía viaria a masas de agua subterráneas mediante una combinación de SHV y FC durante un estudio de dos años de duración (Tynan, 2016).

Estudios recientes en la Variante Sur Metropolitana muestran también eficiencias del 75% en la eliminación de SST en un SHV que recibe la escorrentía de un tramo con una IMD de 10.000 veh/día.

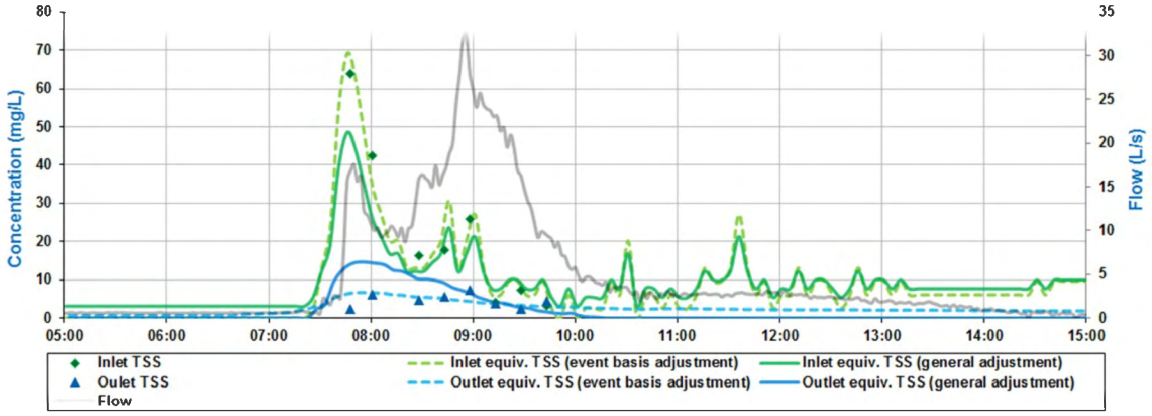


Figura 22-7. Rendimientos de eliminación de contaminantes de sistemas patentados en el Segundo Cinturón

El rendimiento de SLL para reducir las concentraciones de hidrocarburos de petróleo en la escorrentía en varias carreteras y sus elementos funcionales ha sido evaluado en varios estudios. Las concentraciones de aceite libre en la escorrentía por lo general no son lo suficientemente elevadas como para justificar el uso de SLL. Procesos como la sedimentación han mostrado mejor eliminación de hidrocarburos en la escorrentía viaria, especialmente de los HAP (Caltrans, 2004; NZTA, 2010). Los SLL son una medida de protección contra vertidos accidentales donde las concentraciones y formas de los hidrocarburos son adecuadas para el funcionamiento de estos dispositivos.

En la siguiente tabla se presenta diferentes referencias internacionales sobre la eficiencia de tratamiento de los SP.

Tabla 22-1. Eliminación de contaminación en sistemas patentados según estudios internacionales sobre escorrentías viarias y valores establecidos para la evaluación de riesgos

Constituyentes	Concentración Efluente [1]												Rango Rendimiento Internacional (%)[2]				Ref. evaluación riesgos (%)[3]			
	P25				Mediana				P75											
	SHV	FC	AD	SLL	SHV	FC	AD	SLL	SHV	FC	AD	SLL	SHV	FC	AD	SLL	SHV	FC	AD	SLL
Constituyentes Medida Mínima 5																				
SST (mg/L)	20	10	6	SI	45	19	18	SI	94	34	46	SI	36-55	60	63	SI	80	80	80	-
Cobre total (µg/L)	9	4	4	SI	14	8,3	12	SI	23	16	20	SI	10	31	6	SI	40	75	40	-
Cobre-dis (µg/L)	6	2,2	5,82	SI	10	4,4	10,1	SI	14	8,3	16,97	SI	-2,6	11	8	SI	-	50	-	-
Zinc total (µg/L)	52	20	21	SI	88	37	81	SI	147	74	171	SI	12	36	46	SI	40	75	40	-
Zinc-dis(µg/L)	27	11	31,35	SI	54	19	70	SI	84	35	159	SI	-12	16	-119	SI	-	60	-	-
MP(µg/L)[4]	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		60	-	-
BaP (µg/L) [5]	0,17	0,42	0	SI	0,26	1,1	0	SI	0,38	2,1	0	SI	37	61	-	SI	40	60	40	-
Otros contaminantes																				
HTP (µg/L)[5]	SI	1000	125	SI	SI	2500	250	SI	SI	2500	4000	SI	SI	50	26	SI	50	70	-	90
Plomo total (µg/L)	5	3	<1	SI	9	5	4	SI	15	16	17	SI	17	70	83	SI	40	75	-	-
Cadmio total (µg/L)	0.1	0.6	0.2	SI	0.3	0.9	0.3	SI	0.5	1.6	0.4	SI	16	23	42	SI	40	75	-	-

1) Fuente: "Use of the State Department of Transportation Portal to the International Stormwater BMP Database, (AASHTO, 2020)". Valores de mediana para el 95% de confianza.
2) Rendimiento calculado a partir de los valores mediana de afluente y efluente informados en el estudio de la AASHTO (2020) y de la bmpdatabase.org/bmp-statistical-analysis-tool y requerimientos de los protocolos de verificación tecnológica.
3) Valor de rendimiento a emplearse en caso de requerir una evaluación específica de riesgos.
4) No se dispone de datos suficientes a fecha de la presente publicación para esta técnica.
5) Fuente: bmpdatabase.org/bmp-statistical-analysis-tool. Rendimiento calculado con el valor mediana de la CMS afluente y efluente. Incluye escorrentía urbana y de carreteras. (NA= no aplicable porque las CMS afluente y efluente son iguales a cero, SI = sin información para la técnica).

22.2.1 Ensayos Requeridos - Protocolos de Verificación Tecnológica

Actualmente los sistemas patentados, a excepción de los SLL, no están cubiertos por ninguna norma europea armonizada. Existen varios protocolos de verificación tecnológica a nivel europeo e internacional, y recientemente se ha publicado la norma ASTM C1893-23 para la verificación de los rendimientos y caudales de tratamiento de separadores hidrodinámicos en laboratorio.

La declaración independiente de prestaciones provee rendimientos testados, fiables, homogéneos y comparables que ofrecen garantías en la protección del medio receptor y permiten que el proyectista y explotador de la tecnología obtenga datos independientemente verificados.

Los SP deberán demostrar documentalmente sus rendimientos mediante una declaración de idoneidad técnica emitida por el organismo certificador. El certificado emitido especificará un índice de mitigación o rendimiento de eliminación para los SST y metales pesados de la MM5.

En función del protocolo de verificación, existen distintos usos granulométricos para el sedimento de ensayo, una de las variables más importantes para determinar el caudal de tratamiento de la unidad. En Europa este sedimento se encuentra generalmente en el rango de las 2-400 micras y tiene una fracción importante de masa por debajo de las 63 micras. El RDPH exige un tratamiento equivalente a un desarenado para las descargas del sistema separativo, lo cual se define como una eliminación de las partículas superiores a 200 micras.

Para su uso en los proyectos los SP deben estar verificados por alguno de los siguientes protocolos o poseer una declaración técnica de idoneidad independiente cuyas condiciones de ensayo sean similares:

- BW CoP (British Water Code of Practice for MTDs Designed to Treat Surface Water Runoff): Este protocolo se creó tras la publicación del CIRIA C753, conocido como el Manual SuDS, para permitir a los fabricantes de dispositivos de tratamiento de las aguas pluviales calcular y declarar un índice de mitigación de la contaminación en concordancia con el SIA (Simple Index Approach). El ensayo puede realizarse en distintos laboratorios, pero debe auditarse independientemente por una tercera parte acreditada y aprobada. Requiere la eliminación de sedimentos y/o metales disueltos, es informativo y no se exige un rendimiento mínimo. El índice de mitigación de la contaminación que puede emplearse para la unidad queda definido en base al resultado obtenido en el ensayo.

- NJACT (New Jersey Corporation for Advanced Technology): Es el pionero internacionalmente y se diseñó para evaluar el rendimiento anual de eliminación de sedimentos de las aguas de escorrentía en el ámbito urbano. Se fija solo en los sedimentos en reconocimiento de que la contaminación se adhiere a los mismos y estará en forma particulada (más que disuelta). El rendimiento de eliminación anual de sedimentos requerido para obtener la certificación del NJCAT es del 50% para dispositivos de decantación y del 80% para sistemas de filtración. Los rendimientos son medidos en base a una distribución de precipitaciones que define los caudales del ensayo.

- DiBt (Institute of Building Technology/ Deutsches Institut für Bautecknik): Se enfoca en el tratamiento de las aguas de escorrentía cuyas descargas tengan un riesgo relativamente alto de contaminación. Requiere gestionar la carga contaminante de las escorrentías procedentes de cubiertas metálicas y zonas con elevada densidad de tráfico. Se aplica a cuencas drenantes con una IMD>3000 veh/día que vierten a aguas subterráneas. Los requerimientos de la certificación para los rendimientos de eliminación son de 92% para los SST, HTP 80%, Cu 70% y Zn 70%. Cuando el agua pluvial se vierte a aguas superficiales aplican regulaciones más generales (DWA A102) que requiere eliminar el 50% de las partículas de tamaño inferior a 63 micras de las aguas de escorrentía.

- ASTM C1893-23. Standard Practice for Laboratory Performance Verification of Hydrodynamic Separators for the Treatment of Stormwater Runoff: Esta norma proporciona directrices para administraciones hidráulicas y ambientales dentro de USA para homogenizar los requisitos de datos para la certificación de SHV dentro de su jurisdicción. Tiene por objeto garantizar que los ensayos se realicen bajo los requisitos del Departamento de Protección Ambiental de Nueva Jersey (Protoclo NJCAT).

- UNE-EN 858. Sistemas separadores para líquidos ligeros (por ejemplo, aceite y petróleo): Esta norma consta de dos partes que cubren el diseño, la selección, instalación y mantenimiento de separadores para líquidos ligeros. La norma se enfoca en el control de la contaminación accidental. Las condiciones de ensayo para el afluente son de 5ml por litro de agua, del orden de miles de mg/L. Estas concentraciones no representan los valores encontrados en la escorrentía viaria. Este ensayo es adecuado para vertidos accidentales, donde las concentraciones y formas de los hidrocarburos permiten su separación por SLL. La norma cubre los hidrocarburos libres en fase liquida, los hidrocarburos disueltos o adheridos al sedimento, predominantes en una descarga de escorrentía viaria o urbana concentrada, no están cubiertos en esta norma. A pesar de especificar una capacidad de sedimentos en el dispositivo, no cubre la evaluación y ensayo relativo a la eficiencia en la eliminación de los sedimentos.

- TAPE (Technology Assessment Protocol, Ecology) – Protocolo del Departamento de Ecología del estado de Washington, ensaya las tecnologías tanto en pruebas controladas de laboratorio como en campo. Evalúa la eliminación de HTP, sedimentos, metales disueltos y fosforo de forma independiente para cada parámetro. Tiene distintas designaciones para las tecnologías en función de los rendimientos obtenidos, pretratamiento para el 50% de eliminación de los SST, tratamiento básico para el 80% de eliminación de los SST, tratamiento mejorado para eliminar 30 y 60% de cobre y zinc disuelto respectivamente, tratamiento de nutrientes para eliminar el 50% del fósforo total y tratamiento de hidrocarburos con una concentración media diaria inferior a 10 mg/l en el efluente. Este protocolo tiene distintas designaciones y requiere pruebas extensas en campo bajo condiciones reales de funcionamiento.

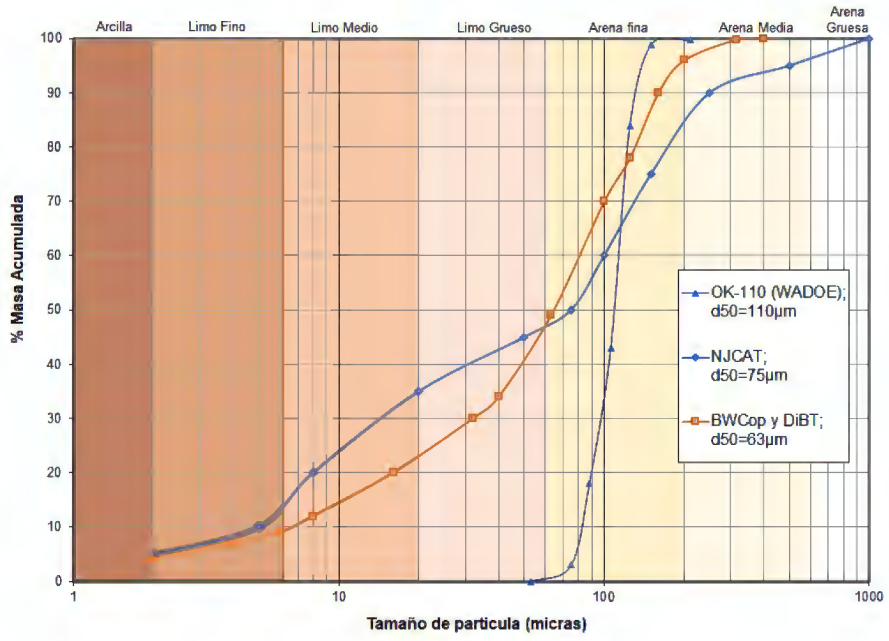


Figura 22-8. Comparativa de distribuciones granulométricas para los sedimentos de ensayo en los protocolos de verificación tecnológica referenciados con las clasificaciones del suelo según la ISO 14688-1

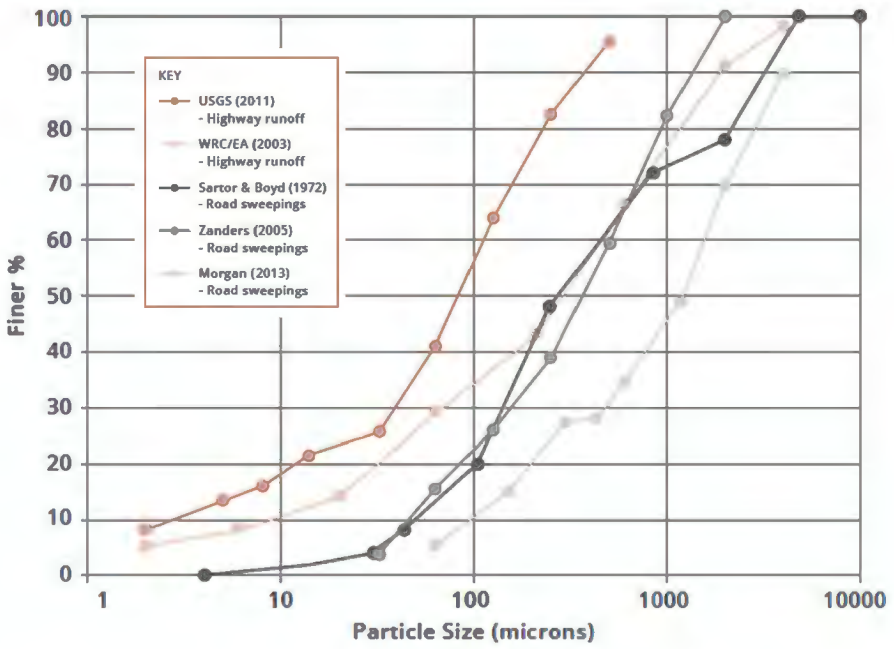


Figura 22-9 Distribuciones granulométricas de los sedimentos en la escorrentía viaria y el polvo de la calzada

La comparación de las muestras de escorrentía viarias con los sedimentos de prueba utilizados en los protocolos de verificación muestra que estos últimos utilizan gradaciones con partículas más finas (o valores d50 más pequeños). Dado que las partículas más grandes y pesadas sedimentan más fácilmente que las partículas más

ligeras y pequeñas, las eficiencias de los métodos de ensayo tenderán a subestimar los rendimientos de eliminación de sedimentos en las escorrentías viarias.

La prueba de retención del SP se ensaya también en los protocolos de verificación. Para ello las cámaras de lodos de los dispositivos se precargan de sedimentos de ensayo el 75% de su capacidad y posteriormente se someten a un caudal elevado de agua limpia durante un largo período de tiempo. Durante el mismo se mide la masa de sedimentos liberada en el efluente para evaluar la capacidad de retención que no debe superar los 20mgSST/L.

Los protocolos deben establecer además la metodología de escalado, que transfiere el caudal verificado de un producto de una determinada dimensión, al mismo producto de un tamaño diferente, sin tener que realizar pruebas para cada modelo diferente.

Los métodos de ensayo descritos anteriormente son plenamente representativos de la carga de sedimentos y la distribución del tamaño de las partículas que se observan normalmente en las carreteras de Bizkaia.

Tabla 22-2. Resumen de protocolos de verificación tecnológica para sistemas patentados (Fuente: British Waters, 2022)

PROTOCOLO	BW CoP (UK)	NJCAT (USA)	DIBt(GE)
Cumplimiento	Voluntario	Requerido y/o reconocido en varios estados	Obligatorio en Alemania
Dispositivos cubiertos	Varios conforme a C753, Cap.14	SHV, FC y AD (ensayos diferentes)	FC para áreas de hasta 2.000m2 que descarguen al suelo o aguas subterráneas
Control de calidad	Verificado por asociación de normalización y certificación	Ensayo en laboratorio independiente o supervisado por profesional acreditado	Ensayo en laboratorio independiente aprobado
¿Evalúa retención de sedimentos?	Si (opcional)	Si (obligatorio)	Si (obligatorio)
Carga SST afluente (mg/m2)	Si (opcional)	Si (obligatorio)	Si (obligatorio)
PSD para rendimiento eliminación	2 a 400 micras D_{50}=63 micras	2 a 1000 micras D_{50}=75 micras	2 a 400 micras D_{50}=63 micras
PSD para rendimiento retención		50 a 1000 micras D_{50}=200 micras	
Concentración SST afluente (mg/L)	200	200	50g/m2 de cuenca conectada, aprox. igual a carga anual estimada
Concentración SST fondo efluente para retención (mg/L)	≤20	≤20	NA
Criterio sedimentos cumple/falla	Ninguno-solo informativo	SHV deben proveer una reducción anual neta mínima del 50%; FC deben proveer una reducción anual neta mínima del 80%. (dispositivos redondeados al 50 u 80% no especifica valores mayores)	>92% retención
Requerimiento metales	Si-metales disueltos (Cu y Zn) (opcional)	No	Si-metales disueltos (Cu y Zn) (opcional)
¿Evalúa retención de metales?	Si	No	Si
Carga metales afluentes (mg/m2)	Cu-15,5 Zn-135	NA	Cu-15,5 Zn-135
Requerimiento metales	Ninguno-solo informativo	NA	Concentraciones efluente

PROTOCOLO	BW CoP (UK)	NJCAT (USA)	DIBt(GE)
			Cu≤144 µg/L (80% retención) Zn≤144 µg/L (70% retención)
¿Evalúa retención de hidrocarburos?	No	No	Si (obligatorio)
Carga HTP afluente	NA	NA	1 mg/L
Requerimiento HTP	NA	NA	Concentraciones efluente ≤20% de 0,68 g/m2 de cuenca drenante.
Caudales de tratamiento	Caudal de tratamiento obtenido de una lluvia de PR=1año-15min (27mm/h) para una cuenca drenante.	Caudal máximo de tratamiento que puede pasar por el dispositivo proveyendo el rendimiento requerido y, para los FC, suficiente vida operacional..	Rendimiento declarado en base a un área máxima drenante que puede ser tratada.
Intensidad de lluvia de diseño	PR=1año-15min (27mm/h) para todo el Reino Unido.	Eficiencia ponderada en base a una distribución anual de precipitaciones en el estado de Nueva jersey.	3 caudales de tratamiento determinados por el área conectada y cada uno representando 1/3 del volumen anual de escorrentía para Alemania; 2,5; 6 y 25 L/s/ha. Ensayo de retención a 100 L/s/ha.
Capacidad hidráulica	Evacuar de forma segura un caudal de PR=30 años-15 min (90mm/h).	Se determina un caudal hidráulico máximo para el dispositivo definido como el caudal máximo que puede evacuarse con la perdida de carga especificada por el fabricante.	Ensayo a 100 L/s/ha

22.3 APLICACIONES

Los SP se emplean para el tratamiento de las escorrentías viarias y la eliminación de los contaminantes objetivo de la MM5. Estas tecnologías consumen poco espacio y suelen ser soterradas, por lo que generalmente se adaptan bien al Dominio Público Viario y a la red de drenaje convencional.

Representan una opción compacta de tratamiento para las aguas del tablero de un viaducto entre túneles donde otras técnicas SuDS son difíciles de encajar por el espacio físico disponible. Otro ejemplo de aplicación es su uso como elementos previos a balsas de infiltración para proteger la función y capacidad hidráulica de esta técnica.

Figura 22-10. Separador hidrodinámico por vortex en el estribo de un viaducto entre dos bocas de túnel.

22.3.1 Funciones de la Técnica

Los sistemas patentados incluyen varios procesos de depuración y permiten cumplir con la MM5 de tratamiento de las escorrentías.

22.3.1.1 Control Hidráulico

Los SP, incluidos en este Manual, tienen muy poco impacto en el control de caudal pasante y no permiten cumplir con la MM6. Son especialmente útiles para reducir los niveles de contaminantes en la escorrentía y proteger la función de control hidráulico de otras técnicas vegetadas ubicadas aguas abajo de los mismos.

Los SP pueden ofrecer ventajas específicas a la hora de facilitar el cumplimiento de las MM6. La funcionalidad puede adaptarse al control de la contaminación, facilitando el mantenimiento de las técnicas SuDS aguas abajo, que forman la cadena de gestión de las aguas pluviales. Los SP pueden proveer el tratamiento para proteger la función de detracción de las técnicas vegetadas o proteger el volumen de almacenamiento de una balsa al reducir la llegada de sedimentos.

Tabla 22-3. Funciones de control hidráulico de los sistemas patentados

Tipología	Control Volumétrico Escorrentía		Control Caudales	
	Detracción	Lluvias Extremas	Protección Hidromorfológica	Protección Inundabilidad
SHV				
FC				
AD				
SLL				

22.3.1.2 Tratamiento de Escorrentías

Los SP deben acreditar sus rendimientos de eliminación de contaminantes con declaraciones de prestaciones independientes (apartado 22.2.1).

Los SHV y AD que cuenten con un índice de mitigación mínimo de 0,5 para SST en el BWCoP o NJCAT permitirán cumplir con la eliminación requerida para SST y BaP. El RDPH exige un desarenado para las descargas del sistema separativo, lo cual se define como una eliminación de las partículas superiores a 200 micras. Por ello se asigna el cumplimiento del nivel 1 de la MM5 a los SHV.

Los FC aprobados por el NJCAT o DIBt, o que cuenten con un índice de mitigación mínimo de 0,8 para SST , Cu y Zn en el BWCoP cumplirán con todos los objetivos de tratamiento de la Medida Mínima 5, incluidos BaP y MP.

Los SLL eliminan los hidrocarburos, pero proporcionan poco o ningún tratamiento de sedimentos finos y contaminantes solubles. Cuando la probabilidad de un vertido accidental sea elevada los mecanismos de obturación automática permiten retener este vertido de forma pasiva. En zonas con un PAVA igual o superior al 1% (ver Capítulo 9), los SLL pueden aplicarse para mitigar el riesgo asociado a la probabilidad de vertido. Estos dispositivos deben usarse formando una cadena de tratamiento y estarán precedidos por una técnica que provea al menos un nivel 1 de tratamiento.

Tabla 22-4. Funciones proporcionadas por los sistemas patentados en el tratamiento de la escorrentía

Tipología	Cumplimiento Nivel Tratamiento					
	Sedimentos SST	Metales disueltos		Microcontaminantes		Vertidos Accidentales (1)
		Cu	Zn	MP	BaP	
SHV						
FC						
AD						
SLL						

(1) Requieren una válvula de cierre u obturador en la salida

Todos los SP pueden equiparse con una válvula de cierre para vertidos accidentales. La propia arqueta de hormigón de un FC o una AD puede adaptarse para proveer un volumen adicional de retención de líquidos ligeros. Esto deberá consultarse con el

fabricante de la unidad. Cuanto mayor sea el volumen permanente del SP y sus dimensiones, mayor mitigación podrán ofrecer frente a vertidos accidentales.

22.3.2 Viabilidad

Los SP deben instalarse en el Dominio Público Viario y estar debidamente identificados para facilitar su conservación. Pueden ubicarse en las bermas o incluso arcenes de la calzada si se requiere. Suelen instalarse a final de línea o en el punto de vertido de la ADD previo a la ODT en la carretera.

Los FC pueden instalarse aguas abajo de un SHV para proveer una cadena de tratamiento capaz de eliminar metales disueltos y SST. Los procesos de filtración ofrecen una mayor protección del medio receptor, pero a expensas de reducir la capacidad hidráulica del SHV. Un FC puede diseñarse para tratar el 50% del QCA que provenga de un SHV. Superado este umbral y hasta el 100% del QCA el caudal entrará solo al SHV y baipaseará el FC, que tratará caudales significativamente superiores a la capacidad del FC. En cuencas de hasta 2 Ha las precipitaciones subanuales que pasen por un SHV y un FC proveen una mayor protección de una zona protegida en un espacio reducido.

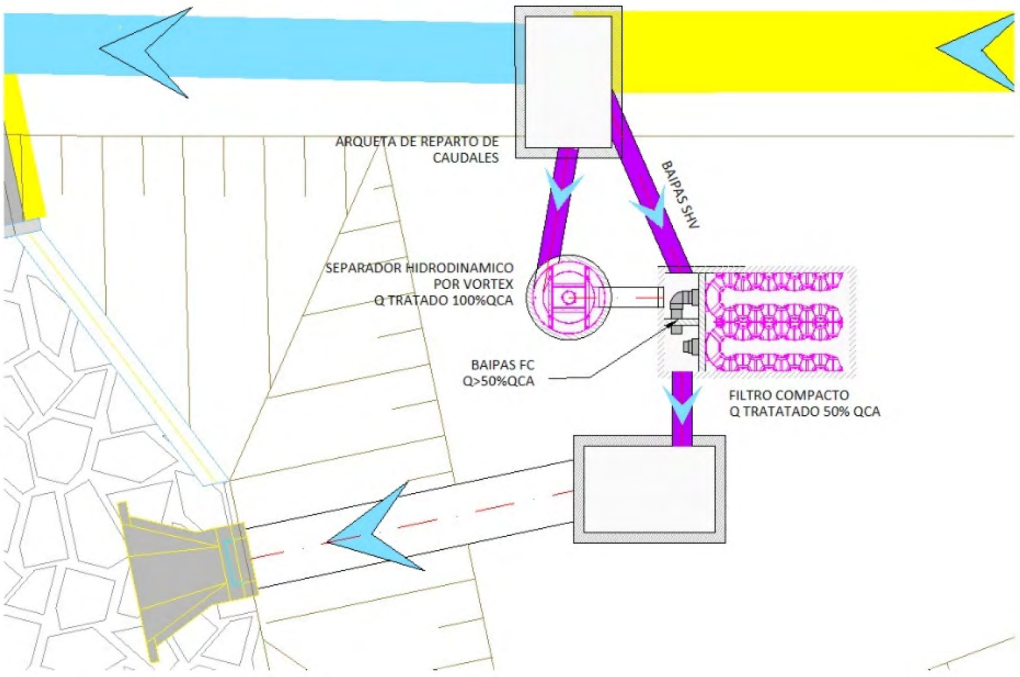


Figura 22-11. Cadena de gestión compacta formada por un separador hidrodinámico por vortex y un filtro compacto en el sistema de drenaje de una vía

Los SP se consideran TEDUS o técnicas que forman parte del sistema de saneamiento según el RDPH. Por tanto, pueden estar sometidos a mayores requerimientos de monitorización por la administración hidráulica.

22.3.3 Limitaciones

Los SP requieren menos ocupación de terreno que otras técnicas. Los siguientes aspectos deben evaluarse detalladamente ya que podrían generar un riesgo para el buen funcionamiento de estos dispositivos:

- Los SP cuyo proceso de eliminación principal es la sedimentación, no son efectivos en la eliminación de contaminantes disueltos. Solo los FC cumplirán con el objetivo de eliminación de metales disueltos de la MM5.

- Los niveles freáticos altos pueden generar subpresión sobre las arquetas de estos dispositivos, especialmente en instalaciones previas a estanques de retención o balsas de infiltración que pueden generar abombamientos del nivel freático.

- El factor crítico más importante para los FC es que no exista un aporte de agua constante o caudal base. Un caudal base de 1 l/s puede llegar a representar más del 80% del volumen anual de escorrentía anual y puede dañar los medios filtrantes al evitar su retrolavado y mantenerlos sumergidos.

- Cuando se posicionen en la arista de la carretera deberá valorarse el uso de apartaderos o posibles cortes de carriles para su mantenimiento. En instalaciones profundas, con diferencias de más de 1,7m entre rasante de terreno proyectado y rasante hidráulica, se deberán considerar todos los elementos de seguridad para la posible entrada a un espacio confinado.

- Se realizará la instalación en paralelo de los dispositivos, incluso si tienen un baipás interno. Esta instalación requiere arquetas de reparto previas que consumen un mayor espacio.

- Sus rendimientos están condicionados por la correcta conservación, cuando se diseñan adecuadamente pueden requerir una o dos limpiezas anuales.

22.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

Las distintas variantes de SP tienen principios de diseño básicos similares ya que son sistemas fluyentes de tratamiento de la escorrentía. Su principal diferencia son los distintos procesos de tratamiento ofrecidos por cada variante (ver Anexo 1).

Durante el proyecto constructivo se deberá acreditar documentalmente que el diseño, estructural e hidráulico, cumple los requisitos fijados. Los siguientes aspectos deben considerarse cuando se diseñen e instalen sistemas patentados en los proyectos:

1. Investigación del ámbito y de los indicadores cualitativos.

2. Diseño estructural y geometría.

3. Diseño hidráulico:

    a. Área drenante
    b. Rendimientos eliminación y selección del dispositivo

c. Comprobación de línea de energía
d. Método de diseño
e. Capacidad de transporte

4. Diseño de elementos específicos:

a. Elementos prefabricados
b. Arqueta de reparto
c. Señalización
d. Volumen de sedimentos
e. Uniones
f. Protección de salida

Tabla 21-5. Criterios de diseño de los sistemas patentados

Criterio o Parámetro	SHV	FC	AD	SLL
Área mínima de aportación (ha)	2-7	2-3	2-7	2-7
Caudal de tratamiento (L/s/Ha imp) (1)	15-20	15-20	15-20	16 (Retención completa) 160 (Baipás). (2)
Pérdida de carga	200-300mm	500-600mm	300-400mm	300-400mm
Tamaño de partícula (d50)	100 micras	2 micras	500 micras	1000 micras
Capacidad de retención sedimentos	2-4 x QCA	4xQCA	2xQCA	-

(1) Basado en requerimientos de los ensayos e interpolado para el caudal de calidad de aguas en Bizkaia y su distribución de precipitaciones.
(2) Basado en la norma UNE.EN858.

Los equipos instalados deberán ser validados. Un producto se considerará aprobado en base a una revisión de las declaraciones de idoneidad que verifiquen las prestaciones afirmadas por el fabricante. Los sistemas patentados deben estar verificados por un protocolo o estándar relevante para la aplicación y producto (ver apartado 22.2.1).

El proyectista deberá elaborar y evaluar el conjunto de planos y documentación del SP seleccionado que incluirá como mínimo:

- Planos de instalación de cada SP en el proyecto incluyendo la altura de lámina de agua en la arqueta de reparto cundo se alcanza el baipás.

- Los cálculos hidráulicos incluyendo las pérdidas de carga y comprobación de las líneas de energía presentadas en el formato del Anexo 2.

- Documentación justificativa del producto (Ficha técnica y certificado de verificación de prestaciones incluyendo perdida de carga, caudal de tratamiento,

caudal hidráulico, capacidad de retención y volumen de sedimentos y manuales de instalación y mantenimiento).

- Requisitos y costes de instalación y mantenimiento.

Los planos de la red de pluviales en la ubicación del SP deberán incluir los datos hidrológicos e hidráulicos de la instalación (caudales por sección de tubo, diámetros, longitudes, pendientes y elevaciones de la lámina de agua). También se dibujará el nivel del volumen permanente de agua dentro del dispositivo en tiempo seco.

22.4.1 Investigación del Ámbito y de los Indicadores Cualitativos

El proyectista deberá usar la HSST para confirmar la aplicabilidad de la técnica para el ámbito de estudio (ver Capítulo 10).

22.4.2 Diseño Estructural y Geometría

La mayoría de los SP se integran en elementos prefabricados que deben diseñarse para el tipo de tránsito que va a pasar por encima de ellos (ver elementos específicos).

La disposición depende del emplazamiento y del tipo de SP seleccionado. En la figura 22-12 se muestran ejemplos de disposición de distintos SP. Los SP deben colocarse en paralelo con la red de drenaje incluso si estos tienen un baipás interno debido a los siguientes motivos:

- La configuración en paralelo permite que caudales superiores al QCA se desvíen por la conducción principal.

- Menos susceptibilidad a la liberación de sedimentos finos previamente capturados por efecto de la resuspensión. Caudales superiores al caudal de tratamiento o a la capacidad de retención del dispositivo pueden baipasear externamente la unidad y proteger el dispositivo a largo plazo, además de facilitar su mantenimiento.

- Caudales menores ayudan a optimizar las dimensiones del dispositivo y las estructuras. El coste de los pozos adicionales puede compensarse con un menor coste de la unidad.

- La red de aguas pluviales puede diseñarse como si el SP no estuviera presente y su funcionamiento hidráulico no se verá afectado si el dispositivo llegara a obturarse.

- Los caudales de proyecto para T=100 y 25 años superaran con frecuencia la capacidad de retención de cualquier SP.

En determinados casos, cuando el caudal hidráulico de la red de pluviales sea pequeño o por condiciones muy limitantes de espacio, puede permitirse la colocación en línea del SP. En estos casos la capacidad de retención del SP será superior al caudal hidráulico de la red. La decisión de diseñar la colocación en línea no se basará únicamente en la eliminación de un pozo de registro.

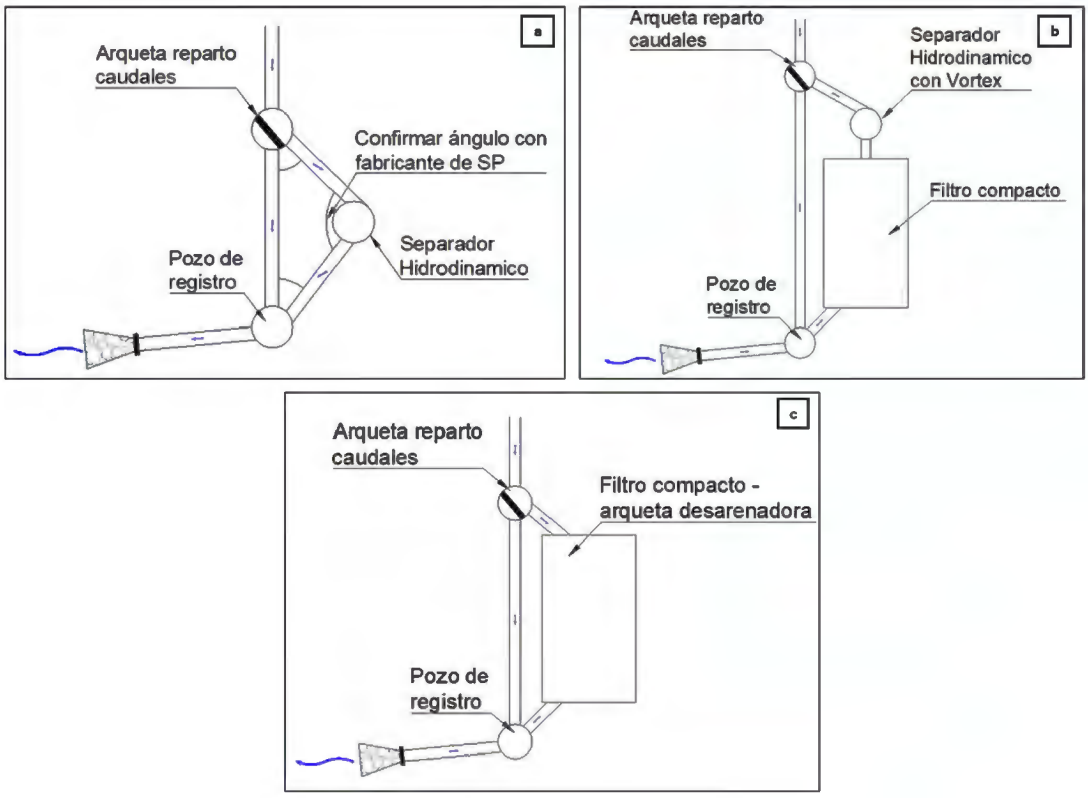


Figura 22-12. Ejemplos de instalaciones en planta para sistemas patentados

Todos los dispositivos requieren contener un volumen de agua permanente ubicado por debajo de la rasante hidráulica proyectada para el colector. Las alturas totales del dispositivo vendrán dadas por este volumen de tratamiento, ubicado entre 1,2 y 2,5 m por debajo de la conducción que acomete a la unidad, y por la profundidad de la conducción.

Las principales acciones que, en general, deberán considerarse en el cálculo mecánico de los SP son las siguientes:

- Acciones gravitatorias: Peso propio, cargas permanentes o cargas muertas y sobrecargas de uso debidas al peso del agua en el interior del dispositivo.
- Acciones del terreno.
- Acciones del tráfico.
- Acciones debidas al nivel freático.
- Acciones reológicas.

Para una correcta valoración de los efectos de las cargas sobre la estructura, el ingeniero proyectista deberá consultar el Código Técnico de la Edificación (CTE) y el estudio geotécnico del terreno. El CTE en su documento básico de seguridad estructural (DB SE), recoge en el apartado 4 las verificaciones que deben realizarse para los

estados límite de la estructura y marca los coeficientes para las acciones estabilizadoras y desestabilizadoras.

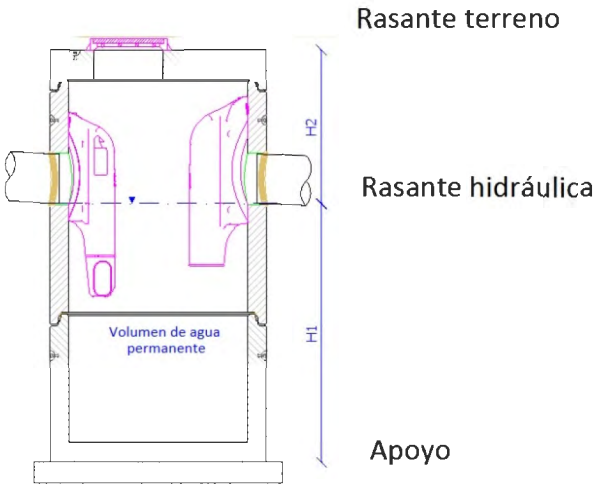


Figura 22-13. Altura fija (h1) y variable (h2) de un SHV, la altura útil por debajo de la rasante hidráulica conforma el volumen permanente o de retención

22.4.3 Diseño Hidráulico

Para cumplir la MM5 estos dispositivos deben diseñarse para tratar como mínimo el 100% del QCA. Los SP son dispositivos fluyentes, que tratan una caudal asociado a un volumen elevado anual de escorrentía, a través de distintos procesos de tratamiento que reducen las concentraciones en las descargas.

Los SP se dimensionan por tanto para tratar lluvias recurrentes subanuales que dan lugar a caudales inferiores o iguales al caudal de tratamiento del dispositivo. La eficacia de la eliminación hasta el caudal de tratamiento, QCA, es una característica importante para evaluar el rendimiento de estos dispositivos.

22.4.3.1 Limitaciones del Área Drenante

La superficie de cuenca drenante recomendada para esta técnica es de 2 ha, pudiendo llegar una superficie máxima de 7 ha cuando actúen como sistemas de pretratamiento previos a otras técnicas vegetadas. Estos datos son orientativos y deberán adaptarse al caudal de tratamiento certificado de la unidad propuesta por el proyectista.

22.4.3.2 Rendimientos Eliminación y Selección del Dispositivo

Se requerirá que el rendimiento de eliminación de contaminantes se base en un programa de verificación que acredite independientemente las prestaciones declaradas por el fabricante. El certificado de la declaración determinará:

- Rendimientos de eliminación para al menos SST y metales totales.
- Capacidad de retención (no resuspensión de contaminantes capturados).
- Capacidad hidráulica y perdida de carga.
- Instalación y mantenimiento de la unidad.

El proyectista deberá verificar que el caudal de tratamiento de la unidad seleccionada es superior al QCA de la cuenca de estudio. La eficacia del tratamiento requerido por cada protocolo es variable por lo que se establecen los siguientes condicionantes:

- Los SHV y AD que cumplan los protocolos previamente mencionados permitirán cumplir el nivel 1 de SST y el nivel 3 para el BaP. El BW CoP , que no establece un rendimiento mínimo. Requerirá que el índice de mitigación mínimo de sedimentos sea del 50%.
- Los FC que cumplan los protocolos cumplirán todos los niveles de tratamiento, excepto el control de vertidos accidentales que requerirá un elemento de cierre adicional.
- Los SLL solo permitirán cumplir con los requerimientos para vertidos accidentales.
- Los caudales de tratamiento para los distintos modelos de productos se basan en los resultados de la verificación.

22.4.3.3 Comprobación de Línea de Energía

La línea de energía deberá evaluarse para el QCA y para la capacidad hidráulica de la red. Los planos de la red de pluviales en la ubicación del SP deberán incluir las cotas de energía al inicial y final de cada tramo y los datos hidrológicos e hidráulicos de la instalación (caudales por sección de tubo, diámetros, longitudes, pendientes y elevaciones de la lámina de agua). También se dibujará la elevación del volumen permanente de agua dentro del dispositivo en tiempo seco.

El análisis hidráulico comenzará en el punto de descarga del SP y se extenderá, como mínimo hasta la arqueta de reparto aguas arriba. En los casos en que el SP se integre en el tramo superior de una red de drenaje con varias técnicas SuDS el análisis de la línea de energía comenzará en la técnica ubicada aguas abajo del SP.

La comprobación de los elementos lineales se ajustará a la metodología descrita en el epígrafe 3.4.5 de la Norma 5.2- IC, Drenaje Superficial. Bajo la hipótesis de flujo uniforme y haciendo uso de la ecuación de perdida de energía de Manning, se comprobará la altura de la lámina de agua en la conducción dadas unas características hidráulicas de diámetro, pendiente y rugosidad.

La pérdida de energía del SP deberá ser provista por el fabricante mediante el certificado que determinan estas pérdidas siguiendo las correspondientes normas (ASTM C1745/C1745M-11, BW CoP, etc.). Para cálculos preliminares y estudios de alternativas podrá optarse por un coeficiente de perdida de carga *K*, determinado en

función de la velocidad, de 3 (adimensional) para SHV, SLL y AD y de 4 para FC. Esto representa un valor medio basado en unas dimensiones habituales de colectores, velocidades del fluido y orientaciones de uniones a 90º.

Las perdidas localizadas para los quiebros de la conducción y las uniones de la arqueta de reparto pueden evaluarse como una fracción *K* del término v2/2g, en la que el término v es la máxima velocidad de paso del agua a través del quiebro (Ver Capítulo 25).

Generalmente los SHV proveen las menores pérdidas de carga internas que oscilan entre los 200-300 mm. Las AD y los SLL suelen proveer pérdidas algo mayores, aproximadamente 400 mm. Los filtros compactos a medida que se obturan pierden capacidad hidráulica y generar una mayor pérdida, por lo que el proyectista deberá siempre que sea posible proveer un resalto hidráulico para absorber parte de la perdida de carga del dispositivo.

El diseño hidráulico debe tener en cuenta los efectos de posibles reflujos o condiciones de flujo anegado en el punto de descarga. Este suceso deberá evaluarse cuando la rasante hidráulica proyectada en la descarga se encuentre a una cota afectada por la avenida en el cauce de 10 años de periodo de retorno, la cota de la pleamar o el volumen de almacenamiento de una técnica de laminación aguas abajo.

El consultor deberá incluir en los planos detalles de la estructura de reparto de caudales y del SP. Todos los tubos con sus tamaños, longitudes, pendientes y líneas de energía se indicarán en los planos para QCA y el caudal máximo hidráulico en la red (Ver Anexo 2).

22.4.3.4 Método de Diseño

1. **Calcular el caudal de calidad de aguas (QCA)**. Calcular el QCA del proyecto conforme a lo estipulado en el Capítulo 6. El procedimiento más sencillo para calcular el QCA se basa en la aplicación del método racional mediante la siguiente ecuación:

$$QCA = \frac{C \cdot I \cdot A}{360} \qquad \textit{(Ec. 12-1)}$$

   Donde:

   QCA = caudal de calidad de aguas (m^3/s)
   C = coeficiente de escorrentía (adimensional)
   I = intensidad asociada a la lluvia de percentil 90 de intensidad (14-16 mm/h)
   A = área de la cuenca drenante (ha)

2. **Calcular el caudal hidráulico de la red**. Determinar el caudal máximo de la red de pluviales conforme a la norma 5.2 IC (Capitulo 2). Establecer la proporción del caudal dirigido al dispositivo y del caudal baipaseado cuando la red funcione a su capacidad hidráulica.

3. **Seleccionar el dispositivo.** Seleccionar el SP en base a la cuenca drenante, caudal de calidad de agua, los objetivos de la MM5 a satisfacer y las prestaciones del equipo provistas por el fabricante y soportadas por certificaciones independientes.
   Se realizarán las siguientes comprobaciones con el certificado de la declaración técnica de la tecnología propuesta:

   - Cumplimiento con la MM5 (ver apartado 22.3.1.2).
   - Caudal de tratamiento ≥ al QCA.
   - Caudal máximo dirigido a la unidad ≤ Caudal de resuspensión o capacidad de retención. El caudal dirigido a la unidad podrá aumentarse hasta esta capacidad cuando el proyectista lo considere oportuno.
   - Volumen de sedimentos ≥ 0,5m3/ha imp.

4. **Comprobar líneas de energía.** Comprobación de los elementos lineales siguiendo la metodología descrita en el epígrafe 3.4.5 de la Norma 5.2- IC respecto a la cota de rasante hidráulica proyectada y rasante de terreno para la conducción en flujo de lámina libre.

   Las pérdidas de carga localizadas en los quiebros entre la arqueta de reparto y el SP se calcularán conforme a flujos en carga mediante la fórmula:

$$\Delta h = k \frac{v^2}{2g}$$

   Donde:

   Δh = Perdida de carga (m)
   V = velocidad de circulación del agua (m/s)
   k = coeficiente de perdida de carga (adimensional)
   g = aceleración de la gravedad = 9,81 m/s2

   La línea de energía para la capacidad hidráulica de la red deberá situarse siempre al menos 30 cm por debajo del plano inferior de tapas de arquetas y rejillas de sumideros, y al menos 20 cm por debajo de la generatriz inferior de otras técnicas SuDS ubicadas aguas arriba del SP.

22.4.3.5 Capacidad de Transporte

Los SP deben comprobarse para la capacidad hidráulica de la red de pluviales, generalmente la avenida de 25 años en los elementos de drenaje longitudinal y 100 años para el drenaje transversal. La capacidad de transporte se garantizará mediante la instalación del SP en paralelo a la red de drenaje mediante una arqueta de reparto de caudales (apartado 24.4.4.2).

Durante estos caudales hidráulicos máximos, asociados a las precipitaciones más grandes y menos habituales, los caudales de tratamiento de la unidad se ven superados, y los sedimentos previamente capturados pueden ser resuspendidos y

liberados. Este fenómeno es minimizado mediante la instalación en paralelo del SP. La capacidad de retención, expresada como caudal máximo admisible, será comprobada contra los caudales de proyecto.

22.4.4 Diseño de Elementos Específicos

22.4.4.1 Elementos Prefabricados

La mayoría de los SP se integran en elementos prefabricados que deben diseñarse para el tipo de tránsito que va a pasar por encima de ellos. Los pozos de registro prefabricados de sección circular de hormigón deberán disponer de la correspondiente marca de conformidad según las normas UNE-EN 1.917 y UNE 127.917. Los pozos serán de clase de resistencia 60 o serie reforzada.

Cuando los dispositivos incorporen en su diseño marcos prefabricados de hormigón armado, los mismos deberán cumplir con lo especificado por la vigente Instrucción del Hormigón Estructural, EHE y por el proyecto de norma europea prEN 14.844. Las dimensiones en marcos rectangulares serán variables.

El pozo o marco deberá suministrarse con los orificios necesarios para el entronque directo de los tubos incidentes (intercalando una junta elástica).

Los marcos y tapas de cubrimiento serán de fundición nodular de clase D400 y deberán cumplir con lo especificado para ellas en la norma UNE-EN 124.

Las juntas entre los diferentes elementos verticales prefabricados, constitutivos de los pozos de registro, incorporaran juntas expansivas de sellado que aseguren la estanqueidad entre elementos. Se prestará especial atención a las partes del registro que quedan por debajo de la rasante hidráulica de la conducción que forman el volumen permanente de agua en el SP. Las juntas deberán estar secas y limpias para su colocación. La manera de alojar la junta deberá estar reflejada en los planos de la unidad.

Las dimensiones de las unidades serán variables en función del caudal de tratamiento. Los SHV se instalan en pozo circular para el establecimiento del flujo rotacional. En pozos de HA la designación genérica diámetro nominal DN, se refiere al diámetro interior del componente y habitualmente serán los especificados en la siguiente tabla.

Tabla 21-6. Diámetros habituales de los SP en pozos circulares

Diámetro Nominal (mm)	Diámetro Exterior (mm)
1.000	1.300
1.200	1.500
1.500	1.800
1.800	2.180
2.000	2.443

Todos los módulos que componen los pozos de registro deberán marcarse con las siguientes informaciones:

- Identificación de la unidad en la red (SHV-16, FC-2, etc.).
- Identificación de la posición relativa de cada módulo para su instalación (modulo base 1, modulo recrecido 2, modulo recrecido 3, losa de cierre 4, etc.).
- Marca de alineación de cada elemento vertical en el conjunto.
- Identificación junto a las coronas de la acometida de entrada y salida.
- Referencia a las normas UNE-EN 1917 y UNE 127.917.
- Marcado CE.

22.4.4.2 Arqueta de Reparto

La arqueta de reparto de caudales (ver Capítulo 25) es una estructura, prefabricada o ejecutada in situ, utilizada para desviar las aguas pluviales de la conducción principal al SP para su tratamiento. La ubicación de la arqueta de reparto de caudales se muestra en la figura 22-14.

Se instalarán dos tubos de salida a distinta altura desde la arqueta de reparto o un murete medianil separando el tubo de tratamiento y el tubo baipás. El tubo de tratamiento dirige las aguas hacia el SP hasta el QCA. El tubo de baipás alivia el caudal hidráulico máximo de diseño de la red, superior al QCA, hacia el punto de vertido evitando que sobrecargue el dispositivo de tratamiento.

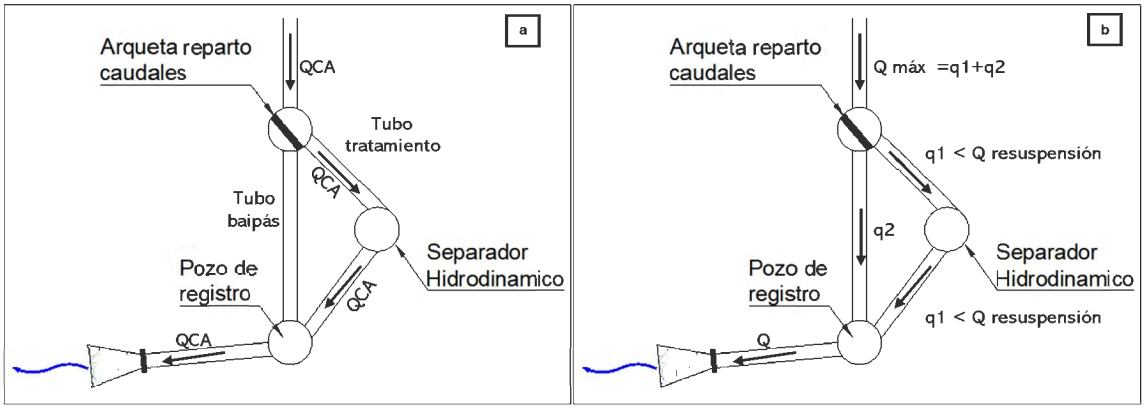


Figura 22-14. Funcionamiento de la arqueta de reparto de caudales para derivación del QCA (a) y para transportar el caudal hidráulico máximo de la red (b)

La arqueta de reparto se diseñará de modo que el tubo de tratamiento transporte todo el QCA al SP y reciba tratamiento sin entrar en baipás. Cuando la conducción transporta los caudales asociados a avenidas superiores al QCA, el nivel de agua en la arqueta de reparto producirá una columna de agua en ambos tubos, y el caudal hidráulico será repartido y evacuado por cada uno de ellos.

En el caso del caudal hidráulico de la red, la estructura de reparto del caudal se diseñará para reducir al mínimo la elevación de la lámina de agua en la arqueta de reparto. El caudal dirigido al SP no será superior al caudal de resuspensión o capacidad de retención de la unidad y no será inferior al QCA. El propósito de esta limitación de caudal es minimizar la posible resuspensión de contaminantes capturados.

Figura 22-15. Instalación de separador hidrodinámico en paralelo mediante arqueta de reparto con tubo de alivio

Las instalaciones en línea requerirán el diseño específico de elementos de rebose para con suficiente capacidad hidráulica para transportar de forma segura los caudales hidráulicos del sistema de drenaje, T=25 o 100 años.

Las acciones para el diseño estructural de esta arqueta serán las mismas que las del SP (apartado 22.4.2).

22.4.4.3 Señalización

La tapa de registro del SP deberá indicar claramente que es un dispositivo de tratamiento y captura de contaminantes.

22.4.4.4 Volumen de Sedimentos

Los sedimentos se acumularán en el dispositivo en un lugar accesible para su limpieza y mantenimiento, pero a la vez aislado de la posible resuspensión. Se proporcionará acceso directo a la cámara de almacenamiento de sedimentos a través de los registros y bocas de la arqueta.

La estructura deberá proporcionar un volumen mínimo de almacenamiento de sedimentos. La capacidad de almacenamiento de sedimentos del dispositivo puede estimarse usando una tasa de acumulación de sedimentos de 0,5 m3/ha imp/año. El

volumen de la cámara de sedimentos podrá incrementarse para reducir la frecuencia de mantenimiento estimada.

22.4.4.5 Uniones

El diseño de las uniones deberá ser tal que garantice la estanquidad de la conducción con el SP. Para garantizar la estanqueidad de dicha unión, se debe colocar una junta de acometida elástica conforme a UNE-EN 681-1 en el agujero del pozo al que acomete el tubo.

Las uniones se realizarán, en general, mediante un tubo biela entre el tubo y el pozo a unir para permitir la absorción de los movimientos diferenciales que puedan producirse. La longitud máxima del tubo biela será la del tubo incidente o 1,50 m (el menor de ambos), pudiendo estar acabados los extremos en macho o hembra.

22.4.4.6 Protección del Punto de Descarga

Las descargas de los colectores de pluviales que concentran caudales son puntos de erosión potencial.

Las velocidades erosivas deberán controlarse mediante técnicas de disipación de la energía para mantener las velocidades por debajo de 1,5 m/s en el punto de descarga.

Los criterios expuestos en el Capítulo 25 deberán utilizarse para determinar la resistencia a la erosión de los suelos y la protección requerida en la descarga para evitar daños por erosión localizada.

22.5 REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

Los planos de instalación para cada SP del proyecto tendrán todas las dimensiones verticales apropiadas referenciadas con cotas de proyecto. Incluirán cualquier requisito estructural, de materiales o de instalación e indicarán claramente la siguiente información:

- La cota de la cama de apoyo para el SP.
- La cota de rasante hidráulica para los tubos de entrada y salida.
- La línea de energía a QCA y caudal hidráulico de la red.
- La ubicación y volumen (capacidad) de la zona de almacenamiento de sedimentos dentro del dispositivo.

Cuando el modelo de SP seleccionado por el contratista difiera del de proyecto este deberá replicar los cálculos hidráulicos realizados en la fase de proyecto. Estos cálculos deberán reflejar cualquier ajuste necesario en el diseño de la red de drenaje para la instalación del producto seleccionado, tales como diferentes líneas de energía, pérdidas de carga, tamaño de las tuberías, modificaciones de la estructura de desviación del flujo, etc.

Los cálculos se realizarán de conformidad con la sección de requisitos de diseño y deberán estar firmadas por un consultor titulado. El responsable del diseño deberá evaluar, comprobar y demostrar que los rendimientos del nuevo modelo sean iguales o superiores a los del cálculo original. Si la propuesta no cumple los requisitos de diseño será rechazada.

22.5.1 Excavación y Preparación del Terreno

Excavar la zanja donde se instalará el SP y las estructuras asociadas con un talud estable de forma natural. Las zanjas deberán entibarse cuando la seguridad lo requiera y en instalaciones superiores a cuatro metros, se dispondrán bermas en el talud que dividan el desnivel existente entre el fondo de la zanja y el terreno natural en partes aproximadamente iguales.

Se cuidará que el fondo de la excavación no se esponje o sufra hinchamiento y si ello no fuera posible, se compactará con medios adecuados hasta conseguir su densidad original. Si la capacidad portante del fondo es baja, y como tal se entenderá aquella cuya carga admisible sea inferior a 0,5 kg/cm2, deberá mejorarse el terreno mediante sustitución o modificación. La presencia de agua en el interior de las zanjas deberá ser evitada a toda costa, debiendo agotarse si fuese necesario.

Figura 22-16. Zanja con bermas y taludes estables para instalación de SP

22.5.2 Control de la Erosión y Sedimentos

En caso de requerir rebajar el nivel freático en la excavación o achicar escorrentías acumuladas en la misma estas deberán tratarse previamente a su vertido. El agotamiento de las zanjas se realizará conforme al plan de control de la erosión y sedimentos de la MM2.

Durante la instalación se deberán implementar todas las medidas establecidas en el PCES para evitar el flujo de sedimentos hacia cualquier instalación de FC.

Los SHV y AD pueden emplearse como medidas temporales de control de los sedimentos en las escorrentías. Las escorrentías en procesos de construcción presentan cargas muy elevadas de sedimentos y una gran cantidad de finos. Los

rendimientos de diseño en esta fase serán inferiores a los esperados para la fase de explotación y el mantenimiento deberá ser mucho más frecuente.

22.5.3 Cama de Apoyo

La cama de apoyo deberá proyectarse teniendo en cuenta el peso del SP en condiciones de operación. Una vez abierta la zanja se procederá a ejecutar la cama de apoyo según las indicaciones del proyecto y teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- Terrenos resistentes y roca. Se dispondrán camas, en general, granulares con un espesor mínimo de unos quince a veinte centímetros.

- Suelos normales (areno-arcillosos estables). En general, deberán disponerse camas mediante un hormigón de limpieza.

- Suelos malos (fangos, rellenos, etc.). Deberá profundizarse la excavación sustituyendo el terreno de mala calidad por material de aportación adecuado debidamente compactado (Proctor normal >95%) o por zapata hormigón armado.

- Suelos excepcionalmente malos (deslizantes, arcillas expansivas, terrenos movedizos, etc.). Habrá de tratarse el fondo de la zanja según figure en el proyecto o indique la Dirección de Obra para cada caso.

Figura 22-17. Cama de apoyo en un suelo normal con cama de hormigón de limpieza y capa de arena para regularización

22.5.4 Colocación

La colocación del SP se realizará conforme a los planos de instalación del proyecto y siguiendo el manual de instalación del fabricante.

La descarga se realizará, siempre que sea posible, directamente al interior de la zanja y colocando el módulo base sobre la cama de apoyo. Cuando el SP se acopie en obra

se deberá apoyar sobre listones de madera en un terreno nivelado para protegerlo de posibles daños. El tiempo de almacenamiento deberá limitarse al mínimo posible.

En función del peso de los elementos prefabricados y sus dimensiones se deberán contar con los debidos elementos de manipulación (garras, eslingas, balancines, etc.) y con una grúa automotriz para suspender los elementos prefabricados que conforman el SP.

Los elementos del pozo de registro que conforma el SP deberán centrarse y orientarse perfectamente con los inferiores y los tubos de entrada y salida, con una desviación máxima respecto al trazado en alzado del proyecto de ±10 mm.

Para el correcto empalme y estanquidad de la unión entre módulos prefabricados las partes del machihembrado, o los planos de contacto sobre los cuales se coloca la junta, no tendrán daños y estarán limpios. Cada elemento prefabricado tendrá su junta.

Figura 22-18. Manipulación del módulo de recrecido con grúa automotriz y elementos de izado para su colocación correcta y segura en el interior de la zanja

Una vez ejecutado el relleno hasta llegar a 30 cm por debajo de la generatriz inferior de los tubos se procederá a realizar las uniones de los tubos, que se realizarán, en general, mediante el uso de tubos biela entre el pozo y los tubos de entrada y salida para absorber los movimientos diferenciales que puedan producirse en el pozo tras su puesta en operación.

Las juntas y tuberías se realizarán limpiando cuidadosamente las uniones, lubricando la zona de unión y alineando debidamente el entronque. Se deberá comprobar que la junta de goma hace contacto con la zona.

Todas las juntas elastoméricas, para uniones tubo-pozo y pozo-pozo deberán conservarse adecuadamente hasta su uso, estarán libres de defectos o irregularidades que puedan afectar a la estanquidad (suciedad, humedad, grietas, etc.).

Figura 22-19. Colocación de junta de unión de bentonita entre elementos prefabricados en el plano de contacto entre ambos

Las operaciones de descarga deberán realizarse teniendo en cuenta todas las medidas de seguridad requeridas. Si la zanja no estuviera abierta en el momento de la descarga de los tubos, éstos deberán colocarse.

22.5.5 Rellenos

- El relleno envolvente deberá ser adecuado, podrá ser, en general, procedente de la excavación de la zanja.

- El material de relleno deberá cumplir con la compatibilidad requerida y no deberá presentar materiales que puedan ser perjudiciales para el elemento (rocas grandes, materia orgánica, elementos punzantes, etc.).

- Se adoptarán precauciones para evitar que las tierras puedan penetrar en el SP por sus puntos de unión. En el caso de que algún elemento del prefabricado vaya a quedar durante algún tiempo expuesto, se dispondrá un cierre para evitar la entrada de material del relleno.

Figura 22-20. Rellenos de la zanja por debajo de la rasante hidráulica de la conducción para ejecución de arqueta de reparto de caudales y unión de tuberías

- Deberá prestarse especial cuidado durante la compactación de los rellenos, de modo que no se produzcan ni movimientos ni daños en las tuberías de conexión con el SP.

- El relleno de los tubos y su compactación deberán ejecutarse conforme a lo especificado al proyecto y generalmente la compactación mecánica del relleno principal directamente sobre el tubo no debe comenzar hasta que la profundidad del relleno sea de, al menos, 30 cm sobre la generatriz superior del tubo.

Figura 22-21. Compactación de la tubería de unión de entrada a un separador hidrodinámico por vortex

22.5.6 Aspectos de Seguridad

La colocación de los SP deberá contemplar la reglamentación vigente en materia de seguridad y salud en el trabajo y lo establecido, en su caso, en el Estudio de Seguridad y Salud del Proyecto y en el correspondiente Plan de Seguridad y Salud de Obra. En especial en lo concerniente a la apertura de zanjas de más de 2 metros y la manipulación de elementos prefabricados de gran volumen y peso.

22.5.7 Recepción y Control de Calidad

La Dirección de Obra, bien directamente o por medio de terceros, realizara un control de calidad de la instalación que incluya:

- Comprobación de trazado en planta y alzado mediante la verificación de alineaciones y rasantes para que éstas sean conformes a lo establecido en el proyecto correspondiente. Asimismo, se efectuará la comprobación dimensional de las arquetas de reparto asociadas al SP.

- Pruebas de estanqueidad: Previamente al relleno total de la zanja (dejando las uniones al descubierto) se asilará el dispositivo y llenará de agua hasta el nivel de lleno total. Permitir que las superficies se saturen de agua. El procedimiento consistirá en medir y registra el nivel de agua mediante un punto fijo de referencia. La unidad se mantendrá llena durante al menos 48 horas registrando los niveles de agua. El descenso de la lámina de agua no superará el 2% de la capacidad total

de la unidad o 10 mm de descenso absoluto de lámina de agua. No se admitirán pérdidas vistas.

- La unidad deberá estar limpia y libre de residuos de la construcción para la recepción de esta.

En la memoria de calidad se deberán incluir los planos *as built* con las elevaciones finales de todas las rasantes hidráulicas de la instalación, manual de operación de la unidad y certificados de idoneidad técnica.

22.6 CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN

Los SP se designarán por número de obra, calzada y ubicación del centro de conservación y explotación. Las coordenadas de dispositivo se indicarán en los planos de proyecto.

La ubicación del SP debe estar en una zona accesible para un camión de succión y vacío para el mantenimiento y acceso al sistema de forma segura. La zona debe permitir la entrada y salida del camión y proporcionar acceso directo a cada registro o tapa sobre la unidad de la cual se retirarán los residuos y sedimentos. El apartadero o vía de servicio no debería interferir con los carriles de la calzada.

Se realizarán inspecciones frecuentes a lo largo del primer año. Los SP suelen vaciarse una o dos veces al año, pero deben vaciarse cuando su capacidad de almacenamiento haya sido alcanzada.

El consultor deberá entregar el manual de mantenimiento de la unidad y un informe donde se especifique el plano de la instalación en la red, el modelo instalado, una confirmación de la accesibilidad a la zona, la frecuencia de limpieza estimada y su coste (incluyendo el recambio de medios filtrantes para los FC).

La tapa de registro del SP deberá indicar claramente que es un dispositivo de tratamiento y captura de contaminantes. Deberá preverse un acceso suficiente y adecuado a cada cámara del SP para las actividades de inspección y mantenimiento, incluyendo la arqueta de reparto.

Los problemas más comunes en de conservación y explotación de los SP incluyen:

- Instalación deficiente y fugas de agua entre uniones de módulos de recrecido destinados a proveer un volumen de retención. Generalmente debidos a una colocación indebida de juntas durante la instalación.

- Resuspensión de contaminantes por diseño deficiente, unidad no acreditada o falta de conservación y limpieza.

- Obstrucción de la unidad debido a una acumulación excesiva de sedimentos.

- Medios filtrantes colmatados en los FC.

- En los SLL los problemas de mantenimiento incluyen la acumulación excesiva de lodo en el fondo del separador o que el aceite flotante a partir de un

determinado espesor se emulsione con el caudal entrante y se libere en la descarga.

Las actividades y el programa de mantenimiento general se proporcionan en la tabla 22-7.

Tabla 22-7. Frecuencia típica de inspección/mantenimiento de sistemas patentados

Calendario de Mantenimiento	Acción Requerida	Frecuencia Típica
Mantenimiento Regular	Retirada de flotantes y gruesos.	75% capacidad máxima alcanzada.
	Vaciado de sedimentos.	75% capacidad máxima alcanzada.
	Comprobar cualquier dispositivo mecánico, tamiz o filtro.	Trimestral
	Peso de los medios filtrantes.	Semestral, recambiar cuando excedan peso máximo recomendado por fabricante.
	Comprobar que medios filtrantes drenan a nivel normal de operación.	Semestral
Mantenimiento Ocasional	Recambiar medio filtrantes.	Alcanzada la capacidad establecida por fabricante o el caudal de diseño se reduce en un 50%.
	Regeneración de medios filtrantes.	Caudal de diseño reducido en un 25%.
	Vaciado hidrocarburos.	Inmediata tras un vertido accidental.
Actuaciones Correctoras	**Condición**	**Acción Correctora**
	Reparar daños estructurales en los componentes internos del SP. Contactar con fabricante.	Inmediatamente tras su detección.
	Flujos base hacia sistemas de filtración. desviar caudales fuera del FC.	Inmediatamente tras su detección.
	Obturación de la entrada.	Inmediatamente tras su detección.

Las siguientes tareas, además de las indicadas en la tabla, son necesarias durante el primer año después de la puesta en servicio de un SP:

- **Inspecciones iniciales.** Durante los primeros 6 meses después de la construcción, la unidad debe inspeccionarse, al menos dos veces, después de precipitaciones diarias que excedan 12 mm. El primer año se realizarán inspecciones trimestrales para comprobar el funcionamiento de la unidad y la acumulación de contaminantes en la misma.

- **Comprobar vaciado.** Después de precipitaciones medias comprobar que la unidad vacía correctamente y que el nivel de agua en tiempo seco es el correcto. Comprobar que no hay atascos, obturaciones y restos de residuos de la obra en la unidad.

- **Medir acumulación de contaminantes.** Inspeccionar las tasas de acumulación de sedimentos en el dispositivo y establecer frecuencias de vaciado adecuadas. Realizar test de contaminación una vez que se haya producido alguna acumulación, para informar de las opciones de gestión de residuos.

- **Vertidos accidentales.** Vaciar inmediatamente la unidad tras un episodio de vertido accidental.

La frecuencia de vaciado de sedimentos dependerá de los usos del suelo, las condiciones climatológicas y la capacidad del dispositivo. Los contaminantes se eliminan de forma permanente sólo después de limpiar las cámaras del dispositivo. Por lo tanto, las limpiezas rutinarias son esenciales para obtener los rendimientos deseados en estos sistemas. Sin una limpieza rutinaria, los sedimentos recogidos pueden resuspenderse y ser liberados en las descargas al medio natural.

Los FC necesitan un mantenimiento rutinario más intensivo que el resto de los sistemas patentados con procesos de sedimentación. Los procesos de filtración requieren inspeccionarse para garantizar que siguen funcionando correctamente. El mal funcionamiento no es fácil de detectar si no se inspecciona la unidad en tiempo de lluvias o se instalen sensores en el dispositivo. Cuando los filtros pierden su capacidad hidráulica, los caudales baipasearan los filtros y se descargaran sin recibir tratamiento. Una consideración importante es la disponibilidad de medios filtrantes en el medio-largo plazo si el fabricante deja de comercializarlos o interrumpe su producción.

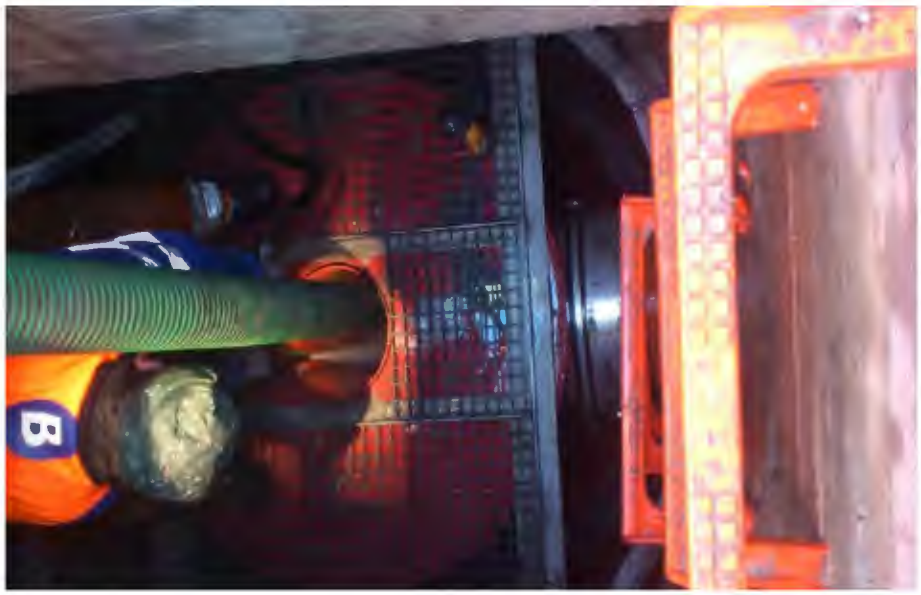


Figura 22-22. Vaciado y limpieza de un separador hidrodinámico con un camión de succión

22.7 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

AASHTO, (2020). "Use of the State Department of Transportation Portal to the International Stormwater BMP Database". American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) Project 25-25.

ASTM C (1893-23), Standard Practice for Laboratory Performance Verification of Hydrodynamic Separators for the Treatment of Stormwater Runoff.

ASTM C (1893-23). Standard Practice for Laboratory Performance Verification of Hydrodynamic Separators for the Treatment of Stormwater Runoff.

British Water Code of Practice for MTDs Designed to Treat Surface Water Runoff.

BRITISH WATER (2022). how to guide: applying the ciria SuDS manual (C753) simple index approach to proprietary/ manufactured stormwater treatment devices.

CALTRANS (2004). BMP Retrofit Pilot Program Final Report, California Department of Transportation, CTSW-RT 01-050.

CEDEX, (2006). Recomendaciones para tuberías de hormigón armado en redes de saneamiento y drenaje, C2° edición.

Department of Ecology, Washington, (2011). Technical Guidance Manual for Evaluating Emerging Stormwater Treatment Technologies: Technology Assessment Protocol – Ecology (TAPE), Water Quality Program.

Highways England, (2020), CD 528 Vortex separators for use with road drainage Systems, Design Manual for Roads and Bridges.

HOWE, (2018). Technology Assessment Protocol-Ecology (TAPE) Process Overview. Department of Ecology, Washington.

Institute of Building Technology/ Deutsches Institut für Bautecknik.

MINTON (2004). NSF International. ETV Verification Protocol Stormwater Source Area Treatment.
Technologies. U.S. EPA Environmental Technology Verification Program; EPA/NSF Wet weather Flow Technologies Pilot. March 2002 (v. 4.1).

NJDEP (20219). New Jersey Department of Environmental Protection Laboratory Protocol to Assess Total Suspended Solids Removal by a Hydrodynamic Sedimentation Manufactured Treatment Device.

Roseen et al. (2006). The Big Picture - Evaluating Stormwater BMPs Through the Life Cycle Lens.

TYNAN (2016). programa de evaluación y monitoreo de las escorrentías pluviales contaminadas de un tramo del segundo cinturón de Donostia-San Sebastián

US EPA. (1999). Hydrodynamic Separators. Storm Water Technology Fact Sheet. EPA 832-F-99-017.

UNE-EN 858-1 (2002), Sistemas separadores para líquidos ligeros (por ejemplo, aceite y petróleo). Parte 1: Principios de diseño de producto, características y ensayo, marcado y control de Calidad.

UNE-EN 858-2 (2003), Sistemas separadores para líquidos ligeros (por ejemplo, aceite y petróleo). Parte 2: Selección del tamaño nominal, instalación, funcionamiento y mantenimiento.

US EPA. (2004). The Use of Best Management Practices (BMPs) in Urban Watersheds. EPA/600/R-04/184

University of Central Florida University of Central Florida STARS
Electronic Theses and Dissertations (2005). Evaluation Of Proprietary Stormwater Treatment Devices in Field Evaluation of Proprietary Stormwater Treatment Devices in Field and Laboratory Conditions.

Use of the State Department of Transportation Portal to the International Stormwater BMP Database, (AASHTO, 2020).

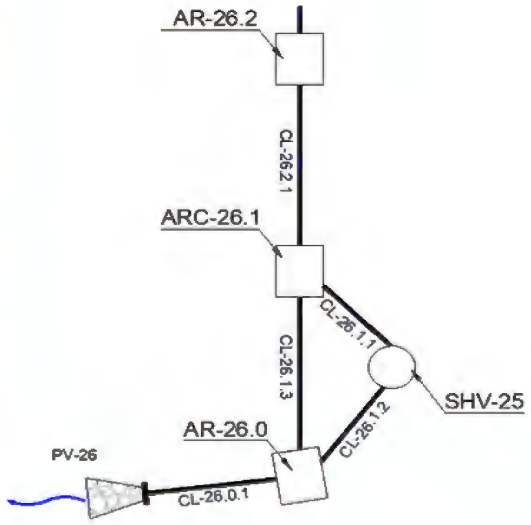
Moores J, P Pattinson, and C Hyde (2009) Enhancing the control of contaminants from New Zealand's roads: results of a road runoff sampling programme. *New Zealand Transport Agency research report 395*. 161pp.

ANEXO 1. PROCESOS DE TRATAMIENTO PARA SP

Proceso	Tipo de tecnología	Proceso fisicoquímico	Material objetivo	Limitaciones con escorrentía viaria	Métodos para preservar la función
Absorción física	FC-Filtro, materiales porosos	Principio del efecto "esponja"	Líquido con afinidad por el sustrato	Saturación del medio por la sustancia absorbida	Cambiar el soporte
Absorción física-química	FC-Filtro, tejidos	Fijación fisicoquímica superficial	Microcontaminantes orgánicos y minerales disueltos	Saturación de las superficies filtrantes	
Biodegradación aeróbica	FC-Biofiltración	Degradación de la materia orgánica por microorganismos en una zona aireada del medio filtrante mineral	Compuestos orgánicos (contaminación hidrocarburada, microcontaminantes orgánicos, contaminación por nitrógeno en forma reducida)	Obstrucción Conocimiento del proceso que se está adquiriendo	Regeneración hidráulica, limpieza medio filtrante
Coalescencia	SLL-Coalescencia	Las gotas de un tamaño determinado se combinan para formar gotas más grandes	Hidrocarburos libres	Inadecuado para las aguas de escorrentía viarias salvo vertidos accidentales	
	Clase I				
Tamizado	Criba	Separación física	Gruesos y flotantes de más de 5-10 mm	Obstrucción de la malla que bloquea el paso del fluido	Extracción de flotantes y limpieza mallas
Filtración en poros	Filtro granular	Filtración física en profundidad	Partículas (materia en suspensión)	Obstrucción que bloquea el paso de fluido	Regeneración hidráulica
Filtración en “torta”	Filtro granular	Filtración física superficial			
Precipitación	Fisicoquímico	Paso de compuestos disueltos a la fase sólida	Metales esencialmente disueltos	Proceso menor a menos que pueda influir en el pH	Sin estabilidad
Separación por decantación	SHV, AD, SLL clase I y II	Decantación	Arena, materia en suspensión, sedimentos		Control del flujo de entrada Extracción de materiales
Separación por flotación	SHV, AD, SLL clase I y II	Flotación	Compuestos de densidad <0,95gr/cm3, líquidos ligeros, etc.	Sensibilidad hidrodinámica	

ANEXO 2. HOJA DE DISEÑO PARA SISTEMAS PATENTADOS

HOJA DE DISEÑO DEL SEPARADOR PATENTADO EN PROYECTOS DE INTERBIAK (FORMATO SP-1)							
Nº Proyecto		Nº Vía		BI-653	Diseñado por:	-	Fecha: -
Ciudad	Elorrio	Centro COEX		1	Revisado por:	-	Fecha: -
INFORMACIÓN HIDROLÓGICA					Empresa:		
ADD (m2)		2,3					
Superficie impermeable (%)		90%					
Tiempo de concentración (min.)		10					
Caudal hidraulico de la red (L/S)		253					
Periodo de retorno (años)		25					
Caudal de calidad de agua (L/s)		69					
SISTEMA PATENTADO							
SHV (√)	AD	FC		SLL			
Coordenadas:		Datum geodesico					
X:	507905,112	Horiz.	ETRS89				
Y:	4806776,441	Huso	30				
Protocolo verificación tecnologica		DIBt	BW CoP	NJCAT (√)			
Rendimiento eliminación acreditado		Pérdida de carga interna (mm)					
SST	>50%	a QCA		189			
Metales pesados	-	a Q hidraulico		289			
Dimensiones (m)		Caudales certificados (L/s)					
Largo	3	Caudal de tratamiento		96			
Ancho	3	Capacidad de retenció		384			
Alto	4	Caudal hidraulico		375			
Volumen de sedimentos (m3)		Cota línea de energía					
Necesario:	1,2	a QCA		52,67			
		a Q hidraulico		52,77			
Caudal máximo a SP a caudal hidraulico de la red (L/S)				225			
Observaciones: Separador hidrodinámico DN2500							
ARQUETA DE REPARTO DE CAUDALES							
Tipo	Pozo de registro DN1800						
Cota coronación baipás		52,59					
Ancho vertedero (m.)		2	Coeficiente (C)	3			
Cota línea de energia			Reparto de caudal (L/s)				
a QCA	52,75	a SP		227			
a Q hidraulico	52,9	Baipas		540			
Observaciones:							



Croquis

Hoja 1 de 2

HOJA DE DISEÑO PARA SISTEMAS PATENTADOS (FORMATO SP-2)

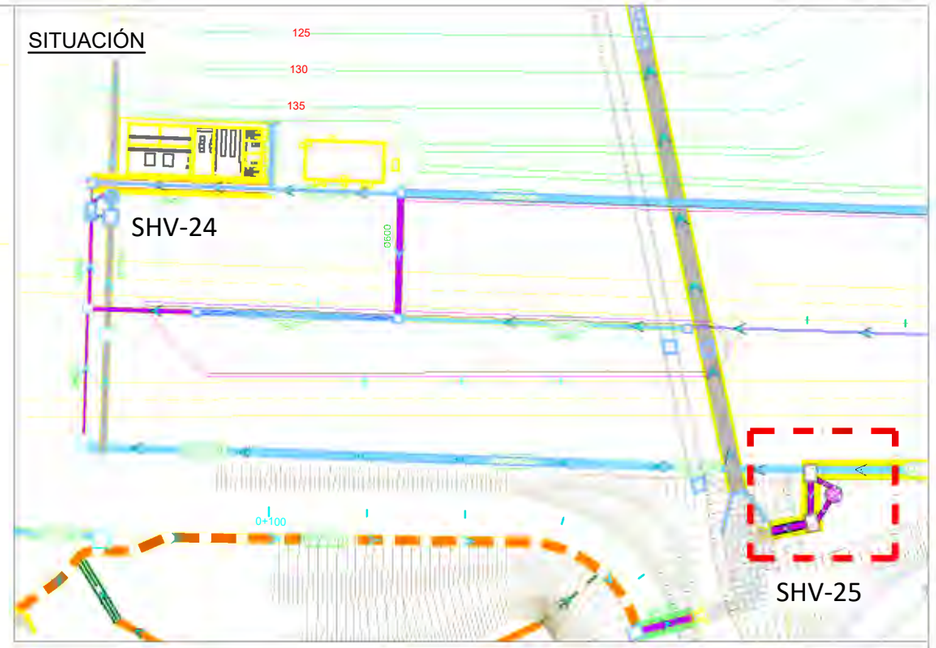
Nº Proyecto:		Posición:		Fecha:	

COMPROBACION DE LA LÍNEA DE ENERGIA

	SALIDA									ENLACE			ENTRADA						UNION		
Tubo	Elemento aguas abajo	Diámetro tubo (mm)	Caudal (L/s)	Rasante terreno (m)	Rastante hidraulica (m)	Altura piezometrica (m)	Calado (m)	Altura cinética (m)	Línea energía (m)	Longitud (m)	Pendiente geometrica (m/m)	Perdidas por rozamiento (m)	Línea energía (m)	Altura cinética (m)	Altura piezometrica (m)	Calado (m)	Rastante hidraulica (m)	Rasante terreno (m)	Elemento aguas arriba	Coef. Perdida de carga	Perdida de carga (m)

ANEXO 3. PLANOS Y SECCIONES TIPO

SITUACIÓN



ARC-26.1
ARQUETA DE REPARTO
DE CAUDALES

TUBO DE ENTRADA

Ø1200 H

Ø630 PVC

SEPARADOR HIDRODINÁMICO
POR VORTEX.
SHV-25

CUNETA MÁS DREN

TUBO BAIPÁS

Ø630 PVC

TUBO DE SALIDA

AR-26.0
ARQUETA DE REGISTRO

TUBO DE DESCARGA
Ø1500 H

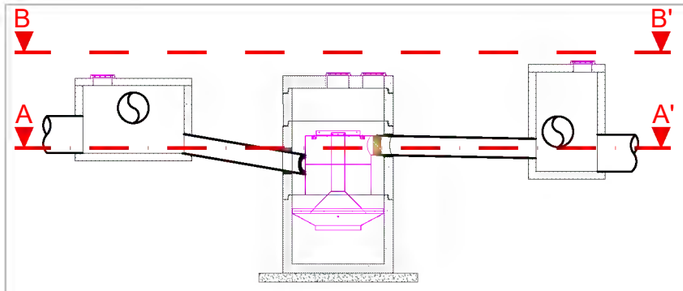
EMBOCADURA

PLANO NO.:

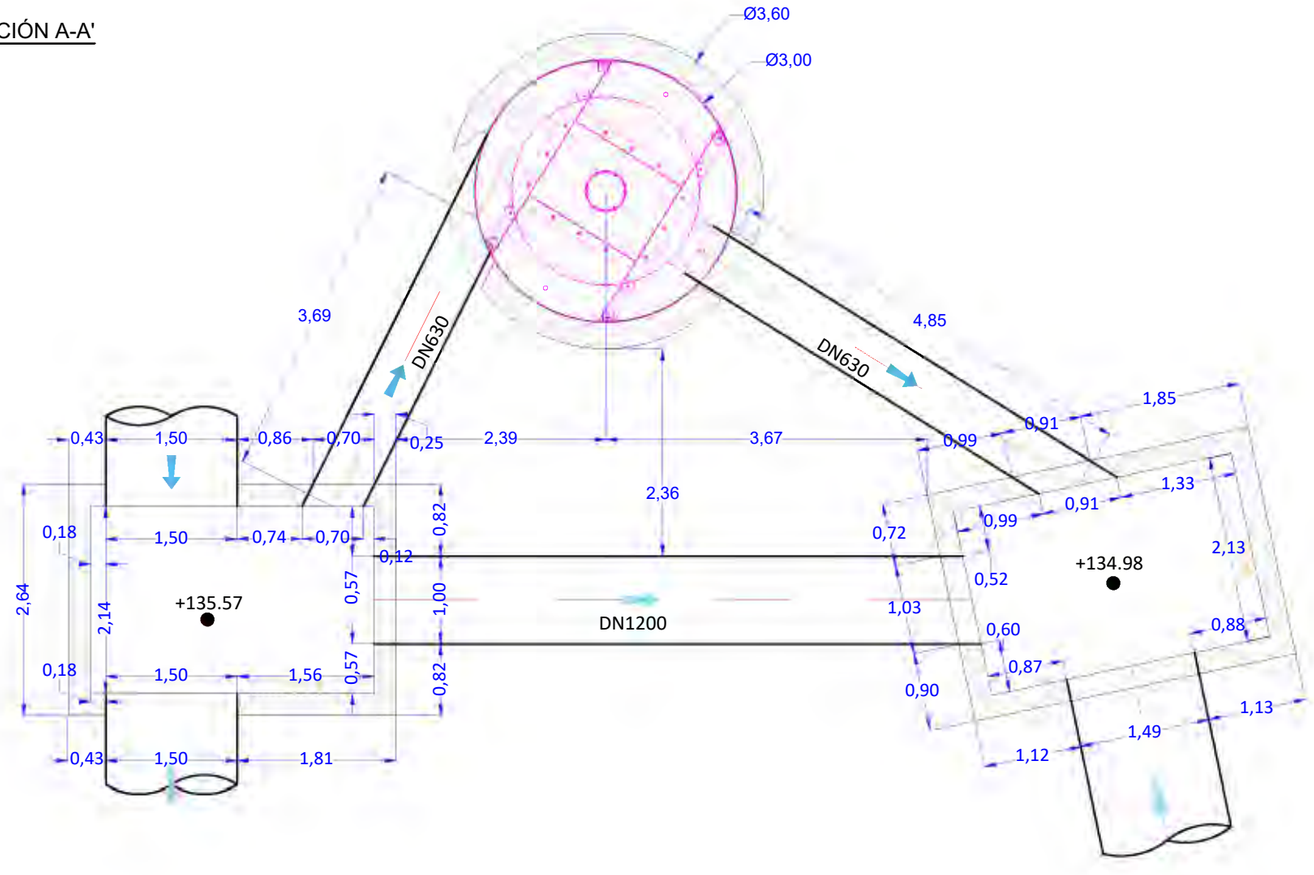
SISTEMAS PATENTADOS (TR.12)

SEPARADOR HIDRODINÁMICO EN PLANTA

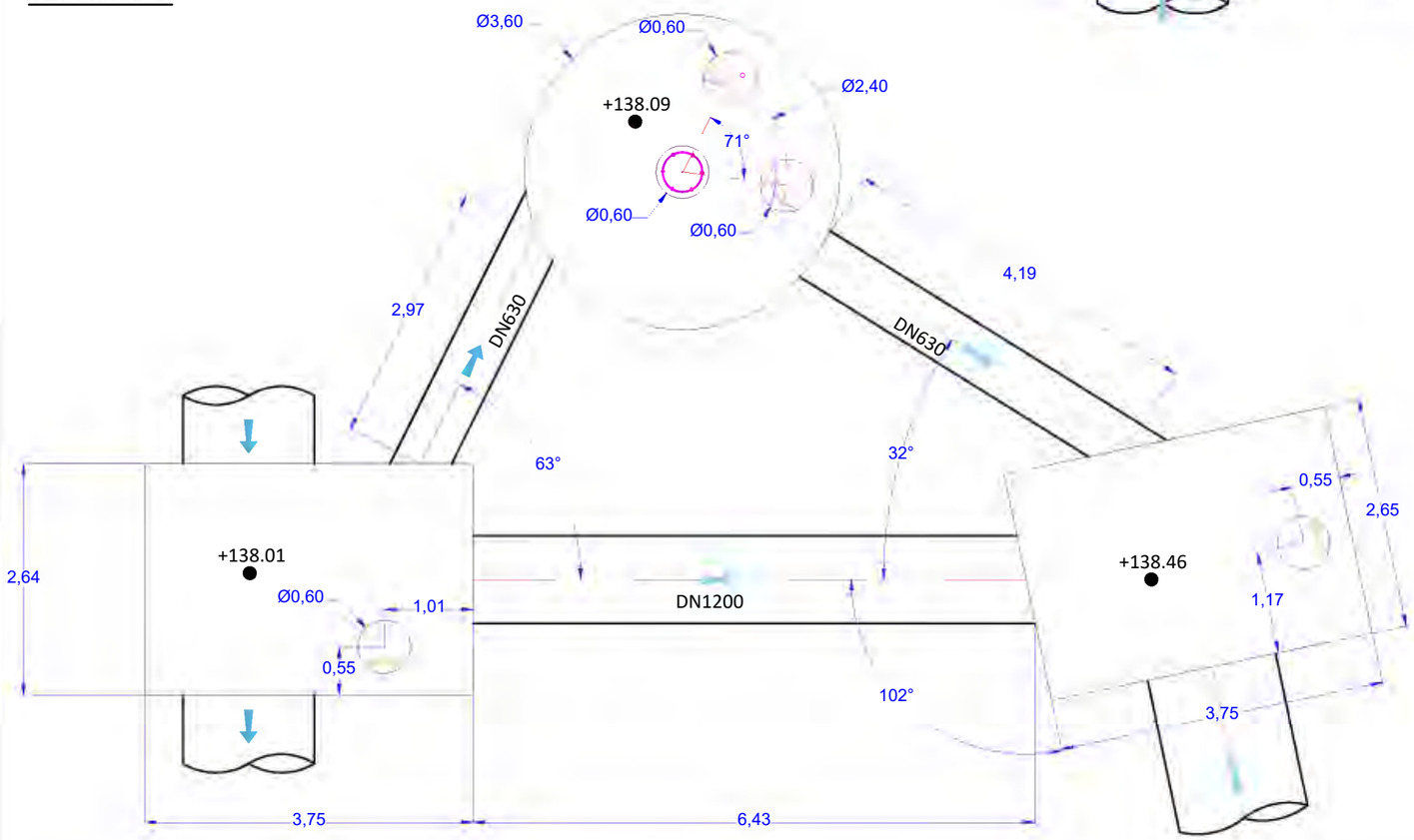
Bizkaia
interbiak



SECCIÓN A-A'



SECCIÓN B-B'



PLANO NO.:

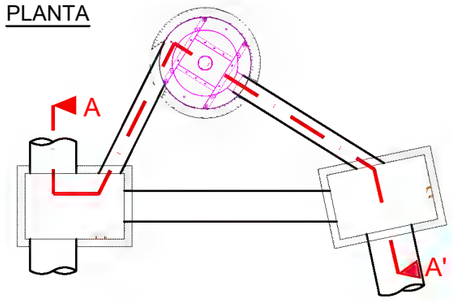
SISTEMAS PATENTADOS (TR.12)

DETALLES ARQUETA HIDRODINÁMICA

DISPOSICIÓN GEOMÉTRICA - PLANTA

Bizkaia interbiak

PLANTA



RENDIMIENTOS UNIDAD dd3000

Unidad integrada en Arqueta de hormigón prefabricado según norma UNE-EN 1917:2005 y el Complemento Español UNE 127917:2005, para elementos destinados a evacuación de aguas pluviales en zonas de tráfico rodado, con marcado CE.

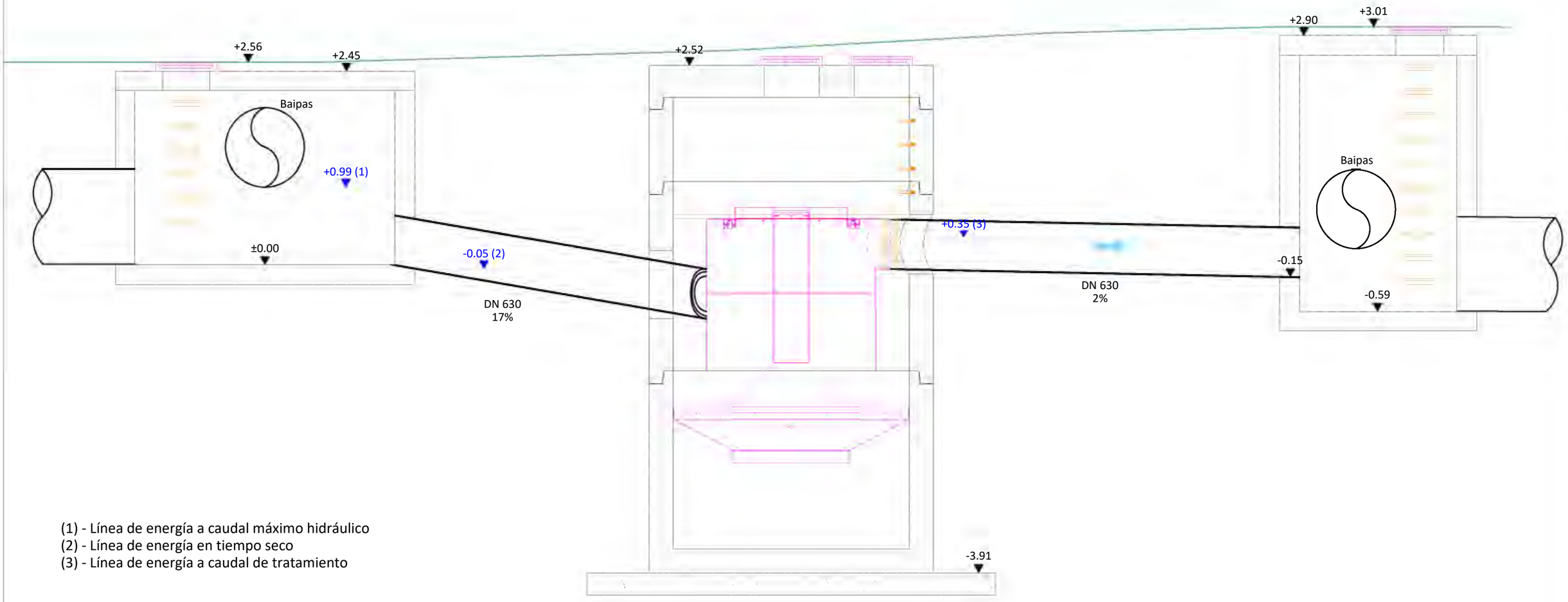
El Downstream Defender 3000 proveerá los rendimientos y características que a continuación se detallan.

1. Caudal de tratamiento: 243 L/s
1. Caudal máximo hidráulico: 708 L/s (La unidad no entrará en baipás hasta ese punto).
2. Pérdida de carga* a caudal máximo: 365 mm
3. Volumen de almacenamiento de sedimentos: 6,65 m3
4. Volumen de almacenamiento de aceites: 3.974 litros
5. Los sedimentos estarán almacenados en una zona aislada de la zona activa para evitar su resuspensión a medio receptor.

* La pérdida de carga se define como la diferencia entre el nivel de agua estático a la entrada del equipo y la superficie de agua libre en la tubería de descarga (considerando una descarga libre).

Las dimensiones son generales y orientativas, la dirección de la tubería de entrada y salida esta ajustado a los requerimientos del proyecto. Para más detalles consultar .

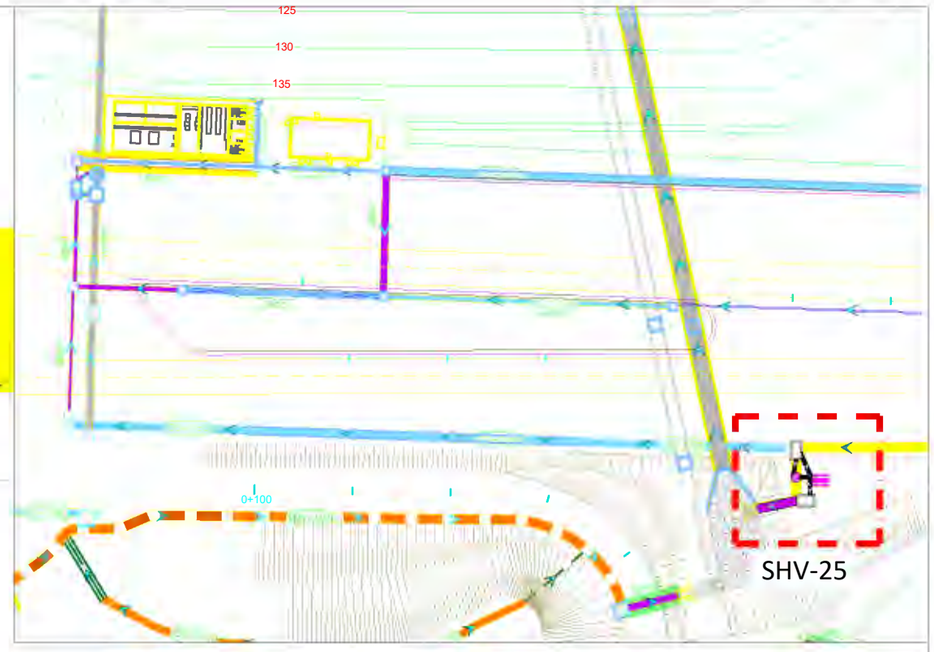
SECCIÓN A-A'



(1) - Línea de energía a caudal máximo hidráulico
(2) - Línea de energía en tiempo seco
(3) - Línea de energía a caudal de tratamiento

PLANO NO.:
SISTEMAS PATENTADOS
DETALLES ARQUETAS HIDRODINÁMICAS
DISPOSICIÓN GEOMÉTRICA - SECCIÓN

Bizkaia interbiak



TUBO DE ENTRADA

SEPARADOR HIDRODINÁMICO
POR VORTEX.
SHV-25

Ø500 PVC

Ø500 PVC

ARQUETA UP FLOW FILTER.
SHV-25

Ø500 PVC

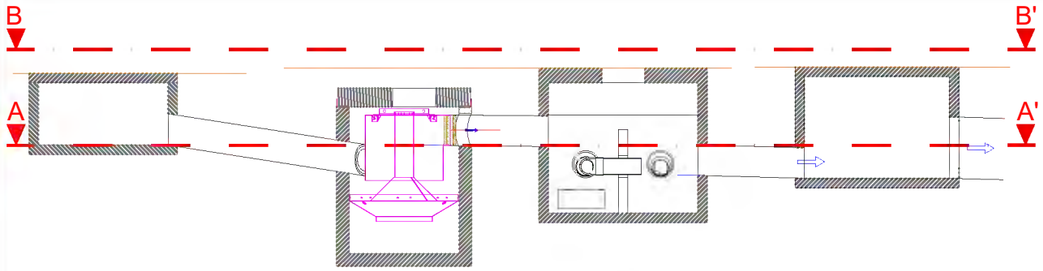
AR-26.0
ARQUETA DE REGISTRO

TUBO DE DESCARGA
Ø1500 H

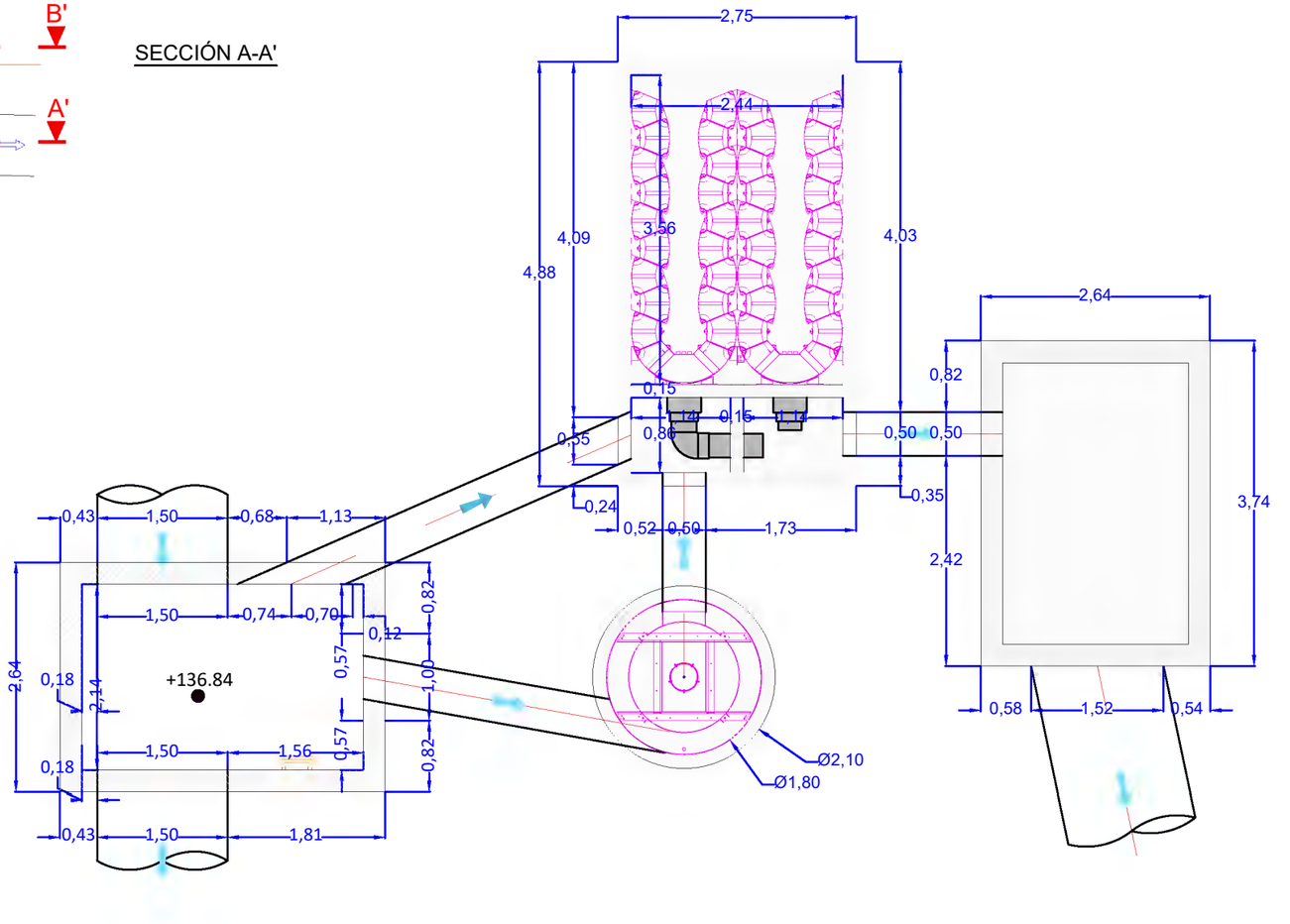
EMBOCADURA

PLANO NO.:
SISTEMAS PATENTADOS (TR.12)
ARQUETA HIDRODINÁMICA Y FILTRO COMPACTO
PLANTA TIPO 4/6

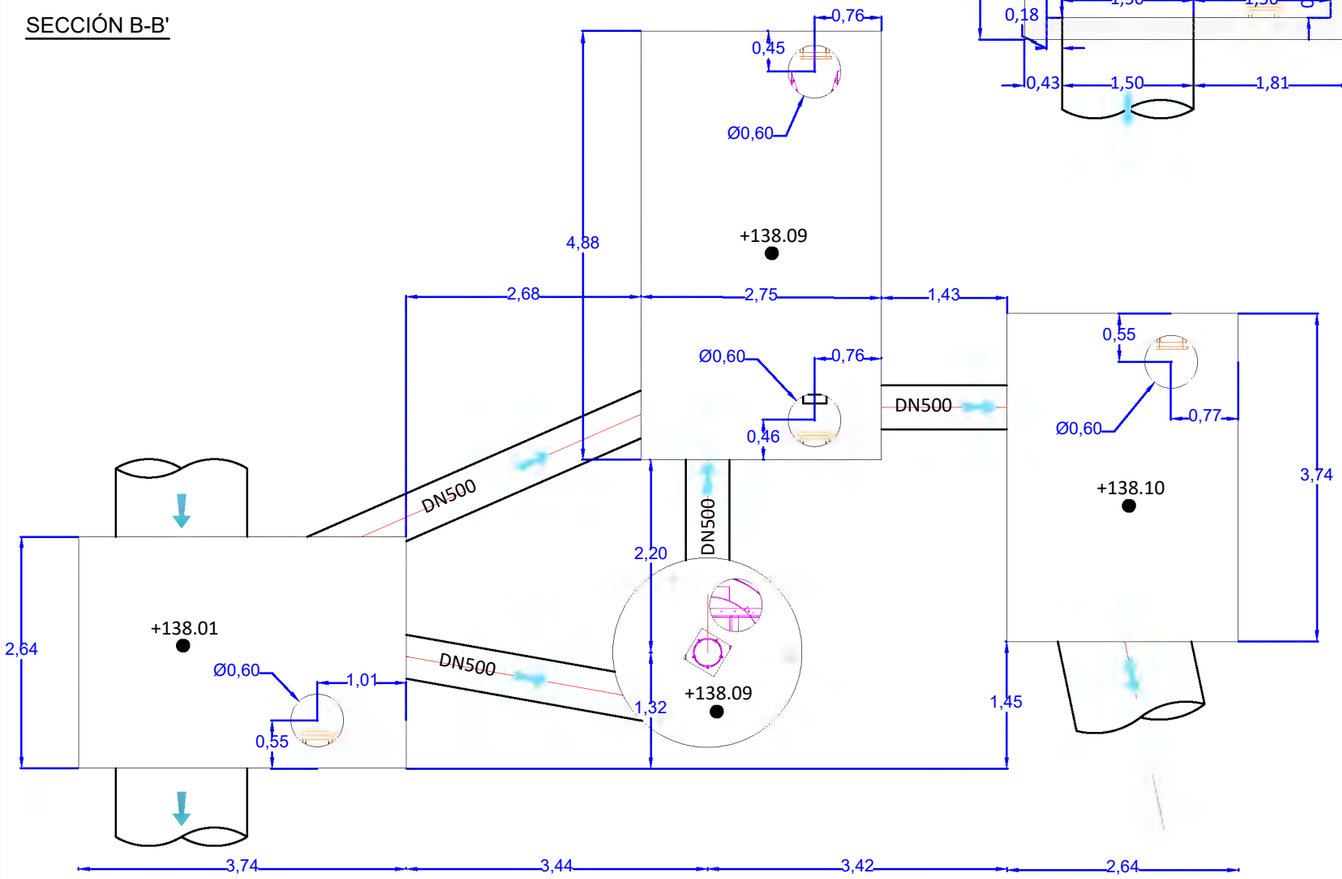
Bizkaia
interbiak



SECCIÓN A-A'



SECCIÓN B-B'



PLANO NO.:

SISTEMAS PATENTADOS (TR.12)

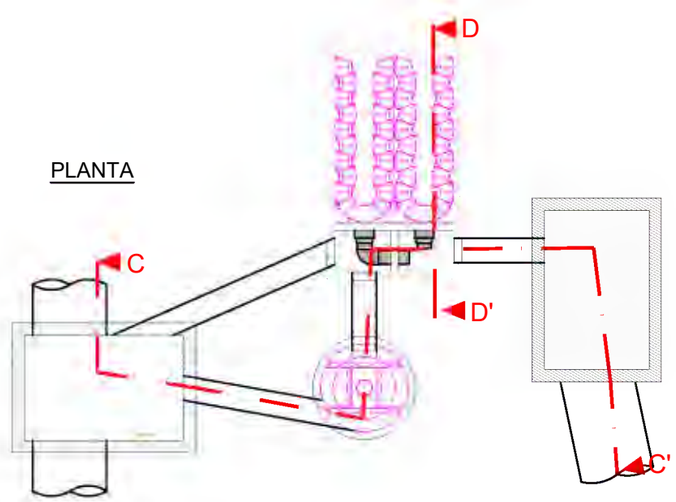
ARQUETA HIDRODINÁMICA Y FILTRO COMPACTO

PLANTA TIPO

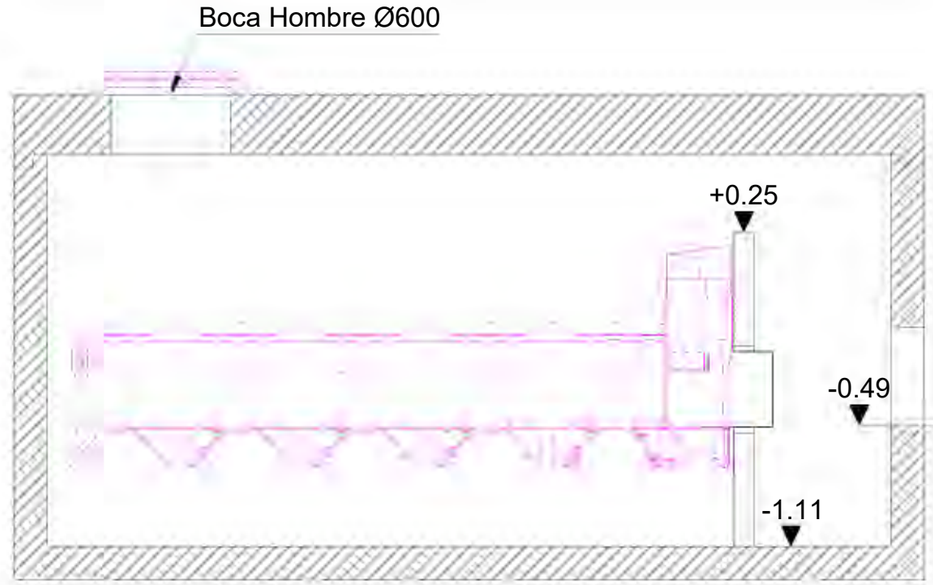
5/6

Bizkaia interbiak

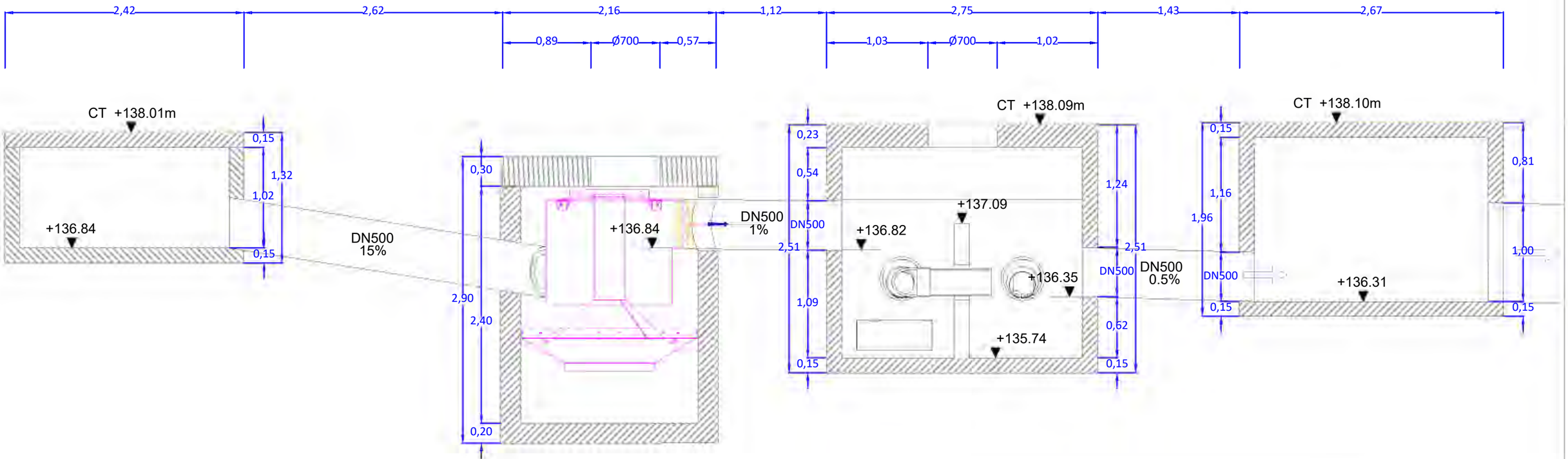
PLANTA



SECCIÓN D-D'



SECCIÓN C-C'



PLANO NO.:

SISTEMAS PATENTADOS (TR.12)

ARQUETA HIDRODINÁMICA Y FILTRO COMPACTO

SECCIÓN TIPO

6/6

Bizkaia interbiak

Capítulo 23. APROVECHAMIENTO DE AGUAS PLUVIALES

Descripción

Sistema para el almacenamiento y aprovechamiento o utilización de la escorrentía pluvial generada en las superficies impermeables del proyecto, para su uso no potable en un lugar cercano o distinto al de generación.

Funciones

Tratamiento	
Sólidos en suspensión	✓
Metales objetivo*	✓
Microcontaminantes objetivo	✓
Vertidos accidentales	✗
Control Volumen Escorrentía	
Detracción	✓
Lluvias Extremas	✗
Control Caudales	
Prot. Hidromorfológica	✗
Prot. Inundabilidad	✗

Coste de Inversión	Coste de Mantenimiento	Vida útil
Medio	Medio	20-50 años

Beneficios y Aplicaciones

Reducción de la demanda de agua potable y conservación del recurso.

Reducción del consumo de agua en el proceso de construcción y explotación de la carretera.

Contribución al control hidráulico y tratamiento de las MM.

Contribuye a reducir la huella hídrica de la infraestructura viaria y aumentan las reservas hídricas de agua potable.

Limitaciones

Riesgos sanitarios.

Consumo de agua limitado durante la explotación de la carretera en comparación con la alta capacidad de producción.

Costes unitarios relativamente altos de las escorrentías pluviales tratadas para algunos usos.

Operación y monitorización del proceso de desinfección y de las barreras sanitarias.

Mantenimiento

Siega y/o poda	✗
Vía servicio/apartadero	✓
Equipo especializado	✓
Acceso a válvulas	✓
Formación específica	✓
Acceso camión succión	✗

Criterios diseño

- Gestión de Riesgos sanitarios
- Producción y demanda
- Volumen de almacenamiento
- Desinfección
- Elementos de control y maniobra

ÍNDICE

23.1 DESCRIPCIÓN GENERAL 23-3

23.2 REGIMEN JURIDICO DEL APROVECHAMIENTO 23-7

23.3 CAPACIDAD DE TRATAMIENTO 23-9

23.4 APLICACIONES 23-10
23.4.1 Funciones de la Técnica 23-10
23.4.1.1 Control Hidráulico 23-10
23.4.1.2 Tratamiento de las Escorrentías 23-11
23.4.2 Viabilidad 23-11
23.4.3 Limitaciones 23-12

23.5 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO 23-12
23.5.1 Investigación del Ámbito y de los Indicadores Cualitativos 23-14
23.5.2 Diseño Estructural y Geometría 23-14
23.5.3 Diseño Hidráulico y Planificación 23-17
23.5.3.1 Selección de los Usos y Objetivos 23-18
23.5.3.2 Calidad de las Aguas y Escorrentías Pluviales para su Aprovechamiento 23-19
23.5.3.3 Gestión del Riesgo de Calidad de las Escorrentías Viarias 23-21
23.5.3.4 Objetivos de Rendimiento de la Cadena de Tratamiento y de las Barreras Sanitarias 23-26
23.5.3.5 Determinación del Volumen para el Aprovechamiento 23-29
23.5.3.6 Diseño para Transporte 23-31
23.5.4 Diseño de Elementos Específicos 23-31
23.5.4.1 Tratamiento 23-31
23.5.4.2 Almacenamiento 23-34
23.5.4.3 Componentes de la Red de Distribución 23-39
23.5.4.4 Identificación de Componentes 23-43

23.6 REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS 23-43
23.6.1 Excavación y Preparación del Terreno 23-44
23.6.2 Plan de Control de la Erosión y Sedimentos 23-44
23.6.3 Instalación de Componentes 23-45
23.6.4 Recepción y Control de Calidad 23-47

23.7 CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN 23-49
23.7.1 Validación de las Aguas Aprovechadas 23-51

23.8 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 23-52

ANEXO 1. CRITERIOS DE CALIDAD PARA EL APROVECHAMIENTO DE AGUAS PLUVIALES Y REUTILIZACION DE AGUAS REGENERADAS 23-54

ANEXO 2. CONCENTRACIONES ESTADÍSTICAS DE PATÓGENOS EN LA ESCORRENTÍA PLUVIAL URBANA 23-57

23.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

El aprovechamiento de agua pluvial se define como la recolección, tratamiento, almacenamiento y distribución de estas aguas para usos no potables. La diferencia principal con el aprovechamiento de agua pluvial de cubiertas, más extendido en su aplicación, es que la fuente de generación de agua en una carretera está mayoritariamente formada por la calzada.

Además de poder representar una alternativa viable de suministro de agua y un recurso hídrico alternativo, el aprovechamiento o utilización de la escorrentía viaria es una técnica que produce un agua de suficiente calidad para suplir un uso determinado. El aprovechamiento de la escorrentía permite reducir las descargas al medio natural y permite cumplir o contribuye a lograr los estándares de las MM5 y 6.

La fabricación de materias primas es la etapa que más impacto ambiental genera en la huella hídrica de una carretera. La etapa de fabricación y los transportes presentan impactos similares, siendo la puesta en obra y la conservación las etapas que menos influyen en el consumo de agua de una infraestructura viaria.

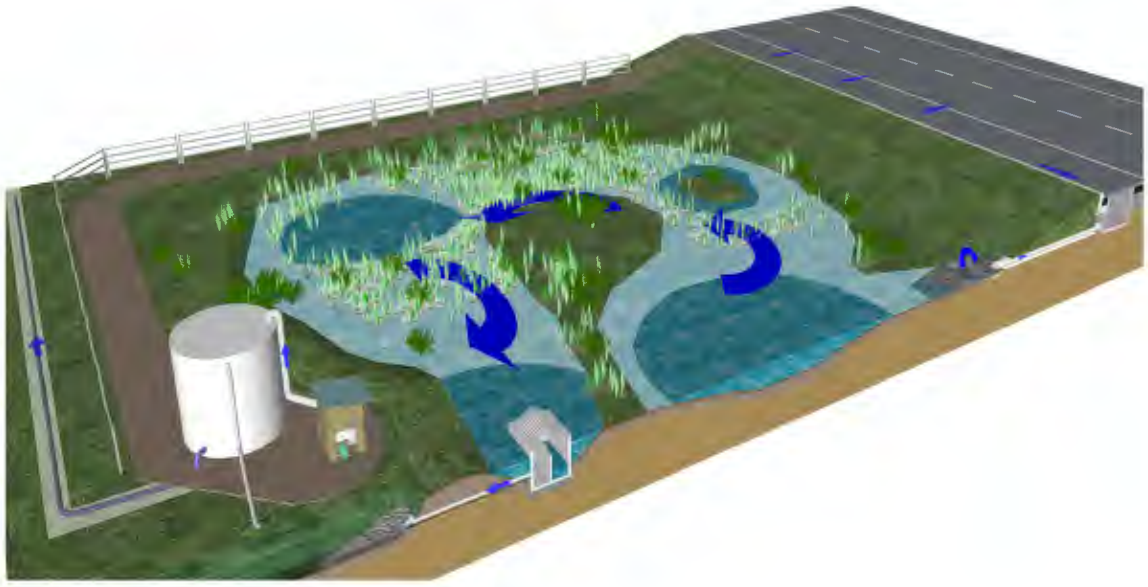


Figura 23-1. Técnica de aprovechamiento de escorrentías pluviales en una carretera

El consumo de recursos hídrico de un firme con subbases con zahorra artificial y suelo cemento, es de aproximadamente 230 m^3 de agua por m^2 de sección de firme. Este valor incluye todas las etapas del ciclo de vida (materias primas, transporte, fabricación, distribución, puesta en obra y conservación). La puesta en obra representa aproximadamente 0,76 m^3 agua/m2 y la conservación 106 m^3 agua/m2.

A efectos de aplicación de este documento se entiende por aprovechamiento de escorrentía el primer uso de las aguas procedentes de la calzada antes de su devolución al dominio público hidráulico o marítimo terrestre. El aprovechamiento de agua pluvial se centra en superficies de captación con generalmente menores niveles de contaminación. Las cubiertas de los edificios de control, zonas de peaje e

instalaciones de vialidad invernal son superficies candidatas para este tipo de aprovechamiento.

Tabla 23-1. Requerimientos para sistemas de aprovechamiento de aguas pluviales (cubiertas) y escorrentías pluviales (calzadas y sistemas separativos)

Criterios de selección	Fuente	
	Cubierta	Calzada
Altos requisitos de calidad del agua[1]	X	
Grandes volúmenes necesarios para aprovechamiento		X
Menores costes de bombeo	X	
Menores costes de tratamiento[2]	X	
Eficiencia del sistema de recogida		X

La escorrentía viaria discurre por superficies con distintos niveles de contaminación y requiere generalmente un mayor nivel de tratamiento para su aprovechamiento. Por ello requiere un mayor enfoque en la minimización de los riesgos sanitarios y ambientales mediante niveles de tratamiento suficientes y adaptados al uso final que se dará a las aguas de escorrentía. El potencial para su aprovechamiento dependerá en el uso propuesto para el agua, la fuente contaminante y el tratamiento provisto.

Una técnica de aprovechamiento de la escorrentía o agua pluvial está formada por los siguientes elementos:

- **Captación.** Es la recogida de la escorrentía, incluye la superficie de captación o ADD y los elementos de transporte de la vía. La cantidad de escorrentía que puede ser aprovechada depende de la extensión de la ADD y de la intensidad y altura de la precipitación. Para aprovechamientos de aguas pluviales se conforma por superficies de cubiertas y terrazas.

- **Tratamientos previos.** La escorrentía viaria debe tratarse para reducir los niveles de contaminación y garantizar una calidad de agua específica para el uso previsto. El tratamiento de la escorrentía pluvial puede realizarse mediante las técnicas SuDS recogidas en este Manual o tratamientos fisicoquímicos tradicionales más extensivos en el consumo de energía.

- **Almacenaje.** Las aguas tratadas se retienen temporalmente en técnicas SuDS (estanques de retención o zanjas de infiltración impermeabilizadas) o en depósitos para conservar un volumen adecuado de escorrentía que permita equilibrar la producción y la demanda. La capacidad para almacenar agua influye en el volumen disponible de la misma para su posterior uso. Se debe proteger la calidad del agua almacenada ante un riesgo de deterioro.

- **Tratamiento adicional (desinfección).** En función de los usos pueden requerirse adicionalmente tratamientos terciarios para la desinfección y control de la contaminación microbiológica. Las técnicas SuDS como los Humedales de aguas pluviales, estanques de retención o técnicas de filtración e infiltración pueden generar efluentes aprovechables.

- **Red distribución.** las aguas de escorrentías tratadas se distribuyen a las zonas de uso con agua no potable mediante bombeo directo y/o indirecto o por un sistema por gravedad. No deben producirse conexiones cruzadas del sistema de tuberías de agua no potable con agua de red (potable).

- **Punto de uso.** Punto en que la calidad debe coincidir con la requerida para el uso.

Figura 23-2. Técnica de aprovechamiento de escorrentías pluviales viarias con sus elementos principales

Las técnicas de retención, estanques y humedales proveen un volumen de almacenamiento de escorrentías que, bien diseñado, puede emplearse para el aprovechamiento además de para el control hidráulico. El aprovechamiento de aguas de escorrentía también puede ser especialmente útil en terrenos con bajas permeabilidades, o donde no se cumplan los criterios del ámbito para la infiltración, ya que permite minimizar el volumen de descargado a las aguas superficiales y subterráneas.

Se distinguen los siguientes tipos de sistemas de aprovechamiento de la escorrentia en función de sus niveles de riesgo sanitarios y ambientales y su aplicabilidad en el entorno de una carretera:

- **Sistemas pasivos:** El agua almacenada es aprovechada y distribuida hasta su lugar de uso por gravedad. La distribución y el tratamiento no requieren de energía eléctrica. Representa la mejor alternativa en el entorno de la infraestructura viaria por su simplicidad, bajos costes de conservación y explotación.

Todas las técnicas de infiltración de las escorrentías pluviales se incluyen en esta tipología ya que promueven la conservación del recurso mediante la recarga de las aguas subterráneas.

El riego pasivo por capilaridad puede representar una alternativa interesante a explorar en vías urbanas y áreas de descanso. Esta técnica permite capturar y almacenar el agua de las zonas impermeables bajo las zonas verdes, para su aprovechamiento por riego subsuperficial por capilaridad, sin consumir energía eléctrica, y minimizando de forma importante los riesgos sanitarios.

El volumen de almacenamiento viene determinado por el suministro de agua requerido, más un volumen adicional para la función de control hidráulico definido por una precipitación de diseño.

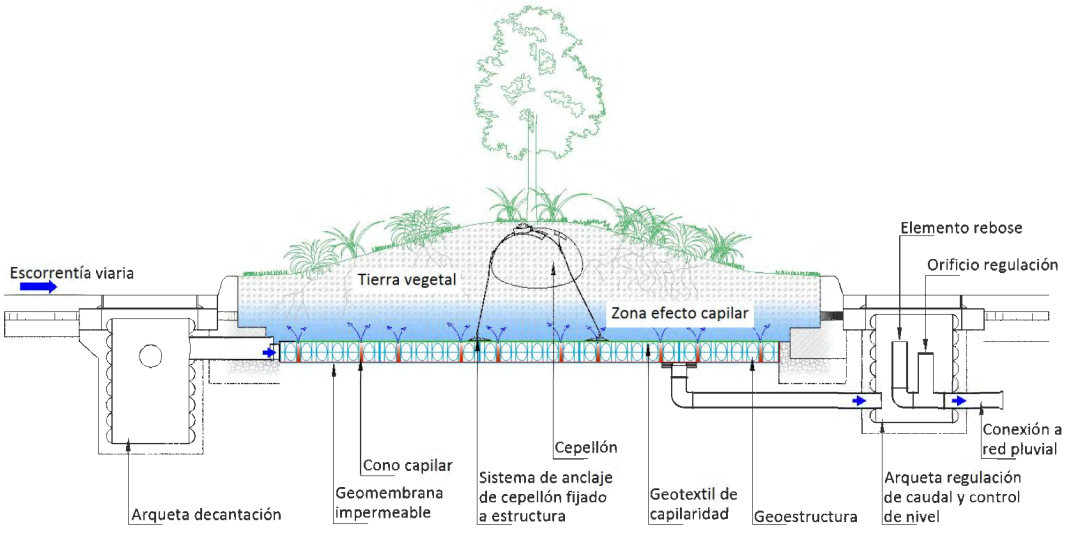


Figura 23-3. Sistema de aprovechamiento de las escorrentías de la calzada mediante un sistema pasivo de riego por capilaridad con doble función, conservación del recurso y control hidráulico

- **Sistemas activos:** Requieren el uso de energía para realizar el uso final al que se destina la escorrentía pluvial, incluyen tratamientos y elementos de control y maniobra para la distribución del agua producida. El uso de estos sistemas encarece el coste repercutido de la fuente alternativa de agua.

  En estos sistemas el volumen de almacenamiento se suele gestionar de forma activa. La posibilidad de vaciar el almacenamiento de forma activa permite proveer un volumen de almacenamiento para cumplir con la función de control hidráulico y tratamiento cuando se desee.

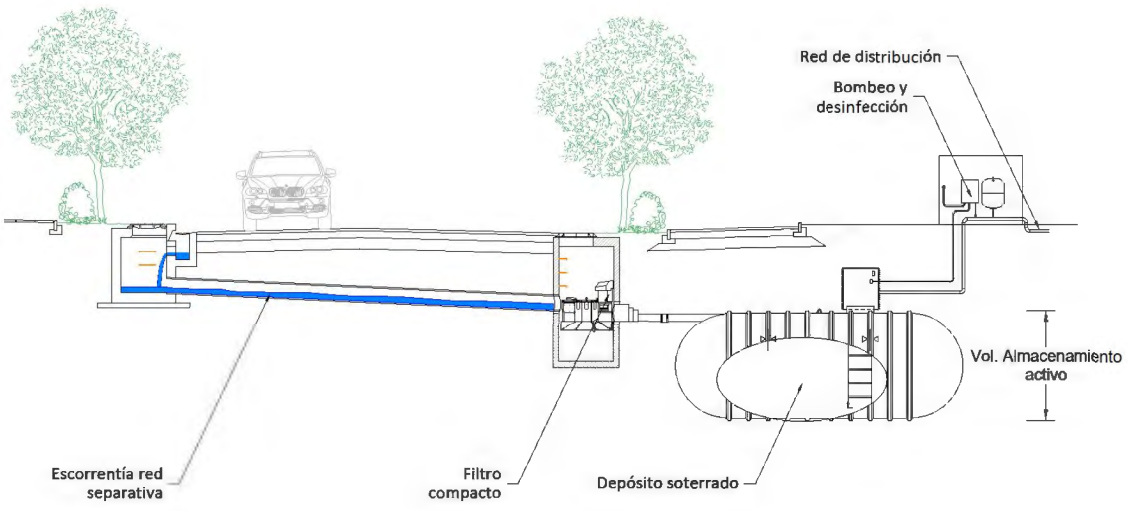


Figura 23-4. Sistema activo con depósito soterrado de almacenamiento, pretratamiento con filtro compacto y sistema de control y distribución

23.2 REGIMEN JURIDICO DEL APROVECHAMIENTO

El artículo 54 del texto refundido de la Ley de Aguas establece que el propietario de un terreno puede aprovechar las escorrentías pluviales que discurran por ella y las estancadas dentro de sus linderos. A efectos administrativos el Organismo de Cuenca requiere que se le notifiquen las características de la utilización que pretende llevarse a cabo para inscribir la derivación en el Registro de Aguas correspondiente si procede.

El aprovechamiento de las escorrentías viarias (siempre que no sean consideradas aguas residuales), no ha sido objeto de elaboración de normas específicas para su utilización o aprovechamiento a nivel nacional. El RD 1620/2007 fue un hito que estableció el régimen jurídico de la reutilización de las aguas residuales y los usos y criterios de calidad exigidos.

Recientemente este instrumento legal ha sido derogado para adaptar la normativa española al Reglamento (UE) 2020/741 del Parlamento Europeo y del Consejo del 25 de mayo de 2020, relativo a los requisitos mínimos para la reutilización del agua en usos agrícolas. El 27 de noviembre de 2023 el MITECO lanzó a consulta pública la aprobación del Real Decreto del Reglamento de Reutilización de las Aguas.

Este instrumento, al igual que el derogado RD1620/2007, se aplica exclusivamente a las aguas residuales depuradas, entendidas como aguas con un uso previo y que deben someterse a los procesos de depuración establecidos en una autorización de vertido para su descarga al medio receptor. El instrumento regula los tratamientos adicionales que requiere un agua residual depurada para adecuar su calidad al uso destinado. En el artículo 3 del Capítulo 1 excluye de su ámbito de aplicación con carácter general los siguientes casos:

- El aprovechamiento de escorrentía pluvial en SuDS.
- El aprovechamiento de aguas almacenadas en tanques de tormenta en sistemas separativos.

Es condición indispensable, por tanto, que, para aplicar los requerimientos del futuro Reglamento de Reutilización a la escorrentía viaria, estas hayan sido legalizadas mediante autorización o concesión de reutilización, para lo cual primero deben tener una autorización de vertido emitida por la administracion hidráulica, conforme a los requisitos previstos en el texto refundido de la Ley de Aguas.

En este respecto, el RD35/2023 que aprueba el PH del Cantábrico Oriental marca en su art.50.6 sobre autorizaciones al DPH, que las aguas de escorrentía pluvial que se recojan mediante infraestructuras de drenaje urbano o industrial y sean susceptibles de contaminar el DPH, son aguas residuales que deberán someterse al procedimiento de autorización de vertido ante la Administración Hidráulica.

Dado que la "susceptibilidad de contaminar" no queda precisada o definida, cuando se requiera realizar un aprovechamiento directo de las escorrentías viarias, el proyectista solicitará por escrito la concesión administrativa, y en caso de ser favorable, la reutilización en este caso de las escorrentías viarias se equiparará a un agua residual y se ajustará a lo dispuesto a la legislación vigente.

Los sistemas pasivos, asociados a usos indirectos, los sistemas activos cuyas superficies de recolección sean cubiertas, y los usos directos de la escorrentía pluvial que no conlleven autorización o concesión por parte del Organismo de Cuenca (escorrentía pluvial no considerada agua residual), seguirán las directrices expuestas en este documento.

En cuanto a otras normas técnicas, la norma UNE-EN 16941-1:2019: Sistemas *in situ* de agua no potable. Parte 1: Sistemas para la utilización de agua de lluvia, proporciona los requisitos y recomendaciones para el diseño, dimensionado, instalación, identificación, puesta en servicio y mantenimiento de sistemas de recolección de lluvia para el uso *in situ* del agua en usos no potables. Esta norma se centra en aguas pluviales recogidas en los tejados y terrazas del propio edificio, y otras superficies impermeables no transitadas por vehículos ni personas. Se aplicará en el cálculo de sistemas de aprovechamiento en los proyectos que capten las aguas pluviales desde superficies de azoteas y cubiertas, como edificios de centros de control, casetas de peajes y similares.

La Directiva 2000/60/CE proporciona una lista no exhaustiva de medidas complementarias que figura en la parte B del anexo VI que incluye, entre otras, medidas de reutilización del agua. Este instrumento menciona la reutilización del agua —en combinación con el fomento de la utilización de tecnologías eficientes en el uso del agua que permiten el ahorro de agua— como una de las medidas complementarias que los Estados miembros pueden optar por aplicar, para alcanzar los objetivos de buen estado cualitativo y cuantitativo de las masas de aguas superficiales y de las masas de aguas subterráneas establecidos en dicha Directiva.

Existen algunos estándares y normas internacionales de interés centrados en el diseño de instalaciones de aprovechamiento de escorrentías procedentes de superficies traficadas y de redes de drenaje urbanas. Entre ellas las más relevantes y que han servido de soporte para la elaboración de este Capítulo son:

- Australian Guidelines for Water Recycling: Stormwater Harvesting and Reuse. Define un método de evaluación para gestionar riesgos ambientales y sanitarios derivados del uso de escorrentías pluviales.

- Stormwater Reuse Guide de la asociación de municipios de Estados Unidos. Recoge varias experiencias, criterios y recomendaciones relacionados con el aprovechamiento de las escorrentías pluviales.

- Norma DIN1989-1:2001-10: Rainwater Harvesting Systems. Primera normativa referente al aprovechamiento de aguas pluviales, fija las normas y recomendaciones para el aprovechamiento. Contempla posibles usos de la escorrentía de zonas traficadas.

- Norma ARCSA/ASPE/ANSI 78-2021: Stormwater Harvesting System Design for Direct end-use Applications. Fija códigos y normas para los componentes de un sistema de aprovechamiento de escorrentías procedentes de viales.

23.3 CAPACIDAD DE TRATAMIENTO

Consultar cada capítulo específico para capacidades de tratamiento específicas de cada técnica SuDS.

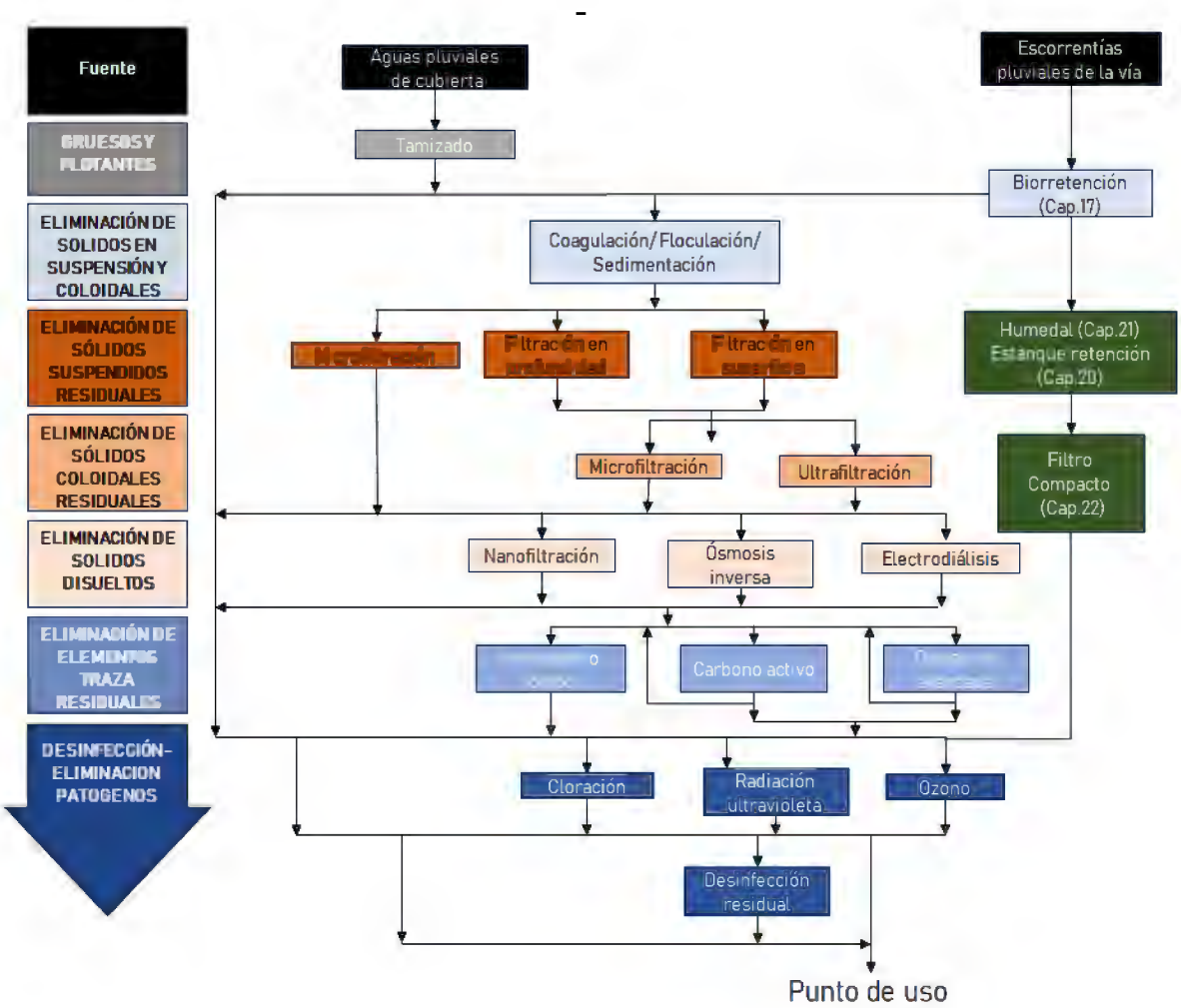


Figura 23-5. Procesos de tratamiento para el acondicionamiento de las escorrentías a las calidades de uso (Adaptado de Metalcaf & Eddy)

La capacidad de tratamiento de esta técnica está ligada a las técnicas de este manual que se empleen en el proyecto de aprovechamiento y a los tratamientos adicionales que se establezcan para adecuar el agua a los usos realizados. Los tratamientos terciarios comúnmente empleados en las aguas regeneradas proveen distintos procesos y capacidades de tratamiento.

23.4 APLICACIONES

El aprovechamiento de la escorrentía viaria puede minimizar los volúmenes de escorrentía descargados al medio receptor, equilibrar la recarga y extracción de acuíferos y conservar el recurso al fomentar su utilización.

Todas las técnicas de infiltración de este Manual promueven la conservación del recurso mediante la recarga del suelo. Los aprovechamientos directos permiten usar las aguas producidas, tras la adaptación de su calidad, en distintos usos que pueden ir desde la limpieza de túneles al riego agrícola.

Durante la fase de construcción de la carretera el agua pluvial puede ser usada para reducir las demandas de agua potable en usos como pueden ser la supresión de polvo, humectación de áridos, riego de explanadas, lavado de maquinaria o incluso producción de hormigón.

23.4.1 Funciones de la Técnica

Las funciones de control hidráulico y tratamiento de las escorrentías de las MM5 y 6 se cumplirán para los volúmenes aprovechados mediante esta técnica. El proyecto debe reemplazar un uso de agua existente y estar diseñado para reducir los flujos de escorrentía viaria y sus cargas de contaminación, con objetivos cuantitativos y cualitativos claramente definidos, coherentes con las MM.

23.4.1.1 Control Hidráulico

La ubicación de la técnica en la red de transporte y la extensión de la ADD junto con su IMD condicionará la capacidad de producción de escorrentía y el nivel de tratamiento requerido para sus usos posteriores. En las infraestructuras viarias, las amplias extensiones de superficies impermeables desequilibran la capacidad de producción de escorrentía frente a la demanda para usos internos asociados a la conservación de la infraestructura.

Las funciones de control hidráulico de la MM6 de esta técnica requieren generalmente proveer una mayor capacidad de almacenamiento de aguas pluviales, para integrar también la estimada para la función de conservación del recurso. El volumen de almacenamiento proyectado requiere integrar un volumen para la conservación del recurso para su aprovechamiento y un volumen para el control hidráulico que se destine a la detención temporal de la escorrentía.

Cuando el sistema se diseña solo para la conservación del recurso y tiene una demanda regular diaria esta técnica permite cumplir con el control volumétrico para las precipitaciones recurrentes en la ADD.

Los volúmenes de almacenamiento para el control hidráulico en sistemas activos pueden reducirse mediante el aprovechamiento cuando la producción/demanda>0.7.

El método se basa en la hipótesis de que el volumen de escorrentía mínimo para cumplir la detracción de 5 mm en la ADD puede ser interceptado por el sistema de aprovechamiento. El sistema activo requiere que el volumen en el depósito sea vaciado cuando el nivel sube por encima volumen requerido para la intercepción. La detracción podrá cumplirse cuando la demanda de agua sea regular a lo largo del año.

Tabla 23-2. Funciones de control hidráulico proporcionadas por un sistema de aprovechamiento

Tipología	Control Volumen		Control Caudal Punta	
	Detracción	Protección Inundabilidad Extrema	Hidromorfológico	Protección Inundabilidad Extrema
Sistemas activos	Mín. 5mm	(2)	(2)	(2)

(1) Pueden proveer una mayor capacidad de intercepción si se justifica en el diseño.
(2) Nivel de cumplimiento para el proyecto debe ser determinado por el proyectista.

Si el sistema se diseña para proveer una detracción superior a los 5 mm mínimos requeridos se deberá justificar con una modelización del sistema que incluya una serie histórica de precipitaciones reales y los patrones de la demanda. Se deberá comprobar y justificar el nivel de cumplimiento con los caudales punta y los volúmenes de escorrentía descargados al medio natural.

23.4.1.2 Tratamiento de las Escorrentías

El cumplimiento de la MM5 dependerá de las técnicas SuDS empleadas en el sistema de aprovechamiento. Consultar los capítulos específicos para las técnicas seleccionadas.

23.4.2 Viabilidad

En elementos funcionales de la carretera, como áreas de descanso, los sistemas pasivos con procesos de riego por capilaridad pueden integrarse bajo las zonas verdes adyacentes a las superficies impermeables. Esto permite captar la escorrentía generada en aparcamientos y calzadas, actuando cerca de la fuente de generación de escorrentía, y reduciendo al mínimo el riesgo sanitario o ambiental. Además, estos sistemas eliminan los costes energéticos asociados a las redes de riego con aporte de agua de red y las perdidas asociadas a los mismos.

Las técnicas de infiltración son sistemas pasivos de aprovechamiento que proveen el cumplimiento con las MM y además permiten la conservación del recurso mediante la recarga de las aguas subterráneas. Estas técnicas no permiten otros usos o usos diferidos en el tiempo pero reestablecen la hidrología preexistente en el proyecto.

Cuando las tasas de infiltración son bajas o cuando existen oportunidades para aprovechar las aguas en usos definidos, los sistemas de aprovechamiento activos representan una opción innovadora de generación de recursos hídricos alternativos en las infraestructuras viarias. Los usos finales con requisitos de calidad del agua relativamente bajos minimizarán los costes de tratamiento y facilitarán la implementación de esta técnica. La cercanía del uso final de la escorrentía aprovechada minimizará los costes de distribución.

23.4.3 Limitaciones

Un sistema de aprovechamiento en una carretera tendrá variaciones significativas mes a mes y año a año en la escorrentía producida y la demanda generada. Es crucial que cualquier estimación realizada como parte del proceso de diseño tenga en cuenta la variabilidad interanual de la escorrentía y la demanda, y los escenarios futuros de cambio climático; de lo contrario, los resultados sobreestimarán sistemáticamente el rendimiento del sistema. Se deberá prestar atención a los siguientes puntos críticos:

- Los riesgos para la seguridad y la salud pública deben evaluarse y gestionarse adecuadamente y primarán los niveles de tratamiento requeridos para abordar los riesgos sanitarios sobre los objetivos de la MM 5 enfocados a los riesgos ambientales.

- La necesidad de tratamientos de la escorrentía que provean rendimientos muy elevados de eliminación de contaminantes y patógenos, incrementan el coste de la técnica y la producción de agua y pueden limitar el rango de usos aceptables.

- Las fluctuaciones considerables en el nivel de agua en los almacenamientos de una técnica SuDS, generados por el aprovechamiento, puede empeorar su valor estético, con orillas expuestas y posibles floraciones de algas y agua turbia.

- El empleo de técnicas SuDS, como la biorretención, como técnicas de tratamiento en el aprovechamiento reducirá la capacidad de producción de escorrentía de la calzada por procesos de evapotranspiración y detracción y, por lo tanto, los beneficios y desventajas de su uso deben sopesarse durante el proceso de diseño.

23.5 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

Los elementos y equipos que se suelen utilizar en los proyectos de aprovechamiento de escorrentías pluviales son similares a los de las aguas regeneradas. Un proyecto que integre esta técnica diseñará y adaptará estos elementos junto con las técnicas SuDS para proveer múltiples objetivos y beneficios.

En la conceptualización y diseño de esta técnica se requerirá de la colaboración de especialistas en una serie de ámbitos, drenaje urbano, regeneración, medioambiente y salud pública.

En este apartado se provee a los consultores de una visión de los riesgos sanitarios asociados al aprovechamiento del agua pluvial. Un proyecto de aprovechamiento, especialmente mediante sistemas activos, requerirá analizar y asegurar los siguientes puntos:

- El proyecto sustituye un uso de agua de red existente y está diseñado para cumplir los objetivos de las MM.
- Los objetivos son coherentes con los de la gestión del agua pluvial en la ADD.
- El nivel de tratamiento es adecuado no sólo para satisfacer las necesidades del uso final, sino también para hacer frente a los riesgos para la salud pública y el medio ambiente.
- La capacidad de almacenamiento está diseñada para lograr una fiabilidad "razonable" del suministro y el sistema está situado cerca del uso final, lo que minimiza los costes de distribución.
- Existen procedimientos para la explotación, mantenimiento y monitorización de las aguas producidas por el sistema.

Tabla 23-3. Criterio de diseño para el aprovechamiento de las aguas pluviales

Parámetro de diseño	Criterio / Valor
Rendimiento en la eliminación de patógenos (cuando se requiera)	• >1,5 log (96%) virus y bacterias • >0,8 log (82%) protozoos • *E.coli* <10 UFC/100mL • Turbidez (mediana) <25 NTU(mediana) y 100 NTU (95th percentil)
Barreras sanitarias	• Control de accesos y exposiciones • Secado y evaporación (1-4h)
Demandas	• Limpieza de medianas: 10-20 m3/km calzado/año • Mejora CRT: 200-300 m3/km calzada • Limpieza túneles: 5-10 l/m2 pared • Supresión polvo (fase construcción): 2-4l/m2/día: • Puesta en obra capas de firme 0,5-0,81 m3/m2 • Producción Hormigón preparado, prefabricados y morteros: 0,2-0,8 m3/ton • Riego:1-3 l/m2/día
Producción	500l/m2/año, 40l/m2/mes o 6.000 m3/ km calzada/año
Precipitaciones mensuales	Consultar Euskalmet
Presión de funcionamiento de la red de distribución	Generalmente <0,6 MPa

La tabla 23-3 resume los criterios que deben considerarse por parte del proyectista para diseñar un sistema de aprovechamiento.

El diseño detallado de un sistema de aprovechamiento de las escorrentías pluviales puede realizarse mediante el siguiente procedimiento:

1. Investigación del ámbito y de los indicadores cualitativos.

2. Diseño estructural y geometría.

3. Diseño hidráulico y planificación
    a. Selección de los usos y objetivos
    b. Calidad de las aguas aprovechadas
    c. Gestión del riesgo de calidad de las escorrentías viarias
    d. Objetivos de rendimiento de la cadena de tratamiento
    e. Determinación de producción y demanda
    f. Determinación del volumen requerido para el aprovechamiento
    g. Determinación del volumen para el control hidráulico

4. Diseño de elementos específicos:
    a. Tratamiento
    b. Almacenamiento
    c. Componentes de la red de distribución
    d. Señalización

23.5.1 Investigación del Ámbito y de los Indicadores Cualitativos

El proyectista deberá usar la HSST y confirmar la aplicabilidad de la técnica para el ámbito de estudio. Se deberá delimitar la cuenca de aportación, conocer la IMD prevista para el nivel de servicio deseado para la vía, la elevación del nivel freático y la presencia de acuíferos vulnerables.

El aprovechamiento de la escorrentía viaria es un campo relativamente nuevo de la gestión del agua. Los aspectos más importantes a la hora de proyectar esta técnica se basan en garantizar que los posibles impactos en la salud pública y el medio ambiente se manejen adecuadamente y que el tratamiento de la escorrentía cumpla los requisitos finales del uso.

23.5.2 Diseño Estructural y Geometría

No existe una geometría determinada para los elementos de un sistema de aprovechamiento de escorrentía. El trazado de la red de drenaje, la red de distribución y la ubicación de almacenaje con respecto al punto de uso condicionan el trazado en planta y alzado del sistema de aprovechamiento.

Cuando el objetivo principal del sistema de aprovechamiento sea sustituir la demanda de agua no potable, la conservación del recurso, se definirán los usos potenciales y, a continuación, se identificarán las superficies impermeables productoras de escorrentía ubicadas en las inmediaciones de los usos identificados.

Cuando se diseñe el sistema con el doble objetivo, conservación y gestión de la escorrentía conforme a las MM5 y 6, el lugar de captación vendrá condicionado por la geometría de la red de drenaje proyectada y el propio trazado. En este caso el proyectista definirá primero la ubicación del sistema de aprovechamiento y posteriormente definirá los usos potenciales en las proximidades de la técnica. Siempre que la demanda de agua sea regular o el sistema sea activo, el volumen de

almacenamiento puede permitir la doble función de conservación del recurso y control hidráulico.

La disposición de los elementos debe adaptarse a las características del emplazamiento y de la aplicación específica. En la figura 23-6 se muestran ejemplos de dos posibles disposiciones.

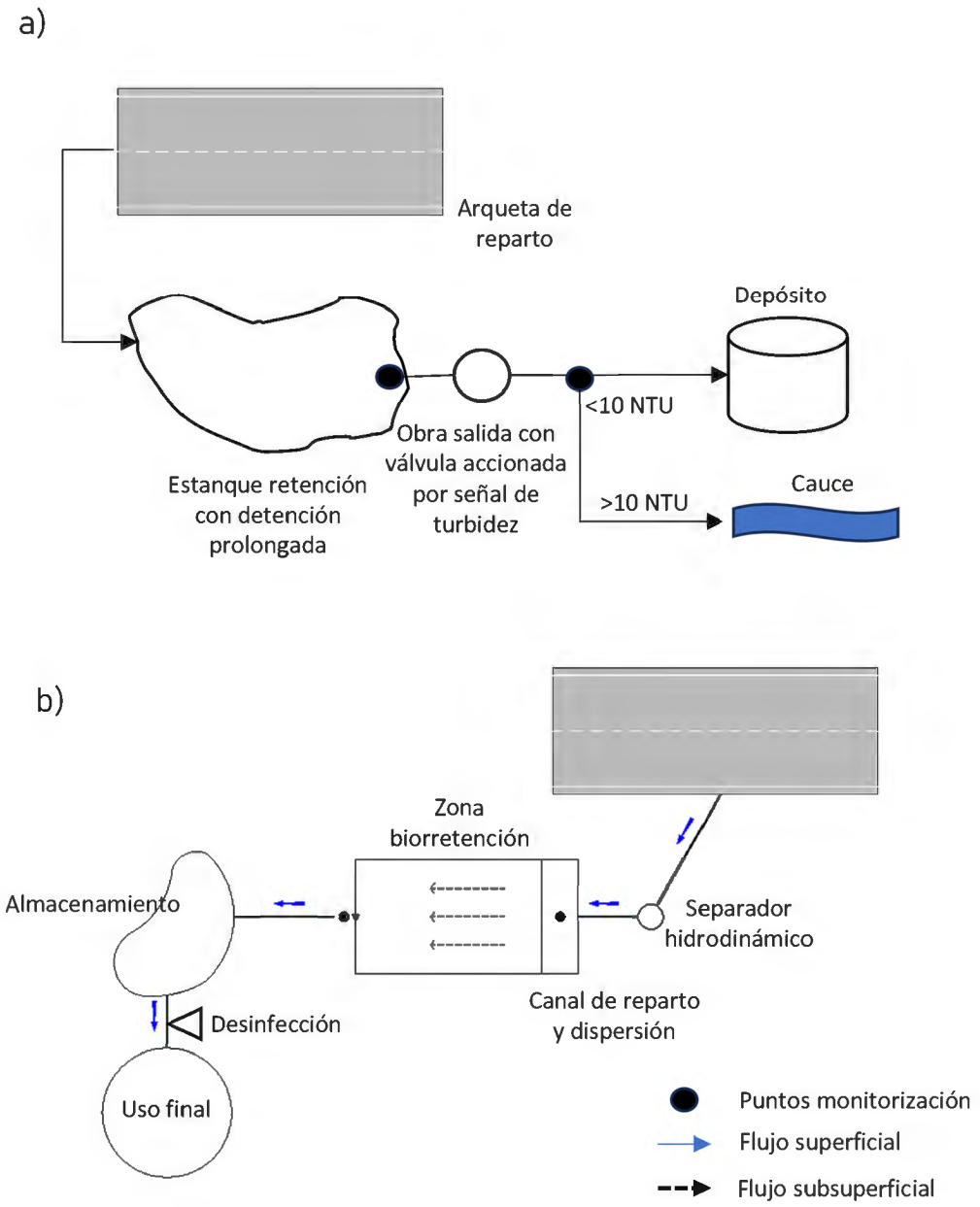


Figura 23-6. Sistemas de aprovechamiento, en paralelo a la red de drenaje con salida controlada por niveles de turbidez (a), en línea con la red de drenaje mediante cadena de tratamiento con elementos SuDS y desinfección

La geometría de balsas y estanques destinados al aprovechamiento de aguas pluviales seguirá las recomendaciones recogidas en los Capítulos 18 y 20.

Generalmente, los depósitos soterrados de hormigón armado se construirán con forma en planta rectangular y la altura de la lámina de agua generalmente no superará los 2 metros pudiendo llegar hasta los 7 metros cuando los volúmenes para abastecer la demanda sean muy elevados (<10.000m^3). Deberá garantizarse un resguardo de 0,60 metros desde el nivel del aliviadero hasta la losa superior.

Los materiales empleados en la construcción de los depósitos de hormigón deberán cumplir lo establecido para los mismos en el Código Técnico Estructural (CTE). No se podrán emplear hormigones con resistencias inferiores a 30 N/mm2 debido a la posible presencia en el agua de sulfatos o cloruros. Para las soluciones prefabricadas se suelen especificar valores entre 30 y 40 N/mm2.

En el proyecto de cada depósito se aportará toda la documentación necesaria para justificar suficientemente su adecuado dimensionamiento, cumpliendo en todo caso lo especificado con el CTE.

Para el caso concreto de los depósitos prefabricados se tendrá en consideración lo señalado específicamente en las instrucciones y normas correspondientes. Además, en su proyecto y construcción será necesario aportar toda la documentación descriptiva y de detalle que permita conocer sus características y justificar su adecuado dimensionamiento, incluyéndose todos los cálculos, planos, etc. que sean precisos.

El trazado de la red de distribución consistirá en general en alineaciones rectas que preferiblemente discurrirán por zonas verdes y fuera de la arista de la calzada para disminuir las caras actuantes y facilitar su reparación.

Las separaciones mínimas entre las generatrices externas de las tuberías de distribución de agua para aprovechamiento alojadas en zanja y las de los conductos, o las aristas de los prismas, de los demás servicios d serán las siguientes:

Tabla 23-4. Distancias mínimas a otros servicios

Servicio	Separación en planta (cm)	Separación en alzado (cm)
Abastecimiento	150	30
Saneamiento	100	20
Gas	50	50
Electricidad-alta	30	30
Electricidad-baja	20	20
Comunicaciones	30	30

Cuando no sea posible mantener esas distancias mínimas de separación, será necesario disponer de protecciones especiales aprobadas por la empresa suministradora correspondiente.

El trazado en planta del sistema de aprovechamiento estará también condicionado por el punto de uso de las aguas producidas que deberán considerar una serie de distancias de seguridad fijados en la tabla 23-5.

Tabla 23-5. Las distancias de seguridad recomendadas en la aplicación de aguas aprovechadas

Instalación	Método de aplicación	Distancia (m)	Observación
Pozos de captación de aguas potables	Cualquiera	50	Si no hay restricciones se debe doblar la distancia
Núcleos habitados	Aerosolización	150	Excepto si hay barreras sanitarias
Áreas accesibles al público	Aerosolización	30	Excepto si hay barreras sanitarias
Zonas próximas a Viviendas o patios de vivienda	Aerosolización	50	Excepto si hay cortavientos
Carretera	Aerosolización	15	Excepto si hay cortavientos
Límite de propiedad	Cualquiera	10	Excepto si hay cortavientos y no hay escorrentía

23.5.3 Diseño Hidráulico y Planificación

Un proyecto de aprovechamiento de escorrentías precisa una planificación que incluya los volúmenes necesarios para equilibrar la producción y demanda, los tratamientos de estas aguas para gestionar sus riesgos sanitarios y ambientales y la gestión y mantenimiento del sistema de aprovechamiento una vez construido. El objetivo final será la obtención de un agua pluvial de calidad adecuada para el uso destinado.

En la planificación deben considerarse los siguiente puntos y características clave para la implantación del proyecto y su viabilidad:

- El proyecto sustituye a un uso de agua de red existente y está diseñado para reducir los flujos de aguas pluviales y las cargas contaminantes, es decir, el proyecto está diseñado para cumplir múltiples objetivos.

- El proyecto tiene objetivos claramente definidos y cuantitativos, coherentes con los de la gestión de la cuenca de captación.

- El nivel de tratamiento es adecuado no sólo para satisfacer las necesidades del uso final, sino también para hacer frente a los riesgos para la salud pública y el medio ambiente.

- La capacidad de almacenamiento está diseñada para lograr una fiabilidad "razonable" del suministro - el sistema está situado cerca del uso final, lo que minimiza los costes de distribución (por ejemplo, un campo de golf situado junto a un arroyo).

- Existen procedimientos para la explotación, el mantenimiento, el control del sistema de aprovechamiento.

23.5.3.1 Selección de los Usos y Objetivos

Los usos directos a los que se destinará la escorrentía pluvial dentro del ámbito de una carretera serán generalmente usos para para satisfacer necesidades de agua internas de la infraestructura viaria y sus elementos funcionales durante la construcción y explotación de la infraestructura. Durante el proceso de construcción el consumo de agua puede ser importante para usos relacionados con la supresión de polvo o la puesta en obra de firmes y explanadas.

Otros usos para satisfacer necesidades externas podrán establecerse mediante acuerdos con terceras partes para aprovechar el agua fuera del dominio público (zonas agrícolas, recarga de acuíferos, usos industriales, etc.). Idealmente los puntos de uso en este caso estarán en la zona de afección de la carretera.

Tabla 23-6. Usos considerados para el aprovechamiento de aguas y escorrentías pluviales en las infraestructuras viarias

Ámbito	Tipos de Usos
Elementos funcionales de la carretera	Riego de jardines
	Descarga de aparatos sanitarios
	Riego zonas verdes en áreas de descanso mediante distintos métodos de riego
Conservación y explotación de la carretera	Riego técnicas SuDS
	Lavado de superficies (medianas, cunetas, barreras, paramentos, paneles vitrificados del túnel, etc.)
	Lavado de vehículos y maquinaria
	Sistema contra incendios
	Procesos de conservación y reparación del firme y estructuras de hormigón (fresado, refuerzo, sellado, granallado, mejora CRT)
Ambiental	Recarga acuiferos por percolación localizada a través del terreno
	Recarga acuiferos por inyección directa
	Riego de bosques y zonas verdes
Construcción de la carretera	Supresión de polvo
	Colocación de explanadas y capas de firme
	Producción de hormigón
	Lavado vehículos y maquinaria
Usos externos al dominio publico	Riego agrícola (cultivos y pastos)
	Procesos industriales

Los usos pueden o no estar restringidos en cuanto al acceso del público en su punto de uso, lo cual conlleva un mayor riesgo sanitario. Un uso está restringido si el acceso público puede controlarse, por ejemplo una técnica SuDS que requiera riego con agua aprovechada durante la implantación de la vegetación, tendrá un cerramiento que impide la entrada de personal no autorizado.

Un uso no está restringido si el acceso público no puede controlarse, como el riego de zonas verdes en áreas de descanso. Los usos no restringidos (al acceso público) de las escorrentías pluviales están sometidos a criterios de calidad del agua más estrictos

para limitar el riesgo para la salud pública derivado de la posible exposición a contaminantes y microorganismos.

23.5.3.2 Calidad de las Aguas y Escorrentías Pluviales para su Aprovechamiento

Dada la ausencia de base legal nacional en el uso y aprovechamiento de las aguas pluviales, es necesario establecer determinadas medidas que permitan reducir al mínimo los peligros y riesgos que puedan derivarse de esta técnica.

E.coli es buen indicador de bacterias de origen fecal pero no lo es de virus y parásitos más habituales en las escorrentías pluviales. Las calidades propuestas incluyen *E.coli* como principal indicador bacteriano de contaminación fecal pero también se incluyen otros virus y parásitos como indicadores alternativos debido a la baja correlación entre los coliformes fecales y otros patógenos de origen animal más comunes en las aguas pluviales y los desbordamientos del sistema de saneamiento (Schroeder et al 2002, Signor et al 2005, Arnone and Walling 2006,AWQC 2008a).

La tabla siguiente presenta criterios de calidad de las aguas pluviales para gestionar los riesgos para la salud pública. Como referencia comparativa se presentan en el Anexo 1 los criterios de calidad para el aprovechamiento de las aguas pluviales a nivel internacional, así como las calidades requeridas a las aguas regeneradas a nivel nacional.

Tabla 23-7. Criterios de Calidad de Aguas Pluviales Tratadas para Minimizar el Riesgo para la Salud Pública

Ámbito	Tipos de Usos	Valor máximo admisible		(1) Indicadores relevantes (copias/L)		
		Escherichia Coli (UFC/100ml)	Turbidez (UNT)	Rotavirus	*Cryptos poridium*	*Campyl obacter*
Elementos funcionales de la carretera	Riego de jardines privados	Ausencia	5	0,050	0,32	0,76
	Descarga de aparatos sanitarios	Ausencia		0,0037	0,024	0,057
	Riego zonas verdes en áreas de descanso	10		0,050	0,32	0,76
Conservación y explotación de la carretera	Riego técnicas SuDS	10.000	100	0,050	0,32	0,76
	Lavado de superficies (medianas, cunetas, barreras, paramentos, paneles vitrificados del túnel, etc.)	100	-	0,050	0,32	0,76
	Lavado de vehículos y maquinaria	1.000	-	0,050	0,32	0,76
	Sistema contra incendios	100	-	0,0025	0,016	0,038
	Procesos de conservación y reparación del firme y estructuras de hormigón (fresado, refuerzo, sellado, granallado, mejora CRT)	100	-	0,050	0,32	0,76
Ambiental	Recarga acuiferos por percolación localizada a través del terreno	1.000	-	0,0025	0,016	0,038
	Recarga acuiferos por inyección directa	Ausencia	5	0,050	0,32	0,76
	Riego de bosques y zonas verdes no accesibles	10.000	100	0,050	0,32	0,76
Construcción de la carretera	Supresión de polvo	100	-	0,050	0,32	0,76
	Colocación de explanadas y capas de firme	10	100	0,050	0,32	0,76
	Producción de hormigón (2)	1.000	-	0,050	0,32	0,76
	Lavado vehículos y maquinaria	100	-	0,050	0,32	0,76
Usos externos al dominio publico	Riego agrícola (cultivos y pastos)	Reglamento reutilización		0,0051	0,033	0,078
	Procesos industriales			-	-	-

(1) Concentraciones calculadas dividiendo la dosis tolerable por la exposición anual estimada por persona y año (Australian guidelines, 2009).
(2) Cumpliendo las especificaciones del CTE.

Es importante comprender que *E.coli* se emplea como un indicador de la eficacia de la desinfección para validar la calidad de las aguas aprovechadas. Los índices de los patógenos de referencia de la tabla 23-11 sirven para la gestión de riesgos sanitarios.

23.5.3.3 Gestión del Riesgo de Calidad de las Escorrentías Viarias

Un sistema de aprovechamiento de escorrentías procedentes de la calzada requiere que el suministro sea seguro para las personas y el medio ambiente.

Los sucesos peligrosos vendrán principalmente determinados por la incapacidad de alguno de los elementos del sistema de eliminar un agente peligroso (averías, fallos, etc.). Un suceso peligroso para la salud humana puede venir definido por la ingesta o inhalación del agua reutilizada o por la acumulación de compuestos tóxicos en la biota.

En ausencia de una evaluación de riesgos especifica se aplicarán los requerimientos de tratamiento propuestos y las barreras sanitarias necesarias para conseguir las reducciones objetivo de los indicadores.

Tabla 23-8. Riesgos comunes asociados al aprovechamiento de escorrentías procedentes de la calzada

Área	Riesgos/Peligros
Salud Pública	Microorganismos (patógenos) en el agua: Bacterias Virus Protozoos Helmintos Sustancias químicas tóxicas en el agua: Químicos inorgánicos (ej. metales, nutrientes) Químicos orgánicos (ej. pesticidas, HAPs)
Seguridad Pública	Almacenamiento del agua (superficial): Ahogamiento Rotura o rebase del dique de cierre
Ambiental	Extracción excesiva de escorrentía superficial Inundaciones por elementos de rebose Contaminación de las aguas superficiales por escorrentía (uso para riego por métodos que imitan a la lluvia) Contaminación de aguas subterráneas (uso para riego y recarga acuiferos) Contaminación del suelo (uso para riego)
Equipamiento/riesgos de operación	Obstrucciones de conducciones, bombas y aspersores

El sistema de aprovechamiento deberá incorporar un tiempo mínimo de 48 horas entre la recolección de la escorrentía pluvial y su uso cuando se destina a riego de jardines u otros usos con acceso no restringido para lograr un doble objetivo:

- Homogenizar y nivelar las concentraciones de los constituyentes y patógenos en la escorrentía viaria antes de su uso o tratamiento terciario. Esto permitirá reducir concentraciones máximas asociadas a cualquier posible fenómeno de primer lavado, y optimizar los tratamientos terciarios posteriores.

- Proveer un tiempo de respuesta para detener el aprovechamiento en caso de ocurrencia de un vertido accidental u otro suceso inesperado que afecte a la calidad de la escorrentía.

Este tiempo generalmente se conseguirá mediante el volumen de almacenamiento provisto por las técnicas SuDS antes del tratamiento de desinfección. El tiempo de residencia en un estanque de retención o humedal deberá ser de mínimo 48 horas para al menos el VCA. Este tiempo se conseguirá dotando al volumen permanente de una capacidad igual o superior VCAx1,2.

En sistemas en línea sin una técnica SuDS que provea un volumen de retención el aprovechamiento deberá proveer la demanda máxima calculada en el periodo de tiempo de 48h.

La calidad de las escorrentías viarias varía considerablemente entre sucesos de precipitación y de una cuenca a otra. Esta variabilidad es mayor que la observada en la calidad de las aguas de cubierta. El planteamiento indicado a continuación es relativamente conservador, y un operador podría llevar a cabo monitorización *in situ* para evaluar si fuese conveniente adoptar medidas de gestión de riesgos menos estrictas.

Riesgos de operación

Los riesgos de operación del equipamiento mecánico que forma el sistema de aprovechamiento son principalmente:

- La entrada de gruesos y sedimentos puede obstruir tuberías, boquillas de riego o sistemas de riego por goteo y dañar las bombas.

- Cargas elevadas de materia orgánica (p. ej., hojas y restos de siega), reducen los niveles de oxígeno disuelto durante la descomposición, lo que puede generar olores y liberar contaminantes de los sedimentos.

- Niveles elevados de nitrógeno y fósforo favorecen el crecimiento de algas en balsas y depósitos abiertos, puede aumentar la turbidez y favorecen la formación de biopelículas que obstruyen los equipos de equipos de riego.

- Concentraciones elevadas de hierro que, con el tiempo, pueden obstruir los sistemas de riego y afectar a la eficacia del sistema de desinfección.

- Altos niveles de carbonato cálcico, que con el tiempo pueden bloquear los sistemas de riego.

- Las condiciones anaeróbicas o las altas concentraciones de sal podrían provocar la corrosión de los componentes del sistema.

Los criterios de tratamiento para gestionar los riesgos de operación dependerán del tipo de sistema empleado. En sistemas activos seguir las indicaciones de los fabricantes de bombas y elementos de control que puedan ser sensibles a la contaminación de las escorrentías.

La tabla 23-9 ofrece una indicación de los criterios de tratamiento para el riego en usos no restringidos. Estos valores pueden ser considerados si no se dispone de información específica del fabricante de los elementos que integran el sistema.

Tabla 23-9 Parámetros de referencia para la calidad de las escorrentías para gestionar los riesgos de operación del equipamiento

Parámetros	Valores máximos admisibles		Impacto
	Vida útil 20 años	Vida útil 100 años	
Solidos en suspensión	<50 mg/L	<30mg/L	Bloqueo y obstrucción de equipos
Gruesos y flotantes	<2mm	<1mm	
Hierro total	<10 mg/L	<0.2mg/L	Obstrucción equipo riego
Fosforo total	<0.8 mg/L	<0.05mg/L	
Dureza $CaCO_3$	<350 mg/L	<350mg/L	
Sales	Cloruros >500mg/L SDT >500 mg/L	-	Corrosión de partes metálicas
Sulfuro de hidrogeno	>10 mg/L	-	Emisión de gas en condiciones anaeróbicas que puede generar corrosión del hormigón y metal

Todos los sistemas de aprovechamiento irán precedidos de un nivel 1 de tratamiento conforme a la MM5 para eliminar el 80% de los sedimentos de las escorrentías. Este nivel de tratamiento y las recomendaciones de diseño incluidas en cada una de las distintas técnicas SuDS será adecuado para el diseño de un sistema de aprovechamiento con una vida de diseño de hasta 20 años. Cuando se proyecte para una vida útil de 100 años se cumplirán los niveles 1 y 2 (metales disueltos).

El hierro y el fósforo debido a sus concentraciones medias en la escorrentía viaria presentan un bajo riesgo operacional. Un filtro de arena puede usarse como sistema de tratamiento ya que no reduce los volúmenes de escorrentía destinados a la producción y presenta buenos rendimientos de eliminación de contaminantes.

La dureza de las escorrentías no debería representar un riesgo para el equipo en la mayoría de las cuencas. El uso de fundentes en las carreteras puede requerir baipasear el sistema de aprovechamiento para evitar que estas aguas dañen los elementos de distribución y control.

Riesgos ambientales

Con carácter general se debe prevenir la entrada de contaminantes al medio ambiente. Deberá asegurarse el cumplimiento del RD 817/2015, de 11 de septiembre, por el que se establecen los criterios de seguimiento y evaluación del estado de las aguas superficiales y las normas de calidad ambiental y el Real Decreto 1514/2009, de 2 de octubre, por el que se regula la protección de las aguas subterráneas contra la contaminación y el deterioro.

Los riesgos ambientales se consideran aceptables cuando se aplica la MM 5 de tratamiento de las escorrentías viarias. Para una evaluación de riesgos específica para el proyecto consultar el Capítulo 8 y 9.

Cuando el uso sea el riego de zonas agrícolas, bosques o técnicas SuDS los riesgos ambientales se minimizarán mediante la comprobación de los criterios aplicables a la zona de riego recogidos en la tabla 23-10.

Tabla 23-10. Topografía y características del suelo para minimizar riesgos ambientales en usos por riego (Adaptado de DPI NSW (2004)

Características	Impacto	Umbral de bajo riesgo
Pendiente (riego por aspersión)	Exceso de escorrentía y erosión	<6%
Pendiente (para riego por goteo o microaspersión)	Exceso de escorrentía y erosión	<10%
Topografía	Erosión y encharcamiento estacional	Pendientes convexas o llanuras
Superficies o terrenos impermeables (roca, arcilla, etc.)	Interferencias con los equipos de riego, riesgo excesivo de escorrentía	Nulo
Salinidad del suelo (0-70 cm)	Restricción del crecimiento de las plantas	<2dS/m (2000 µS/cm)
Salinidad del suelo (70-100 cm)	Restricción del crecimiento de las plantas	<4dS/m (400 µS/cm)
Profundidad del nivel freático estacional	Mala aireación, posible afección a las aguas subterráneas	>3 m
Profundidad hasta el lecho rocoso	Crecimiento restringido de las plantas, exceso de escorrentía, encharcamiento	>1 m
Conductividad hidráulica del terreno	Exceso de escorrentía, encharcamiento, infiltración deficiente	10-50 mm/hora
Capacidad de campo del suelo	Exceso de escorrentía, encharcamiento, infiltración deficiente	>100 mm/m
Sodicidad del suelo (0-100 cm) (ej., según la prueba de agregados de Emerson)	Mala estructura del suelo	Clase 4, 5, 6, 7, 8 (ej., suelos no dispersivos)

Riesgos Sanitarios

La gestión de riesgos sanitarios sigue las recomendaciones de las directrices de Australia para el aprovechamiento de aguas pluviales desde sistemas separativos urbanos (NRMMC–EPHC–AHMC, 2009). Como medida aceptable de riesgo para la salud pública se establece 10E-06 DALY/persona/año. Este valor representa aproximadamente el equivalente a una persona entre mil contrayendo diarrea en un año como resultado del sistema de aprovechamiento.

El consultor podrá realizar por otros medios válidos un cálculo de riesgos sanitarios y ambientales específico para la aplicación y usos concretos de las aguas pluviales. Para la elaboración del plan de riesgos el proyectista podrá aplicar, el anexo II del Reglamento UE 2020/741, donde se definen los requisitos generales para un plan de gestión del riesgo aplicable a las aguas regeneradas, la herramienta GEPSA, publicada por el Ministerio de Sanidad, Consumo y Bienestar Social, u otros procedimientos que estime convenientes.

Las concentraciones de patógenos de referencia para las aguas pluviales consideradas para establecer los rendimientos de la cadena de tratamiento se especifican en la tabla 23-11.

El proyectista podrá emplear información específica de concentraciones de patógenos en el proyecto como alternativa para calcular los rendimientos de la cadena de tratamiento. En el Anexo 2 se incluyen las concentraciones estadísticas de patógenos en la escorrentía pluvial urbana. Estos datos se pueden emplear como punto de partida para identificar los agentes peligrosos.

Tabla 23-11. Niveles de referencia para patógenos en las aguas pluviales (Fuente: NRMMC–EPHC–AHMC, 2009)

Patógeno	Patógenos utilizados	Concentración utilizada (copias/L)
Rotavirus	Adenovirus infecciosos	1
Cryptosporidium	Cryptosporidium parvum o C. hominis	1.8
Campylobacter jejuni	*Campylobacter* spp.	15

La tabla 23-12 especifica las dosis de patógenos tolerables en las escorrentías viarias para todos los usos contemplados, incluido el riego de áreas de servicio y otras zonas públicas. Estas concentraciones han sido calculadas dividiendo las dosis tolerables de la siguiente tabla entre una estimación anual de exposición en volumen por persona y año que oscila entre los 50 mL/persona/año, para los usos no restringidos a los.

Debido a que *E.coli* es un buen indicador de bacterias de origen fecal pero no lo es de virus y parásitos, la monitorización de estos últimos es generalmente más adecuada para la gestión de riesgos sanitarios relacionados con las aguas pluviales. En este sentido *Campylobacter* es el patógeno que mayoritariamente se detecta en las aguas pluviales de cubiertas mientras que Cryptosporidium y Salmonella se detectan ocasionalmente (Savill et al 2001, Simmons et al 2001, Schets et al 2007).

Tabla 23-12. Dosis tolerables de patógenos de referencia (Fuente: NRMMC-EPHC-AHMC, 2009)

Referencia de patógeno	Dosis tolerable
Rotavirus	0,0025 viriones infectivos/persona/año
Crypstosporidium	0,016 ooquistes infectivos/persona/año
Campylobacter jejuni	0,038 bacterias infectivas/persona/año

Los coliformes fecales en las aguas pluviales tiene un origen animal y los patógenos humanos se derivan principalmente de las aguas residuales y las heces de algunos animales de sangre caliente. Los indicadores mediante bacterias generalmente no proporcionasen información relevante o precisa para la gestión de riesgos sanitarios en escorrentías. No obstante, la monitorización de virus suele ser más compleja y costosa.

23.5.3.4 Objetivos de Rendimiento de la Cadena de Tratamiento y de las Barreras Sanitarias

Las reducciones en los índices de patógenos para el sistema de aprovechamiento podrán ser conseguidos mediante uno de los siguientes procesos o mediante una combinación de ambos:

- Controlando el acceso o mediante otras barreras sanitarias para minimizar la exposición al agua de riego o baldeo.

- Proporcionando un tratamiento adicional de las escorrentías, más allá del necesario para la gestión de los riesgos operativos y ambientales.

Rendimientos de las Barreras Sanitarias

Una barrera sanitaria será cualquier medio, ya sea físico o de etapas de proceso o condiciones de uso, por el que se reduzca o evite un riesgo de infección humana impidiendo el contacto de aguas aprovechadas con las personas directamente expuestas, o cualquier otro medio que reduzca la concentración de microorganismos en las aguas.

Las barreras sanitarias pueden combinarse para lograr mayores reducciones de la exposición. Las opciones más prácticas para un proyecto de aprovechamiento se muestran en la tabla 23-13. Esta tabla indica las medidas de control que se aplican a la exposición en el punto de suministro. Dado que estas exposiciones pueden aplicarse a poblaciones diferentes, los beneficios de reducción no deben sumarse para diferentes poblaciones expuestas.

Cuando se apliquen este tipo de medida preventivas, es esencial que la aplicación se apoye con divulgación y educación a usuarios potenciales, señalización de accesos restringidos y se controle mediante vigilancia.

La reducción de la exposición deberá valorarse por el proyectista junto con los servicios de conservación y operación para determinar si puede aplicarse a al proyecto y aplicar las reducciones de patognes logaritimicas al sistema.

Por lo general, la reducción de la exposición se consigue si el agua aprovechada se seca o evapora antes del contacto o restringiendo el contacto humano.

Para aplicar un valor logarítmico de reducción para una barrera sanitaria el consultor debera documentar con evidencias cómo se aplicará al proyecto identificando a los actores involucrados y sus responsabilidades. Por ejemplo, si el acceso al publico en el punto de uso está restringido durante el riego, deben instalarse vallas o los horarios de riego deben planificarse para coincidir con las horas en las que no es previsible que el público utilice el lugar.

Tabla 23-13. Reducciones indicativas de la exposición de las barreras sanitarias (Fuente: NRMMC-EPHC-AHMC, 2009)

Medidas de control	Reducción de la exposición a patógenos (Log_{10})	Método reducción	Observaciones
Riego de cultivos por goteo	2	CR	Equipo de riego y caudal
Riego subsuperficial de cultivos (salvo tubérculos)	4	CR	
Restricciones de entrada tras riego de áreas de descanso (1-4 h)	1	SE	Tª, humedad, horarios
Control de la pulverización (microaspersión, anemómetros, aspersores que se lanzan hacia el interior, etc.)	1	CR	Viento, tamaño gotas, equipo de riego
Riego por goteo de plantas/arbustos	4	CR	Equipo de riego y caudal
Riego subsuperficial de plantas/arbustos o zonas verdes	5-6	CR	Equipo de riego y caudal
Acceso público restringido a punto de uso	2	CR	Vallado, vigilancia, horarios
No permitir el acceso del público durante el riego y limitar el contacto tras el riego (supresión de polvo o baldeos en obra)	3	CR	
Zonas de amortiguación (25-30 m)	1	CR	Vegetación, acceso

CR: Contacto restringido.
SE: Secado y evaporación.

Al aplicar la barrera sanitaria deben tenerse en cuenta las condiciones específicas del lugar. Por ejemplo, los periodos restriccion a la entrada para el secado de las superficies pueden ser superiores en invieno o inferiores en verano.

Los accesos se considerarán restringidos en terrenos vallados o técnicas SuDS con cerramientos de acceso muy difícil (cadenas de seguridad y cerraduras). Los terrenos agrícolas, forestales, prados y vegas pueden considerarse como restringidos si solo tienen acceso los trabajadores o propietarios.

El control del acceso implica restringir el acceso al público durante el riego y durante un período después del riego hasta que el área de aplicación esté seca. La duración de este período depende de los volumenes aplicados, la humedad del suelo y el clima, y suele ser de 1 a 4 horas. Estas restricciones de acceso no se aplican al personal de conservación. El control del acceso, generalmente, se logra con cierres perimetrales y puede complementarse con la programación del riego para que se realice por la noche.

Un acceso no estará restringido si puede darse con portabilidad contacto directo o indirecto con la fuente de agua aprovechada. La mediana de la autopista se considera una zona no restringida.

Las barreras sanitarias deberían reforzarse con una correcta señalización en el punto de uso para disuadir la entrada del público e informar adecuadamente del origen del agua. Es importante que las barreras sean visualmente inspeccionadas y documentadas.

Los sistemas de control de riego también pueden incluir anemómetros, que monitorean la dirección y la velocidad del viento, para activar un corte del sistema de riego en condiciones de viento fuerte donde es probable que haya una deriva excesiva de la pulverización.

Rendimientos de la Cadena de Tratamiento

La tabla 23-14 presenta los criterios de tratamiento de las escorrentías pluviales recomendados para los usos que requieren mayor calidad y que son aquellos relacionados con el riego de espacios públicos dentro de la infraestructura viaria sin restricción de accesos.

Tabla 23-14. Criterios de tratamiento de las aguas pluviales para el riego de espacios públicos abiertos (sin control de acceso) par gestión de los riegos sanitarios (Fuente: NRMMC-EPHC-AHMC, 2009)

Parámetro	Criterios de tratamiento de las aguas pluviales
Desinfección	• >1,5 log (96%) reducción de virus y bacterias • >0,8 log (82%) reducción de parásitos protozoarios • *E.coli* <10 unidades formadas de colonias (CFU)/100mL (mediana)
Turbidez	• <25 unidades nefelométricas de turbidez (NTU) (mediana) • 100 NTU (95th percentil) Siempre que el sistema de desinfección esté diseñado para dicha calidad de agua y que, durante su funcionamiento, pueda mantener una dosis eficaz consumiendo toda la demanda de desinfectante (sin generar desinfectante residual) y/o proporcione una dosis UV adecuada incluso en presencia de una turbidez elevada y de materiales absorbentes de UV.
Hierro	• <9,6 mg/L^{b} (mediana)

Los criterios de la tabla 23-14 aplican cuando no se ha realizado un plan de gestión de riesgos específico sobre la calidad de las escorrentías pluviales del proyecto. Cuando se haya llevado a cabo una evaluación de riesgos especifica, podrán usarse medidas

alternativas de gestión de riesgos (por ejemplo, podrán aplicarse criterios de tratamiento de la escorrentía de menor exigencia cuando el rastreo de fuentes microbiológicas no haya encontrado fuentes insignificantes de patógenos en la cuenca).

Las reducciones logarítmicas indicadas proporcionan los criterios de diseño para el sistema de desinfección. Los proveedores de este tipo de sistemas, que generalmente han probado y validado las reducciones logarítmicas conseguidas por sus productos.

Los rendimientos de desinfección y turbidez son menos estrictos que los aplicables a las aguas regeneradas en la normativa nacional. La razón de ello es que los índices microbiológicos fecales y de otros patógenos en las aguas pluviales suelen ser inferiores al 1% de los que se encuentran en las aguas residuales. Esta diferencia se basa en el ratio de la mediana de *E.coli* en las concentraciones del Anexo 2 y las habituales en las aguas residuales.

Generalmente un tratamiento menos riguroso y/o un control de la exposición, mediante barreras sanitarias, conseguirán el mismo grado de gestión de los riesgos para la salud. Las reducciones logarítmicas requeridas para el aprovechamiento de las aguas pluviales son aproximadamente de 2,5 a 4 (log10) menores que para las aguas regeneradas en el mismo uso, en consecuencia, las barreras sanitarias y los requisitos de tratamiento son menores.

Por lo general, los niveles de bacterias se reducen más fácilmente que los de virus o protozoos. Por lo tanto, un sistema de desinfección diseñado para lograr una reducción de 1,5 log de virus, parásitos protozoos y bacterias conseguirá normalmente una mayor reducción de bacterias.

23.5.3.5 Determinación del Volumen para el Aprovechamiento

El volumen de almacenamiento depende de la finalidad prevista. Si se utiliza para la cumplir con la detracción mínima de 5mm de la MM6, el objetivo es dimensionar el depósito para que esté vacío antes de la siguiente lluvia. Si se va a utilizar para una aplicación específica (p. ej., riego, descarga de inodoros, limpieza de medianas, etc.), será necesario prever una capacidad suficiente para superar los periodos de escasez de precipitaciones.

En el caso del aprovechamiento directo de agua de lluvia captada por tejados o cubiertas, la norma UNE-EN-16941-1:2019 describe dos métodos para estimar la demanda y producción: básico (proyectos menores y con demanda regular) y detallado (proyectos mayores o complejos y/o con demanda irregular en el tiempo).

El método más simple de comprobar el volumen del depósito para abastecer la demanda anual es usar datos de precipitación mensual y asumir que al inicio de los meses más lluvioso el depósito está vacío. Para el cálculo se considerará la siguiente fórmula para cada mes del año:

$$Vt = V_{t-1} + (Vep - D)$$

Donde:

Vt= Volumen en el depósito a final de mes (m3)
V_{t-1}= Volumen remanente en el depósito del mes anterior (m3)
Vep = Volumen de escorrentía pluvial (m3)
D = Demanda (m3)

Si tras un mes Vt excede el volumen del depósito, la escorrentía alcanzará el elemento de rebose y Vt será igual a la capacidad máxima. Si el valor de Vt es negativo la demanda será mayor que la producción. Si la demanda debe garantizarse con el sistema de aprovechamiento se requerirá agua de reserva. No debe producirse conexión cruzada de la red del sistema de aprovechamiento de agua no potable con agua de red potable.

Si no existe una demanda regular y/o se requiere un volumen de demanda de forma poco frecuente el proyectista deberá considerar en el diseño la estacionalidad de la demanda.

La evaluación detallada del sistema de aprovechamiento requiere una modelización con una serie histórica de precipitaciones reales y de los patrones de la demanda. Esto permitirá estimar con mayor precisión el patrón de las demandas, la variabilidad de la producción, los reboses y los periodos de escasez. En la mayoría de los casos un método simplificado será suficiente.

La capacidad de producción de escorrentía de una carretera en Bizkaia se estima en aproximadamente 500l/m2/año, 40l/m2/mes o 6.000 m3/ km calzada/año. Este valor contempla la eficiencia de las superficies, las lluvias muy pequeñas que no generan escorrentía y el incremento de pérdidas de escorrentía que generarán las técnicas SuDS de filtración empleadas para tratar la escorrentía antes de su captación.

Demandas

La demanda para usos externos en las infraestructuras puede ser muy variable y estacional. Cada caso o proyecto exigirá un estudio específico, cuya profusión dependerá de la magnitud y complejidad del caso. El proyectista deberá dotarse de información que permite cuantificar la demanda para la utilización de la escorrentía viaria tratada.

El proyectista justificará adecuadamente la evaluación de las necesidades hídricas, incluyendo en el proyecto el volumen máximo anual y mensual aprovechado y el caudal máximo instantáneo, y en su caso, el periodo de utilización cuando está se haga en jornadas restringidas.

Los depósitos o volúmenes para el aprovechamiento de agua pluvial a instalar entre o dentro de las técnicas SuDS y la red de distribución deberán tener capacidad para atender la dotación anual obtenida según este apartado para los usos especificados en la tabla 23-6.

Se podrá considerar como dotación de cálculo la que se defina en la legislación vigente. El Plan Hidrológico de la Demarcación Hidrográfica del Cantábrico Oriental, aprobado mediante RD35/2023, hace referencia dentro de su “Sección II-Dotaciones de agua” a una dotación para distintos usos e incluye valores dotaciones de agua según uso en su Apéndice 6.

Como referencia de diseño y cálculo, y a título orientativo, podrá considerarse la dotación anual de 4.000 m3/ha/año para usos de conservación, mantenimiento y construcción, y de 2.000 m3/ha/año para riego, equivalente a una dotación de 1,3 l/m²·día considerando 150 días de riego al año.

A continuación, se establece algunos parámetros de referencia para las demandas de una infraestructura viaria tanto en fase de conservación como de construcción:

- Limpieza de medianas: 10-20 m^3/km calzado/año
- Mejora CRT: 200-300 m^3/km calzada
- Limpieza túneles: 5-10 l/m^2 pared
- Supresión polvo (fase construcción): 2-4l/m^2/día
- Puesta en obra capas de firme 0,5-0,81 m^3/m2
- Producción Hormigón preparado, prefabricados y morteros: 0,2-0,8 m^3/ton
- Riego: 1,3 l/m^2 día

Durante la fase de conservación de la carretera el consumo de agua evaluado en el análisis ambiental del ciclo de vida de los distintos tipos de firme para un periodo de 30 años varía entre 63 m^3 agua/m^2 para un firme T2 a 106 m^3 agua/m^2 para un firme T00 (Moral, 2017).

23.5.3.6 Diseño para Transporte

Los sistemas de aprovechamiento no contribuyen al control hidráulico de precipitaciones extremas. Se deberá proveer a todos los almacenamientos en línea con el sistema de drenaje elementos de rebose adecuados para la misma capacidad hidráulica que la red. Se deberá evaluar y diseñar convenientemente el punto de descarga (ver Capítulo 25).

Cuando se usen sistemas de infiltración para promover la recarga del subsuelo, o sistemas subsuperficiales que capturen y almacenen el agua pluvial bajo zonas verdes para su riego subsuperficial por capilaridad, se deberán diseñar las correspondientes arquetas de reparto y elementos de rebose y comprobar la línea de energía aguas arriba de los sistemas para los caudales máximos esperados.

23.5.4 Diseño de Elementos Específicos

23.5.4.1 Tratamiento

Reducciones de patógenos en técnicas SuDS

El sistema de aprovechamiento de las escorrentías pluviales contendrá uno o más componentes de tratamiento de la escorrentia para cumplir las calidades del uso final. En función de la ubicación del proceso de tratamiento con respecto al almacenamiento se distinguen:

- Tratamiento previo o en el almacenamiento o. Se realiza con las técnicas descritas en la sección E de este Manual y sus objetivos de eliminación son los

definidos en la MM5. Estos tratamientos están marcados por los umbrales de cada ADD.

- Tratamiento posterior al almacenamiento, se refiere al tratamiento posterior al almacenamiento y previo al punto de uso. aguas abajo del volumen de almacenamiento primario.

Respecto a las técnicas SuDS que podrían aplicarse a un sistema de aprovechamiento sus rendimientos de patógenos y turbidez y los valores medios en el efluente se muestran en las tablas 23-15 y 23-16.

En líneas generales los estudios sobre reducciones de patógenos muestran que la mayor retención de patógenos se consigue en los humedales de aguas pluviales y estanques de retención.

Tabla 23-15. Reducción de patógenos basada en comparación de la concentración mediana de las concentraciones medias de suceso de afluente y efluente

Técnica	Turbidez (%)	C. fecales (Log_{10})	*E.coli* (Log_{10})	Enterococos (Log_{10})	*Campylobacter* (Log_{10})
Balsa de detención	53	0,54	0,26	-	-
Estanque de retención	83	0,40	0,76	0,58	-
Franja filtrante	58	-0,37	-	-	-
Cuneta vegetada	-	-0,02	-0,07	-	-
Filtro arena	81	0,30	0,43	-	-
Humedal	85	1,27	0,85	0,63	0.29
Biorretención	61	2,26	0,24	0,43	0.94
Sistemas patentados					
Separadores hidrodinámicos	20	0,21-0,77	0,3	-	-
Filtros compactos	69	0,5-0,9	0,3	-	0,21-0,77

Ninguna técnica SuDS alcanza de forma consistente y repetida una concentración media en el efluente por debajo de 100ufc/100 ml para *E.coli* y de 35 ufc/100 ml de Enterococos. Las zonas de biorretención permiten alcanzar valores iguales o inferiores a 200 ufc/100 ml. Las técnicas fluyentes como cunetas vegetadas, separadores hidrodinámicos y franjas filtrantes suelen presentar rendimientos bajos o negativos.
Un humedal o estanque de retención diseñado para cumplir con las MM puede proporcionar una reducción logarítmica de 0.5-1.0 (68-90%). La eliminación esperada para *Camylobacter*, *Cryptosporidium* y otros virus se estima inferior a 0,5 log.

Dada la elevada incertidumbre en los datos disponibles respecto a la reducción de patógenos en técnicas SuDS un enfoque conservador será asumir que las técnicas SuDS no reducen los niveles para los patógenos de referencia. El proyectista en base a la evaluación de riesgos y la aplicación podrá utilizar los valores de reducción indicados en la tabla 23-17 para cumplir los requisitos de la cadena de tratamiento.

Tabla 23-16. Concentración de indicadores fecales (ufc/100 mL) observada en el efluente de las técnicas SUDS

Técnica	C. fecales		*E.coli*		Enterococos		*Campylobacter*	
	Mediana	P75	Mediana	P75	Mediana	P75	Mediana	P75
Balsa de detención	700	8.620	500	2.800	-	-	-	-
Estanque de retención	2.200	15.000	708	8.980	870	10.500	-	-
Franja filtrante	19.100	163.000	-	-	-	-	-	-
Cuneta vegetada	4.350	16.800	4.100	10.000	-	-	-	-
Filtro de arena	457	5.140	214	36.700	-	-	-	-
Humedal	800	7.490	884	3.360	410	2.100	61	926
Biorretención	180	2.480	158	863	218	2.190	0,14	0,27
Sistemas patentados								
Separadores hidrodinámicos	3.000	11.500	1.700	5.800	3.650	8.980	-	-

Reducciones de patógenos en sistemas de desinfección

El condicionante esencial del tratamiento para determinadas calidades es por tanto el nivel de desinfección. La carga microbiológica deberá ser reducida hasta valores admisibles que aseguren la calidad sanitaria del agua producto, y su compatibilidad con el uso al que vaya a destinarse.

Para la mayoría los proyectos de carreteras el tratamiento más adecuado será el cumplimiento con la eliminación de sedimentos (junto con la turbidez asociada), y preferiblemente de metales disueltos, sucedido por la desinfección. La desinfección ultravioleta (UV) es la técnica de desinfección más práctica y comúnmente utilizada para lograr las reducciones de patógenos requeridas.

Tabla 23-17. Reducciones logarítmicas orientativas de patógenos de referencia en aguas residuales tras diferentes tratamientos

Tratamiento	Reducciones logarítmicas orientativas		
	Virus (incluidos los viriones del rotavirus)	Protozoos (incluidos los ooquistes de *Cryptosporidium*)	Patógenos bacterianos (incluidas las células de *Campylobacter*)
Filtración dual de fondo con coagulación	0.5 - 3.0	1.5 - 2.5	0 - 1.0
Filtración por membrana	2.5 - >6.0	>6.0	3.5 - >6.0
Ósmosis inversa	>6.0	>6.0	>6.0
Cloración	1.0 - 3.0	0 - 0.5	2.0 - 6.0
Ozonización	3.0 - 6.0	-	2.0 - 6.0
Luz ultravioleta	>1.0 adenovirus >3.0 enterovirus, rotavirus	>3.0	2.0 - 4.0 *Campylobacter* 3.0 - 4.0

Niveles elevados de turbidez pueden reducir la eficacia de la desinfección; sin embargo, los menores rendimientos requeridos para eliminar patógenos en las escorrentías permiten que generalmente la turbidez no afecte tanto al sistema de desinfección.

La tabla 23-17 muestra los rendimientos logarítmicos que pueden esperarse para varias técnicas, comunes en los tratamientos de regeneración, para las escorrentías pluviales. El proyectista deberá validar y comprobar estos datos con los proveedores de equipos para la aplicación especifica y las condiciones de operación.

La filtración seguida de una cloración razonable puede no lograr la reducción requerida de ooquistes de *Cryptosporidium* para el riego de zonas públicas. El tratamiento con ozono es relativamente caro, y la filtración profunda es poco probable que logre las reducciones de patógenos necesarias para el riego en zonas públicas. Los niveles practicables de desinfección UV son eficaces contra protozoos, mientras que la desinfección con cloro no lo es.

Las siguientes recomendaciones resumen los enfoques para la desinfección de las escorrentías pluviales para el riego sin restricciones o los proyectos con mayores riesgos sanitarios:

- Aguas pluviales tratadas con turbidez 0-2 NTU, con puntas ocasionales esporádicas (turbidez <5 NTU) pueden desinfectarse mediante procesos normalizados y validados. La instalación de procesos normalizados que hayan sido validados previamente (aplicaciones similares) para la desinfección de aguas de calidad similar, puede obviar la necesidad de pruebas de validación *in situ*. Se requieren pruebas de verificación continuas durante el funcionamiento (control semanal de *E.coli*).

- Aguas pluviales tratadas con turbidez elevada, normalmente por debajo de 25 NTU, con puntas ocasionales esporádicas de hasta 100 NTU, siempre que el sistema de desinfección pueda responder aumentando la dosis para compensar la absorbancia y la dispersión (en el caso de los rayos UV), y el agotamiento (en el caso de un oxidante, como el cloro). Las aguas pluviales también pueden desinfectarse si se han tamizado, filtrado o retenido en estanques y humedales para eliminar las partículas fecales de mayor tamaño. La prueba real de la capacidad de tratamiento debe obtenerse mediante la validación *in situ* del proceso durante la fase de puesta en marcha y confirmarse mediante una verificación continua.

Todos los sistemas de desinfección deben estar automatizados y diseñados para operar de forma automática y en continúo indicando la dosis de desinfectante en el proceso. La producción de agua debe pararse automáticamente si la desinfección no es eficaz.

23.5.4.2 Almacenamiento

La función principal del almacenamiento es equilibrar la producción y la demanda para lograr la fiabilidad deseada del suministro. La mayoría de los almacenamientos en la infraestructura viaria incluyen almacenamientos superficiales, en estanques u otras técnicas SuDS, o subterráneos en depósitos.

Los almacenamientos y sus tipologías presentan distintas ventajas y limitaciones que deben ser consideradas durante las fases de planificación y diseño, ver tabla 23-18.

Tabla 23-18. Potenciales ventajas y desventajas de las tipologías de almacenamiento de aguas pluviales tratadas

Tipología	Ventajas	Desventajas
Estanques/Balsas	Bajo coste de inversión y mantenimiento	Seguridad para el público. Potencial de reproducción de mosquitos. Crecimientos algas y fitoplancton. Mayor potencial de eutrofización. Impacto estético con niveles de agua fluctuantes.
Depósito superficial	Costes moderados de inversión y mantenimiento. Sin problemas de seguridad para el público. Sin problemas de algas.	Impactos estéticos. Posibles olores. Perdida de cloro residual.
Depósito soterrado	Sin problemas de estética visual. Sin problemas de seguridad para el público. Sin problemas de algas.	Mayor coste de inversión. Mayores costes de mantenimiento. Menor oxigenación.

Estanques o balsas

El volumen de almacenamiento proyectado para una técnica SuDS requiere integrar un volumen para la conservación del recurso para su aprovechamiento y un volumen para el cumplimiento de las MM 5 y 6. Generalmente el primer volumen de conservación para su se descarga a un caudal predeterminado mediante elementos de regulación. La parte inferior del depósito es el volumen destinado al aprovechamiento o conservación del recurso.

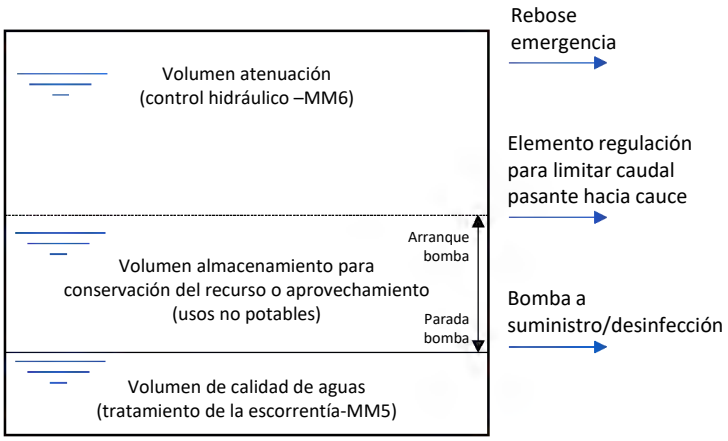


Figura 23-7. Integración de volúmenes para aprovechamiento, control hidráulico y tratamiento de las aguas pluviales conforme a las MM

Todos los volúmenes de almacenamiento deben diseñarse para prevenir el deterioro del agua que almacenan evitando los cambios químicos, físicos o biológicos perjudiciales para la salud humana o medio ambiente. Para ello, se tendrán en cuenta los siguientes criterios de diseño en las técnicas SuDS que incorporen el aprovechamiento de las escorrentías:

- Los estanques de retención y humedales de aguas pluviales requieren una lámina de agua permanente para proporcionar tratamiento. Los volúmenes de almacenamiento para aprovechamiento generalmente deben estar por encima de la elevación de volumen de calidad para que la extracción no interfiera con el tratamiento.

- En caso de balsas sin lámina de agua permanente la profundidad debe incluir al menos 200 mm adicionales al volumen de aprovechamiento para la acumulación de sedimentos.

- La balsa o estanque en paralelo deberá incorporar un volumen suficiente para cubrir la demanda máxima durante 48 horas para permitir homogenizar y niveles concentraciones en el agua. En instalaciones en línea el volumen permanente destinado a la calidad contendrá 1,2xVCA para garantizar este tiempo de homogenización.

- Las balsas y estanque se diseñarán geométrica y estructuralmente conforme a los capítulos 18 y 20. El volumen se excavará para conseguir la máxima compensación posible entre desmonte y terraplén.

- Un humedal de aguas pluviales y un estanque de retención diseñados conforme a este Manual para el tratamiento de la escorrentia pueden alcanzar una reducción logarítmica de *E.coli* de 0,5-1 (68-90%).

- La toma de agua para el volumen de aprovechamiento en la técnica SuDS se realizará mediante un elemento de desagüe conectado a la obra de salida o hacia una cámara de bombeo independiente. La configuración más habitual será la de un tubo invertido con orificios o vertedero lateral con una chapa deflectora.

- Para minimizar el riesgo de proliferación de algas en almacenamientos abiertos, los tiempos de retención, no excederán, los indicados en la tabla siguiente a las temperaturas del agua indicadas.

Tabla 23-19. Tiempos de retención en almacenamientos abiertos para reducir el riesgo de floración de algas (fuente: Melbourne Water, 2005)

Tiempo de retención (días)	Temperatura diaria media del agua (ºC)
50	15
30	20
20	25

- Los almacenamientos abiertos pueden atraer aves acuáticas, que aportan materia fecal, y pueden aumentar los riesgos para la salud pública en usos no

restringidos. Para evitar aves acuáticas, el almacenamiento debe diseñarse con pendientes laterales relativamente empinadas y sin macrófitas en las márgenes. Este almacenamiento, también, debe tener un cerramiento para la seguridad del público y para evitar la entrada de fauna (ver Capítulo 20).

Depósitos

Los depósitos pueden usarse como elementos de almacenamiento para posterior uso del agua. Deberán cumplir con lo especificado al respecto por la norma UNE-EN 1508:1999 y UNE-EN 805:2000. El proyectista puede consultar lo expuesto en la Guía técnica sobre depósitos para abastecimiento de agua potable (CEDEX).

Cuando se requiera garantía en el suministro se realizará una toma directa de la red de abastecimiento de agua para consumo humano al depósito. Dicha toma deberá estar situada de tal forma que se evite el posible contacto entre ambas aguas, efectuándose siempre por encima del máximo nivel del depósito (por encima de los aliviaderos), y dispondrá de la correspondiente válvula antirretorno. La acometida de agua para consumo humano se dimensionará de tal manera que se produzca el llenado del depósito en 48 h. Cumplirá con lo especificado en la norma UNE-EN 1717.

En el diseño del depósito se tendrán en cuenta los siguientes criterios:

- El depósito estará cubierto o dispondrá de una lámina sobre cubierta.

- Los materiales de construcción de todas las superficies en contacto con el agua cumplirán los requerimientos necesarios para evitar el deterioro del agua aprovechada. Las superficies interiores deberán lisas y libres de poros para facilitar su mantenimiento.

- La embocadura de las tuberías de entrada y salida deben estar alejadas para promover la recirculación. Se dispondrá de pantallas o tabiques intermedios para obligar al agua a seguir un camino sinuoso entre la toma y la salida.

- El agua debe entrar desde la parte inferior del depósito y en sentido ascendente, para evitar remover los sedimentos que pudiera contener. Se debe diseñar para evitar la turbulencia del agua.

- Se reducirán al mínimo las zonas estancadas, mediante el adecuado diseño de los compartimentos de agua y de las tuberías de entrada y salida. A este respecto, la embocadura de las tuberías de entrada y salida deben estar alejadas dentro del depósito para forzar la circulación del agua dentro del mismo.

- Se establecerán sistemas de recirculación de agua mediante la instalación de bombas, bien en seco o bien sumergibles, así como de agitadores, que favorezcan la circulación dentro del depósito cuando la capacidad de agua producida supere los 5.000 m3.

- En la salida de agua se instalará un sifón de protección, para evitar la posible contaminación de esta por insectos u otros pequeños animales que pudieran mermar la calidad del agua.

- La toma de agua del depósito se utilizará un punto de succión tipo skimmer flotante que aspire el agua desde la superficie mediante la bomba de impulsión.

- Incorporaran registros para su ventilación con orificios protegidos mediante rejas, lamas o caperuzas fijas que dificulten la introducción de sustancias o animales en el interior del depósito. Los orificios no permitirán la entrada de radiación solar al vaso del depósito.

- El compartimiento de salida o la impulsión dispondrá de un elemento que permita la extracción de muestras para el análisis de la calidad del agua.

- El acceso a las distintas zonas del depósito (compartimentos, cámara de llaves, etc.) será de tal forma que garantice la seguridad del personal y facilite la explotación. Las aperturas se dimensionarán para permitir el acceso a materiales y equipo necesario de limpieza, mantenimiento y reparación. Los accesos al interior dispondrán de puertas o tapas con cerradura.

- El llenado y vaciado se realizará normalmente mediante una impulsión y dispondrá en todo caso de mecanismos de regulación del llenado, generalmente válvulas de flotador o válvulas de altitud.

- El fondo del depósito incluirá pendientes longitudinales hacia el punto de bombeo o salida del agua.

- Tendrá que garantizarse el desagüe, bien situando la solera del depósito a cota superior a la del punto de salida o mediante bombeo cuando el desagüe no pueda realizarse por gravedad.

- Existirá un vertedero de emergencia que evite el rebose en caso de fallo en los mecanismos de regulación del llenado y que deberá tener capacidad para evacuar el máximo caudal entrante.

- Si el depósito no fuese continuo las juntas de unión entre elementos deberán asegurar la estanqueidad y las posibles dilataciones y retracciones del material.

- Se instalarán dispositivos medidores de volumen (contadores) o de caudal (caudalímetros) para el registro de los caudales de entrada y salida, así como dispositivos eléctricos de control del nivel del agua.

- Todos los depósitos deben colocarse sobre una cama de apoyo diseñado para soportar las cargas aplicadas. En instalaciones soterradas con presencia de nivel freático deberá lastrarse o anclarse el depósito para evitar la subpresión y sus efectos cuando esté vacío.

- Los depósitos deberán ir provistos con los siguientes elementos auxiliares: Pates de acceso o escaleras, barandillas, rejillas tramex y elemento de izado (polipasto o puente grúa) con salida al exterior de la cámara.

23.5.4.3 Componentes de la Red de Distribución

Las redes de distribución pueden ser sin garantía de suministro, el suministro se limita a la disponibilidad de agua de lluvia en el depósito, o con garantía de suministro, independientemente de que pueda agotarse el agua pluvial.

Bombas

En caso de que la red de reutilización trabaje en impulsión, será necesario disponer de una estación de bombeo cuyo diseño deberá observar las siguientes recomendaciones:

- La estructura de las estaciones de bombeo será preferiblemente de hormigón armado. Las dimensiones y geometría exacta de cada compartimiento de la estación de bombeo variarán en cada caso particular en función del número de bombas a instalar, de la profundidad del depósito o de la disposición de las conducciones de entrada y salida.

- Independientemente de la geometría de la estación de bombeo, todos los compartimentos que la integren deberán ser accesibles debiendo tener capacidad para poder extraer o introducir los equipos instalados en caso de avería o sustitución.

- La instalación de las bombas y los diferentes elementos de los colectores, se seguirán las recomendaciones facilitadas por los fabricantes, especialmente las relativas a las distancias que deben cumplir elementos como codos, derivaciones, etc., que puedan provocar perturbaciones en el bombeo.

- Las bombas de las estaciones de bombeo de agua para aprovechamiento instaladas en seco serán accionadas con un control de nivel integrado en la obra de salida de la técnica SuDS, Podrán ser centrífugas o de hélice e instalarse preferentemente en posición horizontal.

- Podrán instalarse sobre propia obra de salida de la técnica SuDS en vertical sumergidas en un arenero. Los niveles de arranque estarán por debajo del primer orificio de regulación interno en la obra de salida, generalmente asociado a 4,5L/s/ha.

- Cuando se usen bombas en el interior de humedales y estanques se proveerán filtros y protecciones para evitar que la fauna de la técnica pueda ser aspirada por el equipo.

- Los accesos deberán ser amplios para facilitar las operaciones de entrada y salida de los equipos que integran la estación de bombeo. Previo a la cámara de bombeo se instalará una arqueta con una válvula de compuerta que permita el cierre completo de la instalación.

- El número mínimo de bombas a instalar será de dos cuando deba garantizarse el suministro ininterrumpido, dejando siempre, al menos, una de ellas de reserva. Todas ellas (incluida la de reserva) estarán instaladas y conectadas de manera adecuada para que puedan utilizarse cuando se requieran. El dimensionamiento de los transformadores se realizará para todos los equipos instalados, incluso los de reserva.

- Para la elección de la bomba se tomará como referencia el estudio de los caudales demandados a largo plazo para el uso definido, de tal forma que se plantearán distintos escenarios a satisfacer por el grupo de bombeo instalado, dimensionándolas de tal forma que puedan suministrar todo el rango previsto con las presiones adecuadas, buscando en cada caso la mejor estrategia desde un punto de vista de funcionamiento y económico.

- Se estudiará la programación de las bombas en función del caudal y el rendimiento para que el consumo energético sea el menor posible. Además, deberán garantizar una presión mínima en los puntos más desfavorables de cada uno de los sectores abastecidos.

- La documentación de la bomba deberá incluir como mínimo: norma y clase de tolerancia, las curvas características (caudal-altura), momento de inercia J, curva par-velocidad a válvula abierta y cerrada, medida del NPSH, medida de vibraciones con el rango de alarma y disparo recomendada por el fabricante y tensión, intensidad, potencia y velocidad de funcionamiento de la bomba.

- Para el arranque de las bombas en cualquier rango de potencias, se emplearán variadores de frecuencia, programando la secuencia de arranque y parada, limitando el funcionamiento dentro de curva.

- Las bombas se montarán sobre una base soporte. Las bombas deberán cumplir con la normativa de seguridad vigente en España para aparatos instalados en locales húmedos y con las siguientes Directivas Europeas y Normas correspondientes.

- Los motores deberán ser de la clase de eficiencia energética IE3, tal como está definida en la UNE-EN 60034-30.

- La protección del motor de la bomba será, al menos, del grado IP64 y el aislamiento de la Clase F. El cableado de las bombas deberá contar con las protecciones necesarias, así como disponerse alojado en el interior de un tubo cuando atraviese los muros de la estructura.

- Las bombas estarán unidas directamente mediante bridas al tubo de impulsión y, en su caso, al de aspiración.

- En el colector de impulsión se insertará entre bridas un caudalímetro electromagnético y su correspondiente carrete telescópico de desmontaje, ambos de igual diámetro que el del colector. Se situarán en el último tramo del colector, en el interior de la caseta y con una válvula de corte manual que permita aislarlo de red.

Elementos hidráulicos de maniobra y control

Las redes de agua aprovechada deberán ir equipadas con las necesarias válvulas de seccionamiento (compuerta y mariposa), aeración, control y seguridad que permitan optimizar la explotación de la red.

Los elementos hidráulicos de maniobra y control de una red de abastecimiento se pueden dividir, según su función, en los siguientes tipos:

- Válvulas de seccionamiento. Cierra el paso de agua, su funcionamiento será de partura o cierre total. Pueden ser de compuerta o mariposa.

- Válvulas de aeración. Ubicadas en los puntos altos su función es evacuar el aire o introducirlo para evitar la depresión o vacío.

- Válvulas de control y seguridad. Evita o reduce las sobrevelocidades, sobrepresiones o roturas. Protegen las instalaciones e impiden la inversión de la dirección del flujo.

- Caudalímetros. Sistemas electrónicos capaces de medir caudal de agua en tuberías con presión.

Los elementos de maniobra y control o válvulas deberán cumplir con los requisitos de diseño y funcionamiento, así como los métodos de evaluación de la conformidad, especificados para las mismas por las normas UNE-EN 736 y UNE-EN 1074.

Todos los materiales del correspondiente proyecto deberán especificar la normativa de aplicación. Los materiales de los distintos elementos constituyentes de las válvulas deberán ser resistentes a las características de las escorrentías viarias.

La tubería de entrada dispondrá de los siguientes equipos:

- Válvulas de seccionamiento (en el tramo común de la tubería y en las posibles bifurcaciones que vayan a cada uno de los compartimentos del depósito).

- Una válvula de llenado en cada ramal.

- Un filtro en cada ramal previo a la válvula de llenado.

Para el llenado de la conducción se dispondrán mecanismos de regulación, en general, válvulas de llenado tipo flotador o de altura.

Se dispondrá una tubería para la salida del agua en cada uno de los compartimentos del depósito, las cuales se unirán en la cámara de válvulas en una única. Se dispondrán los siguientes equipos:

- Un filtro colador o tamiz al inicio de cada uno de los ramales.

- Un tomamuestras en el ramal común.

- Válvulas de seccionamiento (en lo ramales procedentes de cada uno de los compartimentos y en el tramo común de la tubería).

- Un contador o caudalímetro en el ramal común.

- Una válvula de aeración a la salida del depósito.

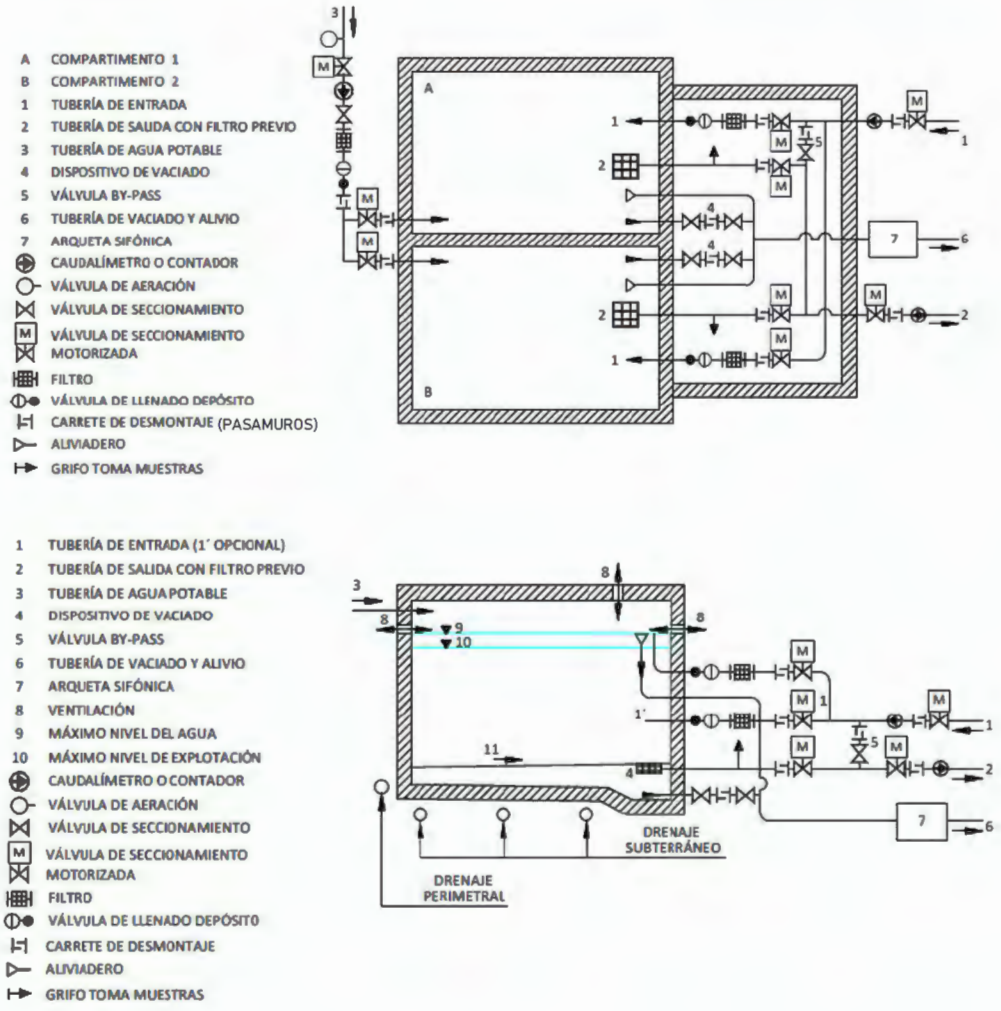


Figura 23-8. Esquema ilustrativo de sección en planta y alzado de un depósito de aprovechamiento con sus elementos (Fuente CYII)

Prevención frente a episodios de reflujo

Existe el riesgo de que las aguas pluviales tratadas de un sistema de distribución por tuberías se confundan con agua de la red de potables, con la posibilidad de una conexión cruzada accidental. Esto es particularmente importante para sistemas que usan agua potable como suministro suplementario. Para minimizar estos riesgos, el sistema de distribución debe diseñarse teniendo en cuenta que:

- No hay conexión cruzada del sistema de distribución de aguas pluviales con el sistema de agua potable.

- Cuando se utilice agua potable como agua de reposición, se debe instalar un dispositivo de prevención de reflujo en el suministro de agua potable antes de que entre en el sistema de utilización de aguas pluviales. También, siempre que sea posible, el sistema de distribución de aguas pluviales debe operar a una presión más baja que el sistema de agua potable.

- Las tuberías subterráneas y sobre el suelo en un sistema de distribución de aguas pluviales tratadas deben tener una identificación/código propio de color. Se debe instalar una cinta de identificación en la parte superior de las tuberías subterráneas que advierta que la tubería contiene agua que no es apta para beber.

- Se deben instalar letreros que digan, por ejemplo, "Agua no apta para beber". El letrero también podría incluir símbolos relevantes que indiquen que el suministro no es para beber.

La UNE-EN 1717: 2001, Protección contra la contaminación del agua potable en las instalaciones de aguas y requisitos generales de los dispositivos para evitar la contaminación por reflujo, deberá considerarse en caso de tener que instalar un sistema de entrada de agua de la red en el depósito de aprovechamiento para garantizar el suministro.

23.5.4.4 Identificación de Componentes

El color que identifica las infraestructuras de tratamiento, almacenamiento y distribución del agua regenerada es el violeta (PANTONE 2577U o RAL 4001). El agua pluvial aprovechada seguirá la misma identificación.

El usuario del agua deberá identificar con violeta las infraestructuras de canalización, las tapas de arqueta, las bocas de riego, aspersores, valvulería y otros elementos del sistema de riego para que sean debidamente identificadas. Las canalizaciones se pintarán de violeta en toda su longitud.

Además, el público y los usuarios serán informados mediante carteles indicativos de que se está utilizando agua pluvial no potable para el uso correspondiente. Para ello se colocarán las señales en lugares fácilmente visibles en todos los casos, de conformidad a lo previsto en el Real Decreto 485/1997, de 14 de abril, sobre disposiciones mínimas en materia de señalización de seguridad y salud en el trabajo. Tanto las canalizaciones como todos los elementos del sistema de riego deberán estar señalizados con la leyenda “AGUA PLUVIAL NO POTABLE”. También puede consultarse el apartado 4.2.7.2 de la guia de aplicación del RD1620/2007.

Cuando se informe de la prohibición de beber el agua se utilizará la señal de prohibición de forma redonda que corresponde a “Agua no potable” recogida en el Anexo III: Señales en forma de panel del Real Decreto 485/1994.

Si se opera un sistema de aprovechamiento en una propiedad privada y no hay acceso del público de forma regular, se debe instalar señalización adecuada para los trabajadores del sitio y cualquier visitante ocasional. Es posible que se necesiten otros requisitos especiales de señalización en algunas circunstancias.

23.6 REQUERIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

Los planos de instalación de los elementos del sistema de aprovechamiento del proyecto incluirán cualquier requisito estructural, de materiales o de instalación e indicarán claramente la siguiente información:

- Todas las dimensiones verticales y horizontales apropiadas referenciadas con cotas de proyecto.
- Las pendientes y cambios de elevación para todas las conducciones.
- Los detalles geométricos de todos los alojamientos (registros y cámaras) necesarios para los elementos hidráulicos de maniobra.
- Esquemas eléctricos de la instalación, simbología acorde a UNE EN 60617.
- Hitos de señalización.

23.6.1 Excavación y Preparación del Terreno

Antes del inicio de los trabajos de instalación de la canalización, se deberá realizar un reconocimiento suficientemente detallado para localizar cualquier tipo de servicio afectado (tuberías, cables u otras construcciones subterráneas).

En general se procurará excavar las zanjas con un talud estable de forma natural siguiendo las recomendaciones de los estudios geotécnicos. Si esto no fuera posible y de dichos estudios geotécnicos se desprendiera que hay riesgo de inestabilidad en las paredes de la zanja, éstas deberán entibarse.

Las zanjas para el alojamiento de la tubería serán lo más rectas posibles tanto en planta como en alzado. La excavación se hará de tal forma que se reduzcan en lo posible las líneas quebradas, procurando tramos de pendiente uniforme de la mayor longitud posible.

Se cuidará que el fondo de la excavación no se esponje o sufra hinchamiento y si ello no fuera posible, se compactará con medios adecuados hasta conseguir su densidad original. Si la capacidad portante del fondo es baja, y como tal se entenderá aquella cuya carga admisible sea inferior a 0,5 kg/cm2, deberá mejorarse el terreno mediante sustitución o modificación.

Las tuberías no podrán instalarse de forma tal que el contacto o apoyo sea puntual o una línea de soporte. No deberán apoyarse directamente en el fondo de la zanja, sino que deberán hacerlo en una cama de apoyo en un ángulo de 60° como mínimo. La cama de apoyo tiene por misión asegurar una distribución uniforme de las presiones exteriores sobre la conducción y garantizar la uniformidad de su pendiente de diseño.

23.6.2 Plan de Control de la Erosión y Sedimentos

La presencia de agua en el interior de las zanjas deberá ser evitada a toda costa, debiendo ser achicada antes de comenzar las tareas de montaje de los tubos y comprobando que los codales de la entibación, caso de ser necesaria, no se hayan relajado.

El agotamiento de las zanjas se realizará conforme al plan de control de la erosión y sedimentos de la MM2. En caso de requerir rebajar el nivel freático en la excavación o

achicar escorrentías acumuladas en la misma estas deberán tratarse previamente a su vertido.

23.6.3 Instalación de Componentes

Las operaciones de transporte, almacenamiento y manipulación de todos los componentes deberán hacerse sin que ninguno de estos elementos sufra golpes o rozaduras, debiendo depositarse en el suelo sin brusquedades y sin dejarlos caer en ningún momento. En el caso de los tubos, debe evitarse que rueden sobre piedras. Cualquier defecto, daño o deterioro detectado en los mismos podrá ser razón suficiente para su rechazo. En este sentido, se prestará especial atención a las tuberías de PRFV.

Red de distribución

El descenso de la tubería se realizará con equipos de elevación adecuados tales como cables, eslingas, balancines y elementos de suspensión que no puedan dañar la conducción ni sus revestimientos. Sólo se podrán realizar de forma manual si la profundidad de la zanja no excede de 1,5 m, los tubos no son demasiado pesados y de diámetro inferior a 300 mm y el borde de la zanja suficientemente estable.

Se adoptarán precauciones para evitar que las tierras puedan penetrar en la tubería por sus extremos libres y se tararán diariamente al finalizar la jornada.

Cada tubo deberá centrarse perfectamente con los adyacentes, con una desviación máxima respecto al trazado en planta y alzado del proyecto de ±10 mm.

Las conducciones podrán reforzarse con recubrimiento de hormigón si tuvieran que soportar cargas superiores a las de diseño de la propia tubería, para recubrimientos inferiores a 1 m, si se prevé que puedan producirse erosiones y descalces, o si se desea añadir peso para evitar su flotabilidad bajo el nivel freático. En estos casos, las características del hormigón y dimensiones de las secciones reforzadas se indicarán en el proyecto correspondiente. Las partes de la tubería correspondientes a las juntas se mantendrán libres, limpias y protegidas.

A una distancia de 0,50 m sobre la generatriz superior de la conducción, se colocará una banda señalizadora de color morado (preferentemente RAL 4001 o PANTONE 2577 U). La banda señalizadora deberá incluir el texto AGUA PLUVIAL NO POTABLE.

Cuando se requiera instalación de automatización y control la instalación del tritubo y cables de comunicación se instalar en una zanja independiente de al menos 25 cm de ancho. Su trazado será paralelo al de la tubería.

Entre la apertura de la zanja, el montaje de la tubería y el posterior relleno parcial deberá transcurrir el menor tiempo posible.

Una vez instalada la tubería se efectuará el relleno y compactado de la zanja por capas con un relleno adecuado (artículo 330 del PG-3) que en general, podrá ser procedente de la excavación de la zanja.

Depósitos

Los depósitos de HA fabricados con elementos prefabricados deberán asegurar la estanquidad del depósito, todas las juntas dispondrán de forma general de bandas de estanquidad.

Éstas serán de materiales plásticos (PVC u otros) con buen comportamiento elástico y admitirán grandes deformaciones. Su diseño deberá dificultar el recorrido del agua produciendo una pérdida de presión hidráulica y un cambio de dirección, mediante salientes en las alas para mejorar la adherencia del hormigón, y absorber movimientos en caso de ser necesario, a través de un bulbo central.

La estanquidad de las juntas depende fundamentalmente de su colocación, de la firmeza con que se hayan atado a las armaduras circundantes y del vibrado del hormigón que las rodea. Para conseguir su continuidad se deberán soldar entre sí tanto las de la losa como las de la unión entre losa y muros. Igualmente se asegurará la correcta elección de los materiales de sellado y la ausencia de desplazamiento durante el hormigonado.

Bombeo

Los equipos de bombeo se montarán sobre una base soporte, pudiendo disponerse de carril guía en caso de bombas sumergibles. La cimentación de la bancada cumplirá al menos con las siguientes características generales:

- Ejecutada independientemente para cada bomba. El largo y ancho debe exceder como mínimo 200 mm de la bancada de la bomba.

- El factor de seguridad a considerar para la carga transmitida al terreno será de 2,5, respecto a la tensión admisible del terreno obtenida del estudio geotécnico correspondiente.

- La cara superior del anclaje debe quedar perfectamente nivelada para la posterior colocación de la bancada (con lechada autonivelante, por ejemplo).

- Para evitar corrosión en la bancada por posibles charcos se dará un suplemento de 5 cm como mínimo de altura respecto solera.

- El macizo se ejecutará solidariamente a la bancada mediante unas varillas o pernos de anclaje con una métrica según fabricante del grupo. Se dejarán las cavidades cuadradas necesarias (de 10-20 cm) debajo de cada taladro de la bancada y con profundidad suficiente. De forma optativa también se puede rellenar los huecos de la bancada con lechada.

Además de las consideraciones indicadas se seguirán las recomendaciones facilitadas por los fabricantes. Se deberá comprobar la alineación de los grupos una vez instalados.

Instalación eléctrica

Todas las instalaciones eléctricas cumplirán la reglamentación oficial vigente y las normas de la compañía suministradora en el momento que se lleve a efecto el montaje.

Se realizará una correcta coordinación de protecciones, la cual estará suficientemente documentada y comprenderá todas y cada una de las protecciones eléctricas en los diferentes niveles de tensión, así como el estudio de la selectividad de las protecciones en los diferentes circuitos.

El tendido de cables, según la parte de instalación a que pertenezcan, podrá realizarse de forma subterránea, sobre bandejas o bajo tubo. Se realizarán canalizaciones independientes por tensiones y dentro de éstas, los conductores tendrán colores diferentes según al tipo de circuito que correspondan (mando, señalización, etc.).

La instalación dispondrá de cajas de registro accesibles, en aleación de aluminio, debidamente dimensionadas para la inspección y manipulación de los cables, siendo sus medidas mínimas de 120 mm x 120 mm x 60 mm.

Estarán dotadas de prensaestopas metálicos para la entrada y salida de cables. Dispondrán de un grado de protección IP67.

23.6.4 Recepción y Control de Calidad

Control de la Calidad de la Instalación

Para la comprobación de trazado y secciones tipo se procederá a la verificación de alineaciones y rasantes para que éstas sean conformes a lo establecido en el proyecto.

Para el control de la instalación de las conducciones y ejecución de uniones, se comprobará que la conducción está convenientemente colocada sobre el lecho de asiento, que no ha sufrido ningún desperfecto durante la manipulación y que las uniones cumplen lo especificado por las normas UNE-EN 681, para el caso de juntas elastoméricas, y UNE-EN 1.092, UNE-EN 1.514, UNE-EN 1.515, UNE-EN 1.591 y UNE-EN 12.560, para uniones con bridas, independientemente de los componentes a unir.

Para las bombas se exigirá la prueba de una bomba de cada tipo, siendo el grado de aceptación de la prueba según la ISO 9906 el 2 para bombas de potencia inferior a 30 kW, y el 1E para bombas de potencia igual o superior a 30 kW.

En los elementos complementarios de la red (pozos de registro, macizos de anclaje, arquetas, cámaras de válvulas, etc.) debe realizarse, en primer lugar, un examen visual, al objeto de comprobar que su aspecto general es satisfactorio. Posteriormente, han de efectuarse las oportunas comprobaciones dimensionales y demás especificaciones que figuren en el proyecto.

Se realizará un ensayo de estanquidad mediante presión hidráulica interior por tramos de la conducción del sistema de aprovechamiento una vez montada.

Se deberán realizar una serie de pruebas de funcionamiento a la finalización de una instalación con automatización entre las que se contemplan:

- Comprobación del cableado del sistema y del direccionamiento de las señales físicas al PLC según el listado de señales de la instalación.

- Comprobación del funcionamiento de máquinas individuales o elementos funcionales como bombas, válvulas, compresores, etc.

- Se probará tanto el funcionamiento automático de la instalación según las lógicas de funcionamiento programadas, como la respuesta del sistema ante situaciones anómalas.

- Pruebas de buses de campo y comunicaciones a nivel local.

- Pruebas de HMI (gestión de usuarios, avisos y alarmas).

Por otra parte, en el caso de que en la red se instalen depósitos, también será necesario realizar el control de calidad específico de este tipo de estructuras, que incluirá al menos los siguientes aspectos:

- Control de movimientos y fisuración.

- Estanquidad y funcionamiento de equipos.

- Limpieza y desinfección del depósito.

Todos ellos se pueden analizar en una prueba consistente en el llenado total de todos los compartimentos que conforman el depósito y la realización de mediciones, tanto en la situación de depósito vacío como en la de depósito lleno. Pese a no existir una normativa española al respecto, se recoge un procedimiento basado en la norma inglesa BS 8007 que puede consultarse en las Prescripciones Técnicas Básicas para un Sistema de Reutilización del Canal de Isabel II.

Estas pruebas deberán documentarse en un documento que será obligatorio para la recepción de la instalación.

Validación del proceso de desinfección

Se establecerá un periodo de validación de tres meses antes de la recepción de la instalación en los cuales el proceso se monitorizará para garantizar la calidad de las aguas producidas.

Durante esta fase las aguas pluviales no se utilizarán para los usos finales previstos, salvo que se implementen de forma rigurosa barreras sanitarias (ver apartado 23.6.2.4) y un conjunto estrictamente controlado y limitado de usos restringidos.

Si el sistema de aprovechamiento incluye tratamientos de desinfección se realizará una validación para confirmar que cumple con los criterios de calidad exigidos. Los indicadores de rendimiento que se monitorizarán durante el funcionamiento rutinario (apartado 23.8) deberán controlarse con mayor frecuencia en este periodo.

Se analizarán al menos 20 muestras de agua tratada para *E.coli*. El muestreo deberá realizarse en distintos días de la semana, a distintas horas del día y, lo que es más importante, en distintas condiciones hidrológicas (lluvias de <2mm, <5mm, <8mm y <12mm). Los resultados deberán demostrar concentraciones medianas de *E.coli* de <10 UFC/100 ml o de la calidad para el uso destinado.

Si no se requiere tratamiento y la gestión del riesgo se basa en restricciones de acceso durante el durante el riego, la eficacia de las restricciones deberá comprobarse inspeccionando el punto de uso.

23.7 CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN

Este apartado indica las actuaciones genéricas a realizar para garantizar el buen funcionamiento de la instalación de aprovechamiento de escorrentías pluviales.

Esta técnica incluye elementos electromecánicos y procedimientos de operación por lo que su conservación y explotación es mucho mayor que el de otras técnicas SuDS cuyas funciones son diferentes.

El mantenimiento regular también es importante para preservar la calidad del agua producida para el uso final, gestionar los riesgos y mantener la eficiencia del sistema de tratamiento.

Los elementos que componen el sistema, depósitos, bombas y dispositivos de tratamiento con un mantenimiento adecuado durarán entre 20 y 50 años. Las causas más frecuentemente de problemas en esta técnica incluyen lo siguiente:

- Acumulación de sedimentos o material orgánico en el depósito por falta de pretratamiento. Especialmente importante en primavera debido al polen.
- Mosquitos o insectos, verificar que todos los venteos y registros tiene mallas antimosquitos.
- Reboses y fugas del depósito por baja demanda.
- Obstrucciones de los elementos de tratamiento.
- Erosión alrededor del punto de descarga del rebosadero.

Durante el primer año de operación se realizarán las siguientes acciones de conservación del sistema al menos dos veces tras precipitaciones de >12 mm:

- Comprobar funcionamiento de todas las partes mecánicas.
- Comprobar niveles de arranque y parada de la bomba.
- Comprobar que no hay obstrucciones en la conducción y los elementos electromecánicos.
- Comprobar que no existen fugas en el depósito y conducciones.
- Comprobar los rendimientos de tratamiento del sistema de desinfección (ver tabla 23-20).

En la siguiente tabla se incluyen varias acciones requeridas para la conservación y explotación del sistema a lo largo de su vida útil.

Tabla 23-20. Necesidades de operación y mantenimiento de un sistema de aprovechamiento in situ de aguas pluviales

Calendario de mantenimiento	Acción requerida	Frecuencia típica
Mantenimiento regular	Revisar las condiciones de la cuenca y el punto de uso (zona de riego y plantas)	Trimestral
	Revisar la zona de riego o supresión del polvo en busca de indicios de erosión, escorrentía o encharcamiento (modificar si procede).	Trimestral
	Comprobar líneas libres de obturaciones y perdidas	Anual
	Comprobar no hay reflujos o conexiones cruzadas (si el sistema tiene garantías de suministro)	Anual
	Revisión sistemática de los riesgos de operación al sistema	Cada 3 años
	Revisar que tapas y registro al depósito están correctamente cerradas	Anual
	Verificar que no hay larvas de mosquito en el agua del tanque	Anual
	Comprobar funcionamiento correcto del filtro en la succión	Anual
	Comprobar funcionamiento correcto, que no haya corrosión y ausencia de fugas de las bombas	Semestral
	Comprobar que los elementos de control y maniobra funcionan adecuadamente	Anual
	Comprobar en la unidad de almacenamiento que el medidor de nivel responde correctamente al nivel de agua en el tanque	Anual
	Comprobación del estado general y ausencia de pérdidas de las tuberías	Anual
	Comprobación del funcionamiento correcto de los contadores de agua y caudalímetros si procede	Anual
	Comprobación visual del estado del cableado	Anual
	Limpieza de lámparas UV y, en su caso, sustitución	Semestral
Mantenimiento ocasional	Vaciar y limpiar el depósito de almacenamiento.	Cada 10 años
Actuaciones correctoras	Limpieza de la unidad de almacenamiento por personal especializado	Cuando sea necesario
	Generación de olores en el depósito	
	Reparación de sifón de rebose o de válvula de control	
	Eliminación de sólidos del filtro en la succión	
	Ajuste o reemplazo del elemento de control de nivel de llenado	
	Reparación o reemplazo de tuberías en mal estado	
	Sustitución de contadores en mal estado	
	Reparación/cambio de las válvulas y elementos de retención	

En caso de un vertido accidental o descargas de un sistema unitario externo en el sistema de drenaje de la carretera, se detendrá el proceso de aprovechamiento, y se comunicará al usuario de las aguas pluviales tratadas y a las autoridades competentes correspondientes el incidente. La notificación debe incluir la naturaleza del incidente y

las acciones a tomar. Después del incidente, cuando las operaciones del sistema hayan vuelto a la normalidad, se debe informar a todas las partes inicialmente notificadas.

23.7.1Validación de las Aguas Aprovechadas

El control de validación de las aguas aprovechadas tiene por objeto evaluar la eficacia del tratamiento del agua. La valoración se realiza cuantitativamente a través la determinación de la reducción logarítmica (log10) del indicador *E.coli*, tanto antes como después de la desinfección, para determinar su eficacia.

Las pruebas de validación deberán realizarse, siempre que sea posible, después del intervalo más corto más corto de tiempo entre las precipitaciones y el uso del agua en usos no restringidos.

Tabla 23-21. Requerimientos de muestreo y monitorización para validar el sistema de aprovechamiento

Uso	Frecuencia	Monitorización	Acción requerida
Riego no restringido	Semanal (1)	Verificación del rendimiento del sistema de desinfección mediante *E.coli*	Seguimiento de los resultados >100 UFC/100mL mediante nuevas pruebas e investigación de las posibles fuentes de patógenos
	Continuo	Eficacia del funcionamiento del sistema de tratamiento (ej., turbidez y dosis ultravioleta para la desinfección) (2)	Apagar el sistema inmediatamente y rectificar los problemas
Usos restringidos	Semanal	Eficacia de las restricciones (ej., vallado de las zonas de riego)	Rectificar los problemas

1) Si los resultados semanales de los muestreos durante tres meses indican unos índices de la mediana de *E,coli*<10ufc/100mL, se puede reducir la frecuencia trimestral. El muestreo semanal se reiniciará si cualquier resultado >100ufc/100mL.
2) Especialmente relevante en sistemas que reciban escorrentía con niveles elevados de turbidez.

Las muestras se tomarán de acuerdo con la norma EN ISO 19458 o cualquier otra norma nacional o internacional que garantice una calidad equivalente.

Los análisis deberán ser realizados en laboratorios de ensayo que dispongan de un sistema de control de calidad según la Norma UNE-EN ISO/IEC 17025.

23.8 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

Alberto Moral Quizá 2017. "El análisis del ciclo de vida en la evaluación ambiental de secciones de firme". Revista Carreteras, nº214.

ARCSA/ASPE/ANSI 78 (2021). "Stormwater Harvesting System Design for Direct end-use Applications."

Arnone RD and Walling JP (2006). "Evaluating *Cryptosporidium* and *Giardia* concentrations in combined sewer overflow". *Journal of Water and Health* 4(2):157–165.

AWQC (2008a). "Pathogens in Stormwater." Australian Water Quality Centre, report prepared by P Monis for the NSW Department of Environment and Climate Change and the Sydney Metropolitan Catchment Management Authority.

BS-8515:2009 "Rainwater Harvesting Systems. Code of Practice."

CANAL DE ISABEL II, version 2 (2020). "Normas para Redes de Reutilización".

DIN-1989-1:2001-10. "Rainwater Harvesting Systems. Part 1: Planning, instalation, operation and maintenance".

EPA-QUEENSLAND (2005). "Queensland water recycling guidelines". Environmental Protection Agency, Queensland Government, Brisbane.

Fletcher, T. D., Deletic, A., Mitchell, V. G., and Hatt, B. E. (2008). "Reuse of Urban Runoff in Australia: A Review of Recent Advances and Remaining Challenges". *Journal of Environmental Quality*. DOI: 10.2134/jeq2007.0411.

Guía para la Aplicación del R.D. 1620/2007 por el que se establece el Régimen Jurídico de la Reutilización de las Aguas Depuradas.

Metcalf & Eddy (2007). "Water Reuse, Issues, Technologies, and Applications."

METROPOLITAN COUNCIL (2011). "Stormwater reuse guide -A guide for city planners, engineers, homeowners and green thinkers."

MINISTERIO DE FOMENTO (2010). Instrucción de Hormigón Estructural (CTE-08).

MITECO (2020). "Fomento de la reutilización de aguas residuales. Informe complementario". Ministerio para la Transición Ecológica. Gobierno de España. Centro de Publicaciones: Madrid.

NRMMC–EPHC–AHMC (2006). "*Australian Guidelines for Water Recycling: Managing Health and Environmental Risks (Phase 1)".* Natural Resource Ministerial Management Council, Environment Protection and Heritage Council and Australian Health Ministers.

NRMMC–EPHC–AHMC (2009). "*Australian Guidelines for Water Recycling: Managing Health and Environmental Risks (Phase 2)* - Stormwater harvesting and reuse".

NSW-DEC (2006). "Managing urban stormwater: harvesting and reuse". Department of Environment and Conservation NSW (New South Wales). DEC 2006/137. ISBN 1 74137 875 3.

NSW-RWCC (1993)." NSW guidelines for urban and residential use of reclaimed water". New South Wales Recycled Water Coordination Committee. NSW Government, Sydney.

Rajal V, Thompson D, Kildare B, Tiwari S, McSwain B and Wuertz S (2005). "M*anagement of Pathogens Associated with Storm Water Discharge: Methodology for Quantitative Molecular Determination of Viruses, Bacteria and Protozoa*." University of California, Davis; report prepared for the California Department of Transportation.

Real Decreto 1247/2008, de 18 de julio, por el que se aprueba la instrucción de hormigón estructural (CTE-08).

Reglamento (UE) 2020/741 del Parlamento Europeo y del Consejo del 25 de mayo de 2020, relativo a los requisitos mínimos para la reutilización del agua en usos agrícolas.

Proyecto de Real Decreto por el que se aprueba el Reglamento de reutilización de las aguas, 27 de noviembre de 2023, MITERD.

Savill MG, Hudson JA, Ball A, Klena JD, Scholes P, Whyte RJ, Jankovic D and McCormick RE (2001). "Enumeration of *Campylobacter* in New Zealand recreational and drinking waters." *Journal of Applied Microbiology* 91:38–46.

Schets FM, Italiaander R, van den Berg HHJL and de Roda Husman AM (2007). "The effect of weather on the microbiological quality of rainwater used for toilet flushing and cleaning." Report 703719017/2007, Dutch National Institute for Public Health, and the Environment (RIVM).

Schroeder ED, Stallard WM, Thompson DE, Loge FJ, Deshussess DE and Cox HHJ (2002). "Management of pathogens associated with storm drain discharge: methodology for quantitative molecular determination of viruses, bacteria and protozoa." University of California, Davis; report prepared for California Department of Transportation.

Simmons G, Hope V, Lewis G, Whitmore J and Gao W (2001). "Contamination of Potable Roof-collected Rainwater in Auckland, New Zealand." *Water Research* 35:1518–1524.

UNE-EN 16941-1:2019: Sistemas *in situ* de agua no potable. Parte 1: Sistemas para la utilización de agua de lluvia.

UNE-ISO 5667 (2021). Calidad del agua. Muestreo. Parte 5: Orientación para el muestreo de agua potable procedente de instalaciones de tratamiento y redes canalizadas de distribución. AENOR: Madrid.

Van Steenbergen, F., Arroyo-Arroyo, F., Rao, K., Hulluka, T. A., Woldearegay, K., and Deligianni, A. (2021). "Green Roads for Water. Guidelines for Road Infrastructure in Support of Water Management and Climate Resilience". International Bank for Reconstruction and Development/The World Bank. Washington, DC.

ANEXO 1. CRITERIOS DE CALIDAD PARA EL APROVECHAMIENTO DE AGUAS PLUVIALES Y REUTILIZACION DE AGUAS REGENERADAS

Aguas Pluviales

PARAMETRO	Australia	USEPA
Turbidez (NTU)	Usos urbanos sin acceso restringido, usos recreativos, supresión de polvo en la construcción: <25 (mediana) <100 (Percentil 95) Uso agrícola, riego cultivos no alimenticios: <25 (mediana) <100 (Percentil 95) Uso municipal con riego por goteo: no se fija limite Red dual (potable y no potable) con usos interiores y exteriores: <25 (máximo) <10 (Percentil 95) <2 (objetivo)	Usos interiores potables: <1 Usos interiores no potables: no se fija limite
Escherichia coli (UFC/100 mL)	Usos urbanos sin acceso restringido, usos recreativos, supresión de polvo en la construcción <10 Uso agrícola, riego cultivos no alimenticios: <10 Usos urbanos con acceso restringido: no se fija limite Uso municipal con riego por goteo: no se fija limite Red dual (potable y no potable) con usos interiores y exteriores: <1	Usos interiores potables: 0 (coliformes fecales) Usos interiores no potables: <500 (coliformes fecales) Usos exteriores: no se fija limite

Fuentes:
Australian Guidelines for Water Recycling Stormwater Harvesting and Reuse. National Water Quality Management Strategy. Document No 23. July 2009.
Managing Wet Weather with Green Infrastructure Municipal Handbook. Rainwater Harvesting Policies. December 2008. EPA-833-F-08-010

Aguas Regeneradas

Tabla I-1.- Clases de calidad de las aguas regeneradas

Clases de calidad	VALOR MÁXIMO ADMISIBLE (VMA)		
	Escherichia Coli (UFC/100 mL)	Turbidez (UNT)	Solidos en suspensión (mg/L)
A	10	5	10
B	100	---	Conforme DARU
C	1.000	---	Conforme DARU
D	10.000	---	Conforme DARU
Conforme DARU: concentración del parámetro cumple con los requisitos de conformidad previstos en la Directiva del Consejo 91/271/CEE de 21 de mayo de 1991 sobre el tratamiento de las aguas residuales urbanas.			

Tabla I-2.- Tratamiento indicativo asociado a las clases de calidad de las aguas regeneradas

Clase de calidad	Tratamiento indicativo
A	Tratamiento secundario, filtración y desinfección
B, C, D	Tratamiento secundario y desinfección

Tabla I-3.- Requisitos de calidad para el uso urbano

USOS URBANOS	CALIDAD	INDICADORES ADICIONALES	VALOR MÁXIMO ADMISIBLE
• Riego de jardines privados • Huertos particulares • Descarga de aparatos sanitario	Ausencia Escherichia Coli	Nematodos intestinales	1 huevo/10L
		Bacteriófagos	100 UFP/100 mL
		Legionella spp.	Conforme al Real Decreto 487/2022 de 21 de junio
		Contaminantes	Ver apartado B). (iv) Requisitos generales
• Estanques y caudales circulantes ornamentales accesibles al público • Baldeo de calles • Riego de zonas verdes urbanas, por ejemplo, parques, campos deportivos y similares.	A	Nematodos intestinales	1 huevo/10L
		Bacteriófagos	100 UFP/100 mL
		Contaminantes	Ver apartado B). (iv) Requisitos generales
• Sistemas contra incendios. • Lavado industrial de vehículos.	B	Legionella spp.	Conforme al Real Decreto 487/2022 de 21 de junio
		Contaminantes	Ver apartado B).(iv) Requisitos generales
• Estanques y caudales circulantes ornamentales no accesibles al público	C	Contaminantes	Ver apartado B).(iv) Requisitos generales

Tabla I-4.- Requisitos de calidad para el uso agrícola

CATEGORÍA DE CULTIVO	CALIDAD y MÉTODO DE RIEGO	INDICADORES ADICIONALES	VALOR MÁXIMO ADMISIBLE
– Cultivos de alimentos que se consumen crudos en los que la parte comestible está en contacto directo con las aguas regeneradas. – Cultivos de tubérculos que se consumen crudos.	A Todos los métodos de riego	Nematodos intestinales	1 huevo/10L
		Bacteriófagos	1.000 UFP/100 mL
		Legionella spp.	Conforme al Real Decreto 487/2022 de 21 de junio
		DBO_5	10 mg/L
		Contaminantes	Ver apartado B). (v) Requisitos generales
– Cultivos de alimentos que se consumen crudos cuando la parte comestible se produce por encima del nivel del suelo y no está en contacto directo con las aguas regeneradas. – Cultivos de alimentos transformados. – Cultivos no alimenticios, incluidos los cultivos utilizados para alimentar a animales productores de carne o leche. – Cultivos leñosos que impida el contacto del agua regenerada con los frutos consumidos en la alimentación humana.	B Todos los métodos de riego C Riego por goteo u otro método de riego que evite el contacto directo con la parte comestible del cultivo.	Nematodos intestinales:	1 huevo/10L 1huevo/L *para el riego de pastos o forraje.*
		Taenia saginata y Taenia solium:	1huevo/L para pastos de animales productores de carne
		Legionella spp.:	Conforme al Real Decreto 487/2022 de 21 de junio
		DBO_5:	Conforme DARU
		Contaminantes:	Ver apartado B). (v) Requisitos generales
– Riego de cultivos de flores ornamentales, viveros, invernaderos sin contacto directo del agua regenerada con las producciones. – Cultivos destinados a la industria, producción de energía y de semillas.	D Todos los métodos de riego.	Nematodos intestinales:	1huevo/10L
		Legionella spp.:	Conforme al Real Decreto 487/2022 de 21 de junio
		DBO_5:	Conforme DARU
		Contaminantes:	Ver apartado B). (v) Requisitos generales

Tabla I0-6.- Requisitos de calidad para otros usos

OTROS USOS	CALIDAD	INDICADORES ADICIONALES	VALOR MÁXIMO ADMISIBLE
– Acuicultura	A	Nematodos intestinales:	1huevo/10L
		Legionella spp.	Conforme al Real Decreto 487/2022 de 21 de junio
		Contaminantes:	Ver apartado B). (iv) Requisitos generales
– Recreativo: riego de campos de golf.	A	Nematodos intestinales:	1huevo/10L
		Bacteriófagos:	100 UFP/100 mL
		Legionella spp.	Conforme al Real Decreto 487/2022 de 21 de junio
		Contaminantes:	Ver apartado B). (v) Requisitos generales
– Silvicultura	D	Legionella spp.	Conforme al Real Decreto 487/2022 de 21 de junio
		Contaminantes:	Ver apartado B). (v) Requisitos generales

Tabla I-5.- Requisitos de calidad para el uso industrial

USOS INDUSTRIAL	CALIDAD	INDICADORES ADICIONALES	VALOR MÁXIMO ADMISIBLE
– Torres de refrigeración y condensadores evaporativos en agua de aporte a la torre. – Limpieza en la industria alimentaria	Ausencia Escherichia Coli	Legionella spp.	Conforme al Real Decreto 487/2022 de 21 de junio
– Limpieza, excepto en la industria alimentaria. – Refrigeración y producción de vapor en circuito cerrado en la industria alimentaria.	C	Contaminantes	Ver apartado B). (iv) Requisitos generales
– Procesos industriales en la industria alimentaria	B o C		
– Procesos industriales, excepto en la industria alimentaria.	D		

Fuente: PROYECTO DE REAL DECRETO POR EL QUE SE APRUEBA EL REGLAMENTO DE REUTILIZACIÓN DE LAS AGUAS

ANEXO 2. CONCENTRACIONES ESTADÍSTICAS DE PATÓGENOS EN LA ESCORRENTÍA PLUVIAL URBANA

Estadísticas resumidas sobre la Calidad de las aguas pluviales no tratadas – Cuencas urbanas (Directrices Australianas, 2009)

Patógenos		Media	Desv.	Percentil				
				5	25	50	75	95
Campylobacter (bacteria)	#/100	3.31	1.97	1.00	1.93	2.89	4.21	7.02
Cryptosporidium (protozoa)	#/10L	176	211	12	52	112	222	546
Giardia (protozoa)	#/10L	1.81	2.08	0.12	0.55	1.17	2.29	5.55
Bacteria— Indicadores								
Coliformes	#/100	97665	170197	3369	17668	44884	106860	355988
Clostridium perfringens	#/100	925	1 016	103	315	614	1 153	2 748
E coli	#/100	59339	71939	3835	17203	37511	74564	184382
Enterococos	#/100	13792	10928	1621	6043	11229	18586	34465
Coliformes fecales	#/100	69429	82740	4694	20440	44168	87235	215568
Estreptococos fecales	#/100	29771	21717	3829	13991	25212	40317	70894
Colifagos somáticos	#/100	17530	20917	1154	5088	11115	22083	54704

Capítulo 24. ESTRATEGIAS PARA PUENTES

Descripción

Medidas o estrategias que se enfocan a gestionar la escorrentía que se recoge en tableros y viaductos, con el fin adecuar su vertido hacia el medio natural.

Debido a su proximidad a las masas de agua los puentes presentan una combinación singular de oportunidades y desafíos en la gestión sostenible de las aguas de escorrentía dentro del conjunto de infraestructuras viarias.

Beneficios y Aplicaciones

Integración en el drenaje del tablero, estribos y márgenes del cauce.
Mejora de la calidad del agua del tablero antes de su vertido.
Reducción de la energía mediante elementos de disipación.
Configuración múltiple del sistema de drenaje en el tablero.

Limitaciones

Baja pendiente longitudinal.
Coste asociado a cualquier ampliación en anchura de la calzada o los arcenes.
Coste asociado a implantación y mantenimiento de drenajes bajo el tablero.
Limitaciones propias de la zona de protección del DPH.
Espacio reducido para actuaciones, especialmente en puentes entre viaductos.
Protección de la estructura del puente.

ÍNDICE

24.1 DESCRIPCIÓN GENERAL 24-3

24.2 CONFIGURACION DEL SISTEMA DE DRENAJE 24-4

24.3 TÉCNICAS SuDS PARA PUENTES 24-5

24.3.1 Medios Filtrantes 24-6

24.3.2 Humedal en Soportes 24-7

24.3.3 MBP 24-8

24.3.4 Sistemas Patentados 24-9

24.3.5 Elementos de Dispersión y Estabilización 24-10

24.3.6 Buenas Prácticas 24-11

24.4 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 24-12

24.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

En un proyecto de puentes o viaductos la red de drenaje que se proponga, además de recoger la escorrentía y disponerla en el sitio adecuado, deberá tener en cuenta los objetivos del MDSC. Durante el proceso de diseño y construcción se tratará de integrar cualquier oportunidad de tratamiento o control hidráulico posible. Se deben además considerar los siguientes criterios importantes y específicos de estos proyectos singulares:

- Topográficos: condiciones topográficas relativas al posicionamiento en planta, altitud, espacio disponible, origen y posible punto de desagüe de cada red, interferencia con los sistemas existentes, entre otros.

- Hidrogeológico: presencia de nivel freático y aportación de agua al sistema de drenaje planteado.

- Geotécnicos: naturaleza y condiciones de los suelos, sensibilidad ante desplazamientos, erosión, permeabilidad.

El diseño y la orientación del tablero del puente constituye un condicionamiento muy importante en la gestión de las aguas de escorrentía y en la implantación de las técnicas SuDS. Los tableros de los puentes con una única pendiente suelen quedar aislados del resto del vial mediante sistemas de recolección del agua del tramo con pendiente descendente hacia el mismo y con un sistema de recogida en el punto más bajo del tablero. Cuando la escorrentía se reparte en distintos puntos en el entorno de los estribos del puente las posibilidades de integrar una técnica SUDS aumenta.

Figura 24-1. Zona de biorretención recogiendo aguas del tablero de un viaducto (Fuente: washingtonnature.org)

Niveles freáticos elevados y las limitaciones reglamentarias en la zona de protección del DPH pueden impedir la realización de diques de cierre sobre rasante u otras estructuras asociadas a las técnicas SuDS.

El agua del tablero debería ser siempre tratada antes de su vertido para ser conducidas mediante estructuras de disipación de energía que hagan una transición gradual (en elevación y velocidad) en la entrega del caudal transportado.

Las zonas de vegetación natural existentes alrededor del puente son zonas naturales que pueden integrarse en la gestión de la escorrentía y deben usarse siempre que sea posible.

24.2 CONFIGURACION DEL SISTEMA DE DRENAJE

Las tipologías básicas de configuración del sistema de drenaje del tablero se enumeran a continuación:

- Drenaje sin desagües de tablero, en los que el agua se conduce hacia los extremos a través de flujo superficial.

- Drenaje mediante desagües en el tablero que descargan a través de las riberas evitando el vertido directo sobre la masa de agua (hay zonas en que será necesario generar cierto transporte en superficie o el uso de canaletas o conductos interceptores).

- Drenaje mediante imbornales en toda la longitud del tablero, permitiendo la descarga directa sobre la masa de agua.

- Sistema cerrado con colectores interceptores longitudinales para la recogida del agua desaguada por los sumideros, que conducen el agua hacia los estribos del puente o viaducto.

En puentes con el tablero inclinado hacia un lateral una posibilidad para facilitar el flujo de escorrentía superficial consiste en reducir la anchura del arcén lateral superior para permitir un arcén lateral inferior más ancho, que permita la integración de un caz o cuneta que con una mayor capacidad de transporte. Se puedan eliminar los desagües del tablero (total o parcialmente) y reducir la descarga directa a la masa de agua.

Figura 24-2. Aumento de la anchura del arcén derecho para conducir la escorrentía

El agua puede entonces dirigirse a zonas fuera del viaducto para dispersarse en las zonas de vegetación natural o dirigirse mediante elementos de drenaje a un sistema de tratamiento antes de su conexión al río.

Otra alternativa es un aumento de la anchura total del tablero del puente para dar cabida a arcenes amplios, pero se genera un aumento de costes, que no suele ser la alternativa más viable.

Estas prácticas deben llevarse a cabo manteniendo la condición de resguardo, en la que se evita que el agua inunde el arcén en la lluvia de diseño, manteniendo el nivel de seguridad vial de la vía.

Otra estrategia puede pasar por diseñar el puente de forma que el tablero disponga de, un punto alto intermedio en el eje longitudinal, creando dos áreas de drenaje más pequeñas, reduciendo así el volumen de escorrentía concentrada de aguas pluviales en cada lateral de la calzada.

Esta alternativa ofrece más áreas para gestionar y un menor volumen de escorrentía por cada una de ellas, lo cual ofrece mayores rendimientos de depuración y posibilidades.

Figura 24-3. Esquema de distribución de la escorrentía en el viaducto de Bolintxu con separadores hidrodinámicos en cada sentido y estribo antes del vertido

24.3 TÉCNICAS SuDS PARA PUENTES

Las técnicas SuDS pueden emplazarse en la propia infraestructura del puente o fuera de ella, a cota de la calzada o en zonas inferiores. Las técnicas que aplicar pueden seleccionarse entre las ya propuestas en este Manual o adaptar algunas soluciones innovadoras para este tipo de entornos tan limitantes.

La construcción de técnicas SuDS en el estribo de un puente debe tener en cuenta, entre otros factores, los siguientes:

- Requerimientos de accesibilidad (por ejemplo, pendientes del terreno) y derechos de paso suficiente para construir la técnica y proporcionar acceso para mantenimiento (que puede ser muy limitado o no estar disponible), y un lugar de vertido adecuado.

- La construcción de SuDS en la zona de servidumbre o policía del DPH tendrá requerimientos normativos y operativos. La zona bajo los puentes también puede estar sujeta a requisitos legales de DPH. Si la técnica va a estar situado en la llanura de inundación, debe diseñarse para garantizar que no sufra daños durante su vida útil. Las técnicas que aumenten los niveles de terreno en estas zonas deberán justificar que sus beneficios para el medio receptor son mayores que la posible sobreelevación que puedan generar en la llanura de inundación en caso de avenidas.

24.3.1 Medios Filtrantes

El diseño conceptual se basa en el uso de una ZF de reducidas dimensiones en el interior de un imbornal (ver Capítulo 15). El material filtrante se aloja en un desagüe modificado del tablero del puente para para dar servicio a una determinada zona del tablero del puente. La figura siguiente muestra una sección del concepto de tratamiento en un desagüe de tablero.

El sistema está diseñado para interceptar el QCA, y debe ir acompañado por conducciones descendentes que acepten el caudal restante en lluvias mayores para conducir el flujo a una zona de dispersión al pie del puente o verterse directamente al cauce si el caudal no está concentrado.

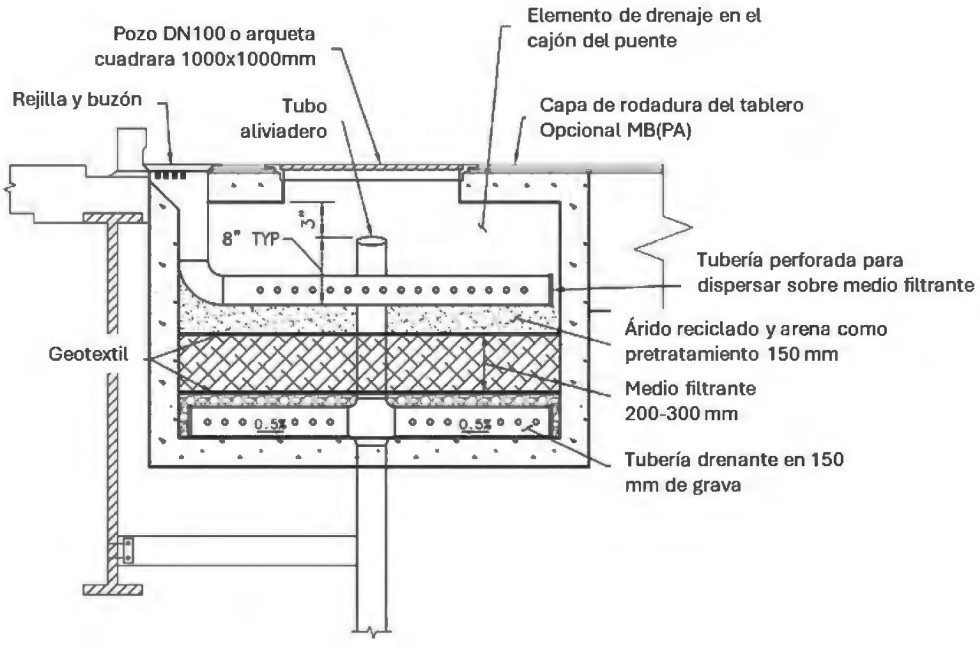


Figura 24-4. Esquema de tratamiento integrado en los imbornales del puente (Fuente: NCDOT, 2014)

El elemento requiere de una arqueta prefabricada tipo imbornal donde se instala una capa drenante que recoja las aguas filtradas por el medio filtrante. Se debe proveer al menos 200 mm de carga hidráulica para que el agua pueda circular a través del medio.

24.3.2 Humedal en Soportes

Un humedal en los soportes del puente es una alternativa innovadora para puentes sin apenas espacio que cruzan un medio fluvial. El vaso que contendrá el sustrato para el humedal se ejecuta sobre la zapata de los soportes del puente.

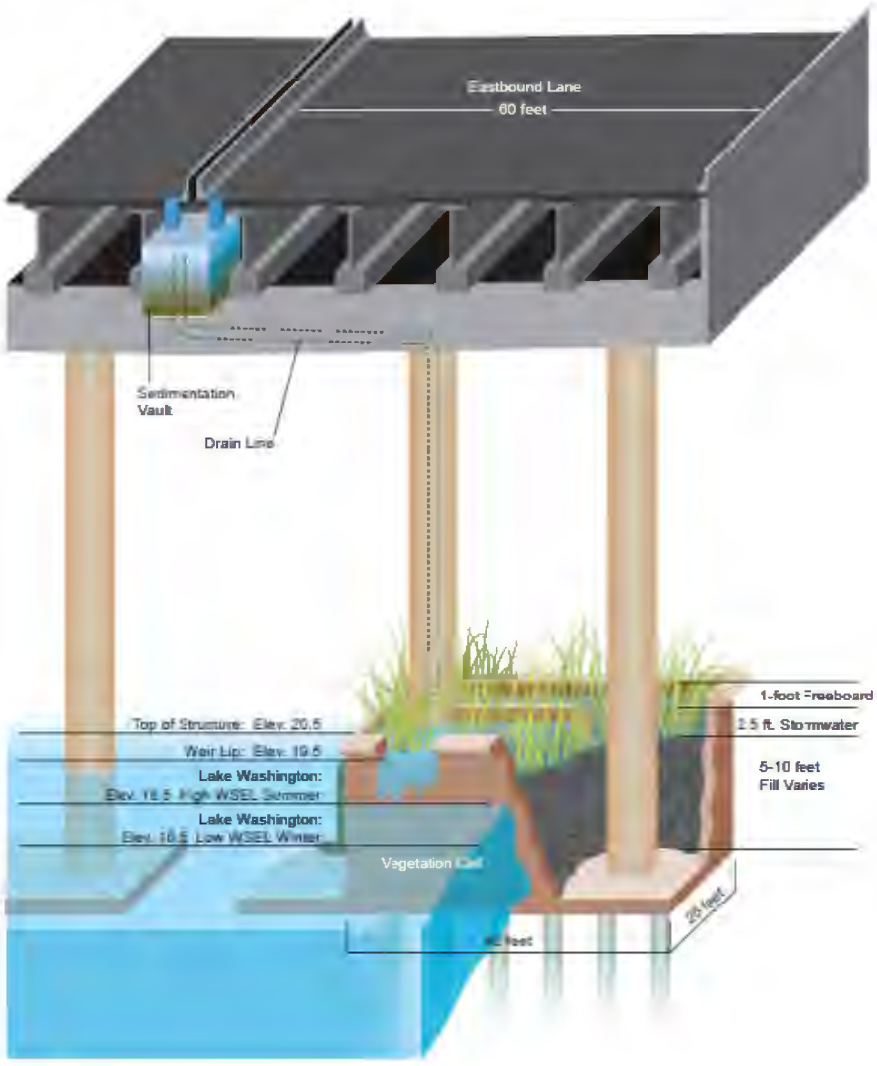


Figura 24-5 Esquema sugerido de humedal en pilotes (NASEM, 2014)

La construcción de humedales bajo tablero en el cauce es un enfoque relativamente nuevo para la gestión de la escorrentía en viaductos. Los humedales sobre pilotes pueden representar una aplicación para proyectos de puentes dado que estos requieren del uso de pilares en el diseño estructural. Esto permite integrar de manera relativamente simple los elementos en el diseño.

En este tipo de técnica la sobreelevación del nivel de la corriente puede ser un condicionante y deberá de estudiarse conforme al epígrafe 4.3.1 de la Norma 5.2IC.

Para su correcto uso, se recomienda, en lo posible la realización de un pretratamiento de sedimentación previo a la entrada del agua en el humedal. El sistema de drenaje recogerá el agua de la calzada que será transportada en un sistema de colectores suspendidos por debajo del tablero, hasta la pila final, que mediante una bajante transportará el agua para llevarla hasta el humedal.

El humedal debe funcionar por encima del nivel de flujo preferente. El flujo de salida del humedal se realiza a través de un vertedero construido en el lateral de la estructura de pilares. El volumen de almacenamiento disponible está inherentemente limitado al espacio disponible para la técnica.

Deberá prestarse atención especial a los medios requeridos para la conservación y explotación de estos elementos.

24.3.3 MBP

Las mezclas bituminosas drenantes para capa de rodadura (MB(PA)) se desarrollaron de forma experimental para mejorar la seguridad vial en USA y ganaron popularidad en este país a raíz de un programa federal para aumentar la resistencia al deslizamiento (mejora de la tracción) de la vía en los años 70.

A medida que se construyeron más pavimentos con mezcla drenante se observaron sus beneficios en la reducción del ruido proveniente del tráfico siendo hoy en día uno de los motivos principales por los que se usan estas mezclas. Más recientemente su capacidad para mejorar la calidad de las escorrentías pluviales también se ha añadido a la lista de beneficios y funciones asociada a estos pavimentos.

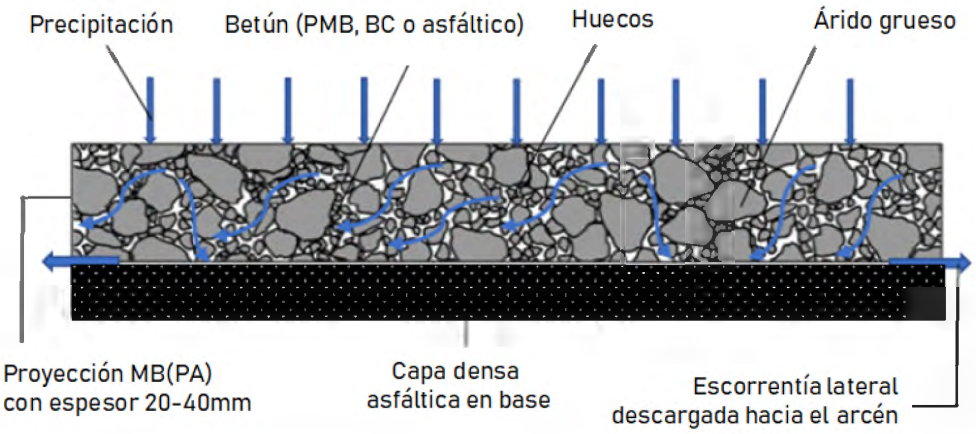


Figura 24-6 Filtración de las escorrentías en una rodadura de MB(PA)

Las rodaduras de MB(PA) se caracterizan por tener un alto contenido de huecos interconectados y una baja proporción de árido fino, lo que se traduce en una elevada permeabilidad y un mejor comportamiento cuando están expuestas a la acción del agua

En una rodadura de MB(PA) el agua pluvial ya que esta pasa verticalmente por los huecos de la mezcla hasta alcanzar la capa asfáltica más densa y luego se mueve horizontalmente por la mezcla drenante para ser descargada en el borde de la calzada. Este movimiento de agua a través de la capa drenante suele ser lento para las precipitaciones recurrentes y capaz de retener sedimentos y contaminantes particulados de las escorrentías en sus huecos. Esta capa tiene un espesor de aproximadamente 30 mm, y apenas provee apenas control hidráulico.

Las MB(PA) pueden ser una técnica de tratamiento a considerar inmediato un análisis riguroso para tratar las escorrentías en viaductos donde no existe espacio en las inmediaciones de los estribos . Su uso puede verse condicionado en viaductos entre bocas de túneles por el riesgo de vertidos accidentales en los mismos.

Este tipo de técnicas permitirán cumplir con el objetivo 1 y 3 de tratamiento de las escorrentías de la MM5.

24.3.4 Sistemas Patentados

Los sistemas patentados (ver Capítulo 22) son técnicas compactas que pueden permitir el tratamiento de la escorrentía en lugares limitados por el espacio. Su aplicación permite por ejemplo tratar las aguas del tablero de un puente ubicado entre túneles debido a su dimensiones compactas en comparación con otras técnicas SuDS.

El sistema de drenaje del puente puede recoger las aguas de la calzada y transporta hasta los puntos donde se instalan estos dispositivos, generalmente en las inmediaciones de los estribos.

En estos casos los sistemas patentados además pueden ofrecer protección contra vertidos accidentales de las aguas del interior del túnel.

Figura 24-7 Colocación de sistema patentado en el estribo del viaducto de Bolintxu

24.3.5 Elementos de Dispersión y Estabilización

En los puntos bajos de vertido de un puente, se implantarán las estructuras de amortiguación y disipación de energía para controlar la erosión, de manera que favorezcan la recuperación paisajística previa entrega de los caudales proyectados.

Las bajantes suelen consistir en un canal revestido (en ocasiones también conducciones cerradas), que se alimenta en cabeza a través de un elemento puntual, desde cunetas, caces o directamente desde superficies vertientes, y que conduce estos caudales a niveles situados a cotas inferiores, donde puede ser preciso disponer un elemento amortiguador o disipador de energía.

Las descargas de bajantes y colectores deben diseñarse para que las velocidades de fluido no generen erosión en el punto de vertido para al menos el periodo de retorno de 10 años.

Se recomienda colocar riprap en el suelo bajo a pie de bajantes para proteger contra la erosión. Los márgenes deben estabilizarse con vegetación, escollera u otros materiales y diseñarse para conducir las aguas pluviales a ser posible en flujo difuso hasta su llegada a cauce.

En un proyecto de puente, deben tenerse en cuenta los siguientes aspectos referentes a la dispersión y estabilización de las descargas:

- Las áreas de vegetación natural disponible para la disipación de energía deben conservarse durante la construcción de la infraestructura.

- Pueden requerirse expropiaciones adicionales de zonas vegetadas para gestionar las escorrentías. No obstante, estas expropiaciones reducirán los gastos en diseño, construcción y mantenimiento de otras técnicas SuDS.

Figura 24-8. Disipación de energía para dispersión del drenaje de un puente (Fuente: NCDOT, 2014)

- Pueden implementarse elementos para la protección de las descargas en los puntos de vertido de los colectores y bajantes. Los más habituales serán cuencos y plataformas de riprap (ver Capítulo 25).

- El encachado empleado para la estabilización debe seleccionarse de forma que la pendiente del talud a estabilizar sea menor que el ángulo de reposo natural de la escollera.

- Los taludes con elevadas pendientes pueden requerir un análisis especial de estabilidad.

- La selección de la técnica de estabilización de taludes debe tener en cuenta la forma de reducir los costes y las necesidades de mantenimiento a largo plazo.

- Se deben instalar pedraplenes y mallas para evitar la erosión alrededor y debajo del área a estabilizar. La malla debe estar fijada al talud y los bordes debidamente asegurados.

- Distintos tipos de vegetación ofrecerán una mayor resistencia la erosión y a la velocidad de fluido admisible. Cuanto mayor sea la pendiente mayor porte y densidad requerirá la vegetación.

En la medida de lo posible, en el diseño de los desagües de los puentes deberían integrarse elementos de dispersión que reconviertan el flujo concentrado a difuso (ver Capítulo 25) . Estas aguas en flujo difuso deberían recorrer áreas de dispersión natural de las zonas de protección del DPH.

24.3.6 Buenas Prácticas

Trabajos de restauración o renovación de pinturas de recubrimiento

Los materiales empleados para la abrasión de pinturas, así como los chips de pintura deteriorada desprendida suponen una fuente de contaminación. La pintura con plomo puede contener otros componentes, como amianto, arsénico, cromo y cadmio. Resulta recomendable en esta práctica de mantenimiento considerar lo siguiente:

- Al aplicar las pinturas, realizar una correcta selección de los materiales a usar, así como dar seguimiento a las instrucciones del fabricante en el mezclado y conservación de los compuestos, así como de la aplicación de las capas de pintura.

- Recoger el agua procedente de hidrodesbastes y del chorro de arena. Tratar las aguas recogidas antes de su vertido por medios adecuados. Si el agua de lavado contiene aditivos químicos, taponar los desagües de escorrentía pluvial cercanos y bombear el agua de lavado a un punto de gestión adecuado.

- Emplear plataformas de mantenimiento o lonas suspendidas para evitar que los materiales no caigan directamente sobre las masas de agua.

- Estudiar la viabilidad de uso de *sandblasting* a vacío para la recogida de desechos como alternativa al convencional.

Lavado de la superficie de un puente

- Realizar un barrido de arenas, residuos y sedimentos del puente.
- Incorporar protectores de imbornales para tratar las aguas.
- Durante el lavado, procurar evitar que el rechazo de agua proyectada sobre la superficie caiga directamente a la masa de agua, dando preferencia a su vertido sobre un terreno llano vegetado.
- Controlar la presión del agua de lavado procurando no levantar la pintura del recubrimiento del puente.

Trabajos de barrido de un puente

- La limpieza de los viales con barredoras permite la eliminación de residuos, basuras y sedimentos acumulados sobre las carreteras, resultando una práctica alternativa al lavado de la calzada de los puentes.
- Las principales variables que afectan a un correcto barrido de viales son el tipo de maquinara empleado, la velocidad, la frecuencia de barrido y elementos temporales como la hora del día y el intervalo hasta la siguiente lluvia.

Minimizar el uso de sales durante eventos puntuales de nieve o hielo

- Determinación de una cantidad de aplicación de sal correctamente calibrada, junto con el uso de sistemas automáticos de esparcimiento sobre el vial. De esta forma, se pretende proporcionar el nivel necesario de seguridad para el tráfico al tiempo que se minimiza el potencial de transporte de componentes contaminantes que resulta de la aplicación excesiva.

24.4 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

Austroads (2018b). "Guide to Bridge Technology Part 8: Hydraulic Design of Waterway Structures." AGBT08-19. ISBN 978-1-925854-20-6. Sydney (Australia). https://austroads.com.au/publications/bridges/agbt08

Barrett, M. (2010). Evaluation of Sandfilter Performance, CRWR Online report, 10-07. Center for Research in Water Resources, Bureau of Engineering Research, The University of Texas at Austin.

CTC and Associates (2009). Lead Based Bridge Paint Sampling and Disposal: A Survey of State Practice. Transportation Synthesis Report, Wisconsin Dept. of Transportation.

King, E. S. (2006). Memo to the Water Management Division Directors, Regions 1-10, USEPA, August 8, 2005. Washington, DC. Extraído de: http://www.epa.gov/waterscience/standards/files/tier2.pdf

MFOM (2019) "Norma 5.2-IC de la Instrucción de Carreteras. Drenaje superficial". BOE del 5 de junio de 2018. Serie Normativas. Ministerio de Fomento; Dirección General de Carreteras. https://cdn.mitma.gob.es/portal-web-drupal/carreteras/52ic_fom2982016_err_fom1852017_res180326_consolidado.pdf

National Academies of Sciences, Engineering, and Medicine - NASEM (2014). Bridge Stormwater Runoff Analysis and Treatment Options. Washington, DC: The National Academies Press. https://doi.org/10.17226/22395.

NORTH CAROLINA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION – NCDOT (2014) "Stormwater Best Management Practices Toolbox". NCDOT BMP Toolbox v2 4/2014. Raleigh (NC, USA). https://connect.ncdot.gov/resources/hydro/HSPDocuments/2014_BMP_Toolbox.pdf

The Salt Institute. (2007). The Snow fighter's Handbook: A Practical Guide for Snow and Ice Control 40th Year Edition. Alexandria, VA: The Salt Institute. https://trid.trb.org/view/447941

URS Corporation (2010). Stormwater Runoff from Bridges, Final Report to Joint Legislation Transportation Oversight Committee, July. https://connect.ncdot.gov/resources/hydro/stormwater%20resources/stormwater%20runoff%20from%20bridges%20-%20may%202012.pdf

Capítulo 25. COMPONENTES Y MATERIALES COMUNES

Descripción

Hay muchos elementos del diseño de una técnica que son comunes a la mayoría de los tipos de SuDS. Dichos elementos se presentan aquí en lugar de repetirse varias veces en los capítulos individuales de cada una de las técnicas.

Muchos de los materiales (áridos, geosintéticos, etc.) se usan habitualmente en la construcción y sus especificaciones son habituales en proyectos y conocidos por lo que no se desarrollan por completo en este documento y dependerán del buen juicio y experiencia del proyectista.

Prestaciones

El marcado CE es obligatorio para la mayor parte de los productos de construcción que se usan para las técnicas SuDS. Los productos con marcado CE deben poseer una declaración de prestaciones donde se indica su uso previsto y sus características esenciales. El proyectista evaluará siempre que sea posible las prestaciones ahí declaradas para saber si un determinado producto es apto o no para el uso que se le quiere dar.

ÍNDICE

25.1 ESTRUCTURAS DE DISPERSION 25-3
25.1.1 Canales Lineales 25-3
25.1.2 Deflector Anclado 25-6
25.1.3 Tubo Ranurado 25-8
25.1.4 Bóvedas en Zanja Drenante 25-9
25.1.5 Bordillos Discontinuos 25-10
25.1.6 Franjas de Material Granular 25-10

25.2 REPRESAS 25-11

25.3 ARIDOS Y GRAVAS 25-15

25.4 ELEMENTOS DE REGULACION 25-17
25.4.1 Orificios 25-18
25.4.2 Tubos Verticales 25-19
25.4.3 Tuberías y Colectores 25-22
25.4.4 Vertederos Hidráulicos 25-22
25.4.5 Válvulas Vortex 25-23
25.4.6 Elementos Múltiples de Regulación 25-25
25.4.7 Capas Drenantes 25-29

25.5 ARQUETA DE REPARTO 25-33

25.6 GEOSINTETICOS 25-37

25.7 TAPIZADOS O REVESTIMIENTOS 25-38
25.7.1 Criterios de Tapizados de Tratamiento 25-40
25.7.2 Criterios para Tapizados de Baja Permeabilidad 25-40

25.8 PRETRATAMIENTOS 25-42

25.9 PROTECCION DEL PUNTO DE DESCARGA 25-43

25.10 ENMIENDAS DEL SUELO 25-46
25.10.1 Aplicaciones y Limitaciones 25-46
25.10.2 Materiales 25-47
25.10.3 Contenido de Materia Orgánica de las Mezclas de Suelos 25-49

25.11 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 25-51

25.1 ESTRUCTURAS DE DISPERSION

Toda escorrentía pluvial canalizada en una tubería o sistema de transporte pierde sus propiedades de flujo difuso al concentrarse y aumentar de velocidad en los elementos convencionales de drenaje de la carretera. El discurrir del agua por estos elementos se desnaturaliza y la disipación de la energía se limita al rozamiento continuo con la pared interior de los conductos y de forma puntual en pozos y estructuras de entronque.

El mantenimiento de flujos difusos es probablemente la medida más importantes en la gestión de las escorrentías pluviales. Para reconvertir un flujo canalizado a flujo difuso se emplean disipadores de impacto, donde el flujo concentrado de escorrentía se hace chocar con deflectores que producen un cambio brusco en su dirección obligándolo a dividirse de forma errática, generando turbulencias que le hacen perder su energía cinética. Se distinguen las siguientes tipologías de elementos de dispersión:

- Canales lineales
- Deflectores anclados
- Tubo ranurado
- Bóveda en zanja drenante

Todos estos elementos tienen como parámetro de diseño la velocidad del fluido admisible que dependerá de las condiciones de terreno vegetado aguas abajo y de la longitud del elemento de dispersión. La velocidad admisible del fluido sobre el terreno se limita a 1,5 m/s para superficies vegetadas densamente con hierba y a 1 m/s en zonas boscosas con suelos descubiertos. De forma conservadora se debería considerar la mitad de estas velocidades siempre que sea posible ya que el flujo a partir de una cierta distancia no se reparte uniformemente sobre el terreno.

Para mantener un flujo difuso en la transición entre una zona pavimentada y una técnica se requiere emplear uno de los siguientes elementos para la dispersión y pretratamiento de las escorrentías:

- Bordillos discontinuos
- Franjas de material granular

Los elementos de dispersión en la entrada de una técnica vegetada pueden además actuar como elementos de regulación de caudal.

25.1.1 Canales Lineales

Los canales lineales son elementos empleados para reconvertir un flujo concentrado a difuso y repartirlo de forma uniforme sobre una superficie de terreno vegetado o natural (ver Capítulo 13). Un canal lineal está conformado por varios elementos:

- **Pretratamiento:** Es la primera parte del sistema, que llega al elemento de reparto generalmente desde el canal de drenaje. Puede estar conformada por un separador hidrodinámico o por una zona deprimida del terreno, o una concavidad que frena la velocidad de la escorrentía y permite depositar los sedimentos más gruesos y los residuos que transporte el flujo de agua.

- **Arqueta de reparto:** Evita que los caudales superiores a los de diseño, entre en el canal para evitar que se reconcentren y erosionen.

- **Canal:** Elemento prefabricado o ejecutado *in situ* con hormigón y otro material adecuado que recibe la escorrentía pluvial y mediante un labio ancho de coronación la reparte aguas abajo. Puede equiparse con un elemento de desagüe si no se desea que almacene agua, pero siempre que sea posible se recomienda que la entrada se sumerja en la mayor medida posible para disipar la energía del fluido entrante.

  El canal posee un vertedero formado por un dique o pared que presenta una escotadura de forma regular, a través de la cual fluye la escorrentía. El vertedero intercepta la corriente, causando una elevación del nivel aguas arriba, y se emplea para rebosar de forma uniforme y controlada hacia la zona de dispersión.

Figura 25-1. Canal lineal para reconversión de flujo concentrado a difuso con sus componentes principales

- **Zona de dispersión:** área de terreno natural sobre las que se distribuye el flujo de manera uniforme evitando su concentración (ver Capítulo 13). Su topografía debe evitar que el flujo se reconcentre.

Los canales lineales suelen usarse en zonas de dispersión técnica. También pueden emplearse donde no exista un cauce claramente definido para reproducir o conservar las líneas de drenaje natural previas a la alteración generada por la carretera.

El largo del canal puede calcularse partiendo de la ecuación de un vertedero de pared delgada y resolviendo para la longitud del labio. Con la velocidad permitida obtener la carga sobre el vertedero usando la siguiente expresión:

$$V = 1{,}5 \cdot C_d \cdot h^{1/2} \qquad \textit{(Ec. 25- 1)}$$

Donde:

V= La velocidad admisible 1,5 m/s para superficies vegetadas y 1 m/s en sotobosque para la avenida de T=25 años. Para el QCA este valor será de 0,15 m/s, considerando un factor de minoración de 2.
Cd = coeficiente de descarga = 0,6.
h = carga de diseño o altura de agua sobre el vertedero, m.

Conocida la carga admisible sobre el vertedero calcular la longitud del labio del canal para el caudal de diseño aplicando la siguiente expresión.

$$Q = C_d \cdot L \cdot h^{3/2} \qquad \textit{(Ec. 25- 2)}$$

Donde:

Q=Caudal, m3/s
L= Longitud de la cresta del labio, m
Cd = coeficiente de descarga = 0,6.
h = carga de diseño o altura de agua sobre el vertedero, m.

Los canales lineales deberán considerar los siguientes aspectos en su diseño:

- La anchura del canal será al menos de 3 veces el diámetro (o la anchura) de la conducción de entrada al elemento de reparto lineal. El ancho mínimo del canal será de 1,7 m.

- La profundidad mínima debe ser al menos la mitad del diámetro de la conducción de entrada y siempre superior a 50 cm.

- Las paredes laterales tendrán una inclinación de 2H:1V o más tendidas. Se proveerá un acceso lateral con una pendiente mínima de 4H:1V para su mantenimiento.

- Cuando se vierte a un área de dispersión técnica o a una franja filtrante, se recomienda aportar una longitud de 1 ,5 m de canal por cada 10 L/s. Esta variable de diseño está basada en un estudio de velocidades con la pretensión de no generar erosión en los sistemas dispuestos aguas abajo.

- El canal lineal y sus elementos deben ser capaces de evacuar el caudal asociado como mínimo a la avenida de T=10 años sin generar erosión ni comprometer la línea de energía aguas arriba.

- Los laterales del canal y su parte longitudinal aguas arriba deben ser 100 mm más altos que la coronación del vertedero para evitar un rebose no controlado.

- El canal debe apoyarse sobre una cama adecuada, como un hormigón de limpieza o cama de árido de 150 mm para garantizar que no asienta y se mantiene horizontal.

- La longitud máxima del canal es de 40 m. Si la zona de dispersión está vegetada con hierba, la longitud del canal de reparto puede ser menor que el ancho del área de dispersión técnica (la superficie vegetada tiene más resistencia frente a la erosión).

- La pendiente del fondo del canal será completamente horizontal en todas sus direcciones, al igual que la coronación del vertedero que sobresaldrá 50-70 mm por encima del terreno hacia el cual se reparte el caudal. Este valor puede ser mayor si la vegetación es muy alta, pudiendo llegar a 100 mm.

- El área de terreno paralelo al canal, franja de 2 m, sobre la que vierte el agua se reforzará con una red de coco para protegerlo contra la erosión.

En las zonas de dispersión, el parámetro de diseño hidráulico varía en función de la anchura (longitud en la dirección del flujo) del área de dispersión. Cuanto más amplia sea la zona y mayor tasa de infiltración tenga menor longitud de canal de reparto es necesaria.

Tabla 25-1. Valores de referencia para determinar la longitud del canal.

Tipo De Vegetación	Ancho Área de Dispersión (m)	Longitud del Canal (m por cada 10 L/s de caudal a Qmax)
Área de dispersión técnica	Cualquiera	1,5
Área de dispersión natural	15	7
	30	5,5
	45	4,5

25.1.2 Deflector Anclado

Un elemento de disipación mediante un deflector anclado consiste en una plancha de acero, madera, plástico o cualquier otro material duradero enfrentado a la tubería y precedido por un arenero de la siguiente manera:

- El arenero tendrá una profundidad mínima de 300 mm y un ancho no inferior a 2 veces el diámetro de la tubería. El arenero deberá estabilizarse con un geotextil y grava, o fabricarse en hormigón para reducir la erosión.

- La parte superior del deflector en su coronación estará nivelado y horizontal, y sobresaldrá 50 mm como mínimo por encima de la superficie del fondo de la técnica SuDS a la que rebosa o alivia.

- El deflector se extenderá horizontalmente en su encuentro con la técnica SuDS más allá de sus taludes horizontales para prevenir la erosión de estos. Debe proteger los taludes para el periodo de retorno para el que se diseña la conducción.

- Deben anclarse firmemente al suelo mediante perfiles metálicos de 100 mm redondos o cuadrados o cualquier otro material resistente a las condiciones de trabajo.

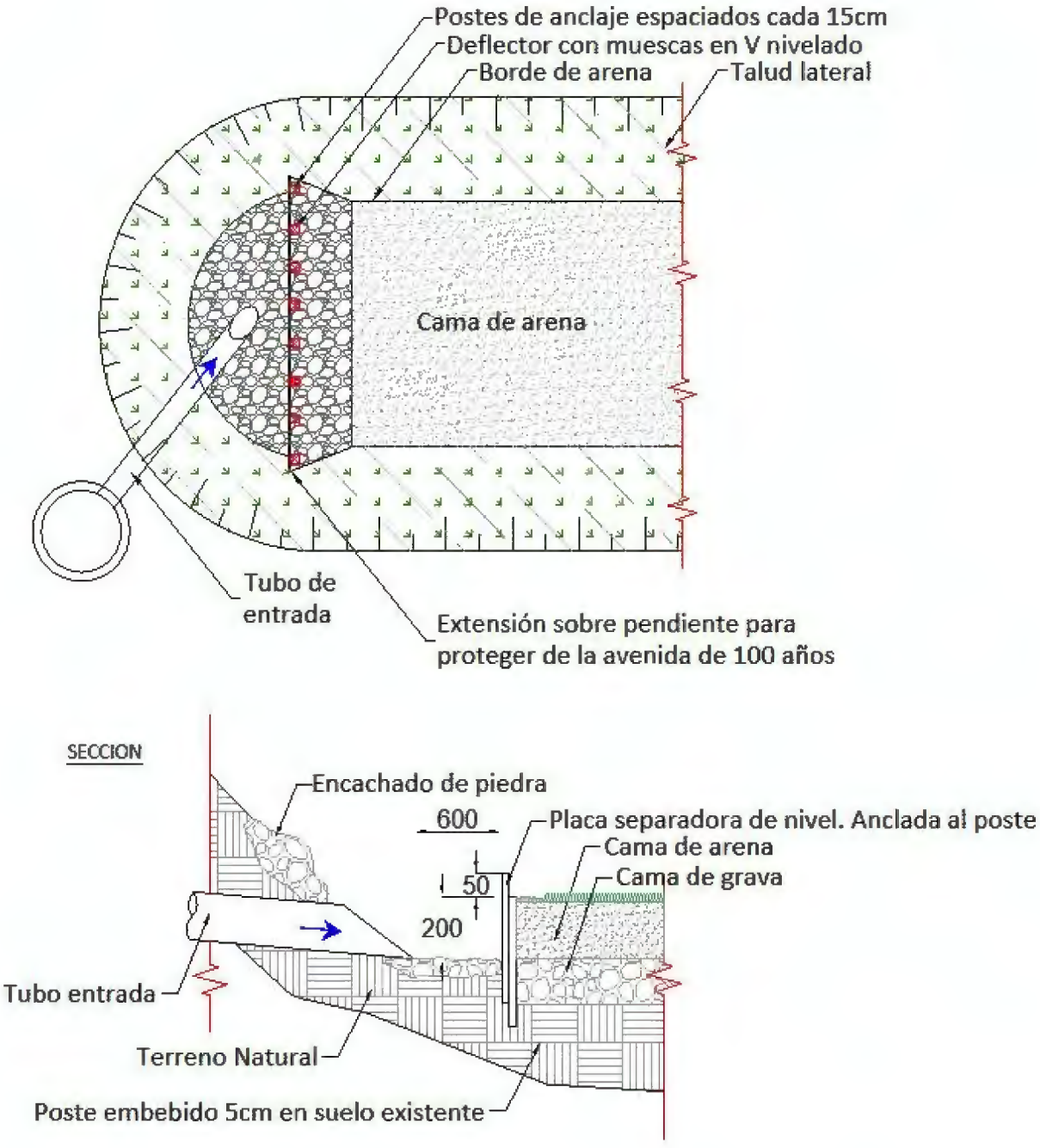


Figura 25-2. Detalle tipo de un deflector anclado para la dispersión de aguas pluviales

25.1.3 Tubo Ranurado

Este elemento de dispersión se forma mediante una tubería con ranuras o aperturas longitudinales para repartir el agua. Su aplicación se limita a un caudal máximo de 50 L/s y una longitud de tubería máxima de 60 m. Si se utiliza una arqueta de reparto aguas arriba el caudal a reconvertir a flujo difuso será el QCA.

Se debe comprobar el calado mediante la ecuación de Manning del epígrafe 3.4.5 de la IC5.2, en la tubería ranurada para que no exceda los 65 mm por encima de la ranura para el caudal de diseño. En la fórmula el área de la sección transversal de conducto será del 50% ya que el correaguas de las ranuras se ubicará en la mediatriz del tubo.

Para minimizar el calado introducir el agua en la tubería ranurada en su parte central (1/2L). De este modo se reparte el caudal en dos secciones hidráulicas idénticas y se reduce a la mitad el calado.

Se deberán tener en cuenta los siguientes criterios además de los arriba mencionados:

- La tubería podrá ser perforada en toda su longitud y tener aperturas longitudinales perforadas en obra de 600 mm de longitud, 50 mm de altura y equidistanciadas 300 mm entre sí.

- Se deberá fijar convenientemente mediante una abrazadera o perfil en U anclado en el terreno. Podrán emplearse dos perfiles de acero inoxidable anclados verticalmente de 50x50mm a ambos extremos de la tubería.

- El agua se introducirá a la tubería mediante una arqueta o estructura superficial, independientemente de si está en paralelo o baipás el elemento de dispersión. La arqueta permitirá inspeccionar el tubo y limpiarlo de sedimentos. En las terminaciones se pondrá otra arqueta o un tapón ciego roscado para poder limpiar con agua a presión el conducto.

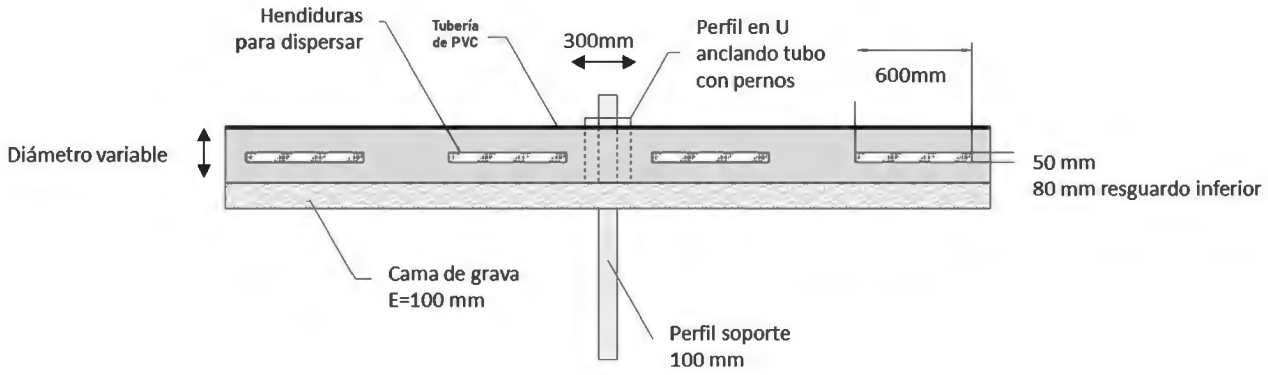


Figura 25-3. Esquema tipo dispersión mediante tubería ranurada (alzado)

- La tubería se apoyará sobre una cama de material granular de 100 mm de espesor mínimo y granulometría y características conforme a las

especificaciones del apartado 25.3. El material granular se apoyará sobre el terreno natural y se separará del terreno mediante un geotextil.

- La instalación deberá verificarse durante su operación para garantizar que los caudales se dispersan adecuadamente y de forma uniforme sobre el terreno. Puede requerir varios ajustes para que funcione conforme a su diseño.

25.1.4 Bóvedas en Zanja Drenante

Este elemento de dispersión se conforma mediante una fila de bóvedas instalada en el interior de una zanja rellena de grava con un deflector a través del cual el agua rebosa tras llenar la zanja.

Tiene una longitud máxima de 50 metros y el caudal máximo de entrada se limita a 60 L/s. En este caso la entrada de agua esta soterrada dentro de la zanja drenante. Incluye una arqueta de reparto de caudales que habilita también la inspección y conservación.

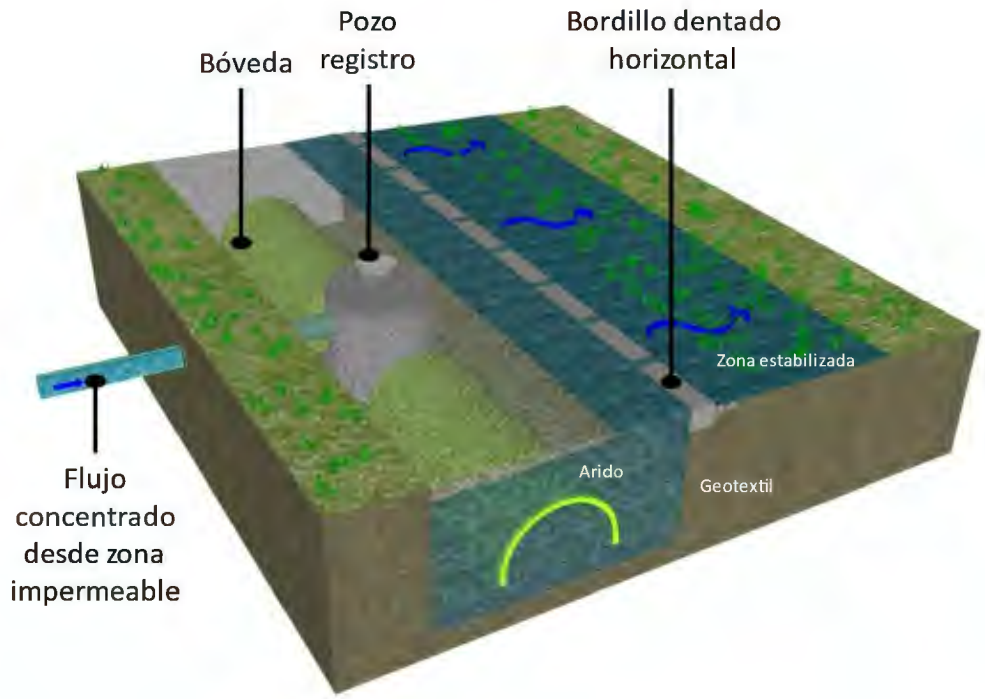


Figura 25-4. Dispersión de flujos concentrados mediante sistema de bóvedas en zanja de material granular

Los condicionantes hidráulicos del elemento anterior no se aplican en este caso ya que la bóveda está conectada hidráulicamente con la grava y posee suficientes aperturas para evacuar el caudal requerido. En la coronación del vertedero pueden usarse vertederos en forma de "V" para repartir el caudal aguas debajo de 50x50mm (profundidad y ancho superior). La zanja y el deflector deberán ser horizontales y deberán adecuarse a las líneas de nivel del proyecto.

Estos elementos pueden ir precedidos por técnicas de tratamiento de la escorrentía, un separador hidrodinámico permitirá tratar el agua antes de dispersarla protegiendo y conservando la función de la zona vegetada.

25.1.5 Bordillos Discontinuos

Los bordillos discontinuos se instalan para dejar pasos equidistantes y regulares en toda su longitud que permiten el paso de la escorrentía desde la calzada. Se ubican entre la calzada y la técnica SuDS para evitar que el agua se concentre en rigolas o caces. Pueden evitar el uso de elementos de drenaje soterrados para entregar el agua a los SuDS.

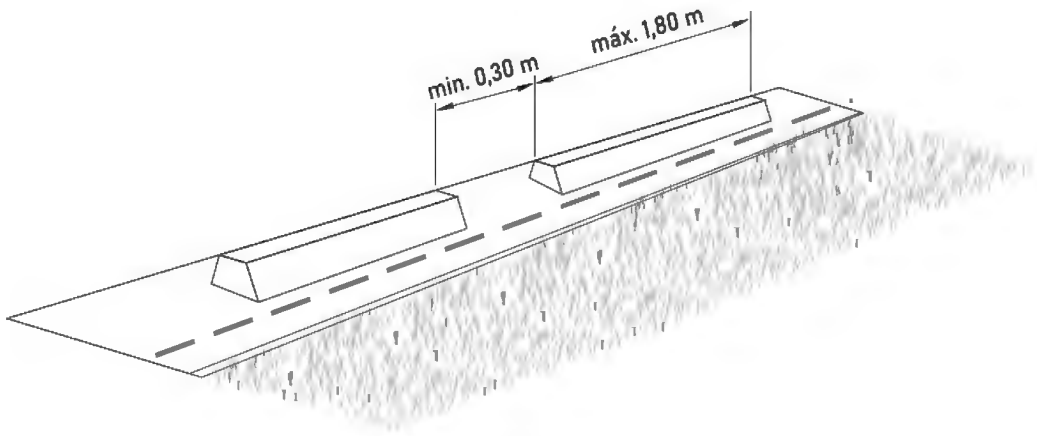


Figura 25-5. Vista isométrica de bordillos discontinuos

Las aperturas entre bordillos deben tener un ancho mínimo de 0,3 m y estar espaciadas como máximo a 1,8 m de distancia. Como referencia, las aperturas deben suponer al menos el 15% en longitud de la línea de bordillo y ninguna apertura puede aportar más del 10% del flujo total de escorrentía hacia las técnicas SuDS.

Tabla 25-2. Resumen de criterios de diseño de los bordillos discontinuos

Componente	Parámetro de diseño	Valor / Criterio
Bordillos interrumpidos	Frecuencia de aperturas	Mín. 1,8 m
	Anchura de cada apertura	Mín. 0,3 m
	Percentil de apertura eje longitudinal	> 15%
	Percentil máximo de flujo por una única apertura	> 10%

25.1.6 Franjas de Material Granular

Las franjas de material granular conforman el elemento de dispersión más habitual en una carretera. Su configuración lineal permite recibir el agua procedente de la calzada y tratarla y ralentizarla antes de que discurra por el terraplén. Sirven como

pretratamientos para proteger la técnica aguas abajo y su uso siempre esta recomendado. Serán obligatorios siempre que los taludes tengan inclinaciones superiores al 15%.

La franja se forma con una excavación de al menos 300 mm de ancho y 150 mm de profundidad que discurre paralela a la arista exterior de la calzada en la cabeza.
El agua que llega a este elemento no debe recorrer más de 30 m de longitud sobre la calzada impermeable para mantener el flujo difuso. Contará con una caída de al menos 25 mm desde el borde del pavimento para facilitar la entrada de agua y evitar que los sedimentos y residuos acumulados impidan su entrada.

Se debe colocar una capa de filtro con geotextil entre la grava y el material que conforma el terraplén. Se usará un árido tipo 1 y 2 de la tabla 25-5 siempre que la pendiente resultante de la calzada sea superior al 6% o que el flujo recorra más de 20 m por la calzada antes de entrar al elemento.

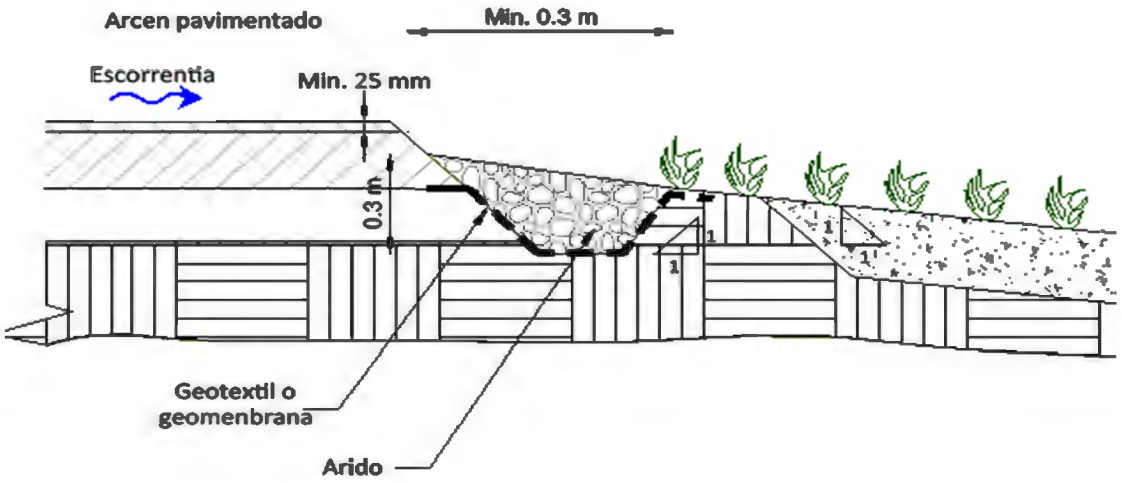


Figura 25-6. Franja de material granular entre la arista de la calzada y la berma para disipar los flujos entrantes de escorrentía hacia una franja filtrante

25.2 REPRESAS

La pendiente longitudinal de una cuneta vegetada o zanja de infiltración reduce los volúmenes disponibles de almacenamiento. Una técnica SuDS de 100 m de longitud, y un 2% de pendiente longitudinal generá un desnivel de 2 m y reduce en más de un 80% el volumen efectivo disponible para almacenar agua.

Las represas pueden utilizarse para mejorar el tratamiento y aumentar el control hidráulico mediante la reducción de la pendiente efectiva y la velocidad del fluido, aumentando así el tiempo de residencia hidráulica en una técnica SuDS. Las pendientes reducen el volumen de almacenamiento efectivo de una técnica y acumulan el agua en la parte baja.

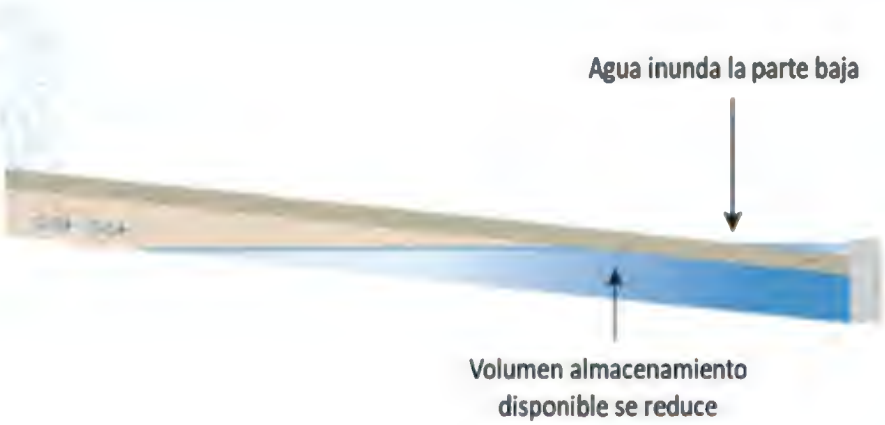


Figura 25-7. La pendiente longitudinal reduce el volumen disponible de almacenamiento y acumula el agua en la parte baja

Tabla 25-3. Variación en el volumen efectivo de almacenamiento con la longitud para una zanja de infiltración de 0,8m de anchura y 1 m de profundidad rellena de material granular con un 2% de pendiente longitudinal

Longitud ZI (m)	Pendiente (m/m)	Vol. Disponible (m^3)	Vol. Efectivo almacenamiento (m^3)	Eficiencia	Altura agua equivalente (mm)
10	0,0200	2,40	2,16	90%	270
20	0,0200	4,80	3,84	80%	240
30	0,0200	7,20	5,04	70%	210
40	0,0200	9,60	5,76	60%	180
50	0,0200	12,00	6,00	50%	150
60	0,0200	14,40	5,76	40%	120
80	0,0200	19,20	3,84	20%	60
100	0,0300	24,00	1,00	4%	13

Una represa es una estructura temporal dispuesta a lo largo de una cuneta o zanja de drenaje que puede estar compuesta por gravas, áridos de tamaño adecuado, o biorrollos. Esta estructura reduce la velocidad de la escorrentía, previene la erosión y retiene sedimentos de las escorrentías.

La altura máxima recomendada de la represa es de 300 mm y no debe superar un máximo de 450mm, con elementos de anclaje adicionales para garantizar la estabilidad y protección contra la erosión en los resaltos hidráulicos bajo las represas.

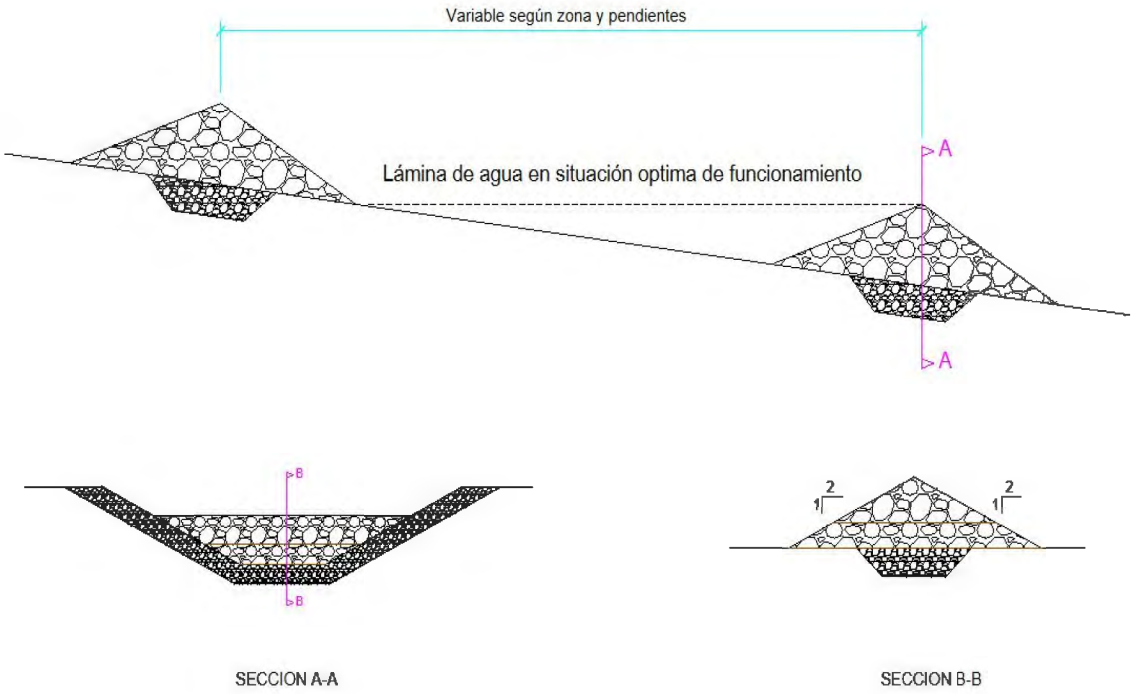


Figura 25-8. Esquema de represas o diques para optimizar el volumen útil de aprovechamiento en una técnica SuDS

La represa debe espaciarse en función de la pendiente de la zanja, para proporcionar el volumen de almacenamiento calculado. La cuneta vegetada o técnica SuDS debe tener una pendiente continua entre represas. Para evitar la erosión, puede ser necesario reforzar el pie de las represas aguas abajo.

Las represas pueden ser permeables o impermeables. Pueden incluir un orificio inferior como elemento de regulación para el control de caudales y punta que permitirá además su vaciado entre precipitaciones.

Para los cálculos del volumen retenido tras cada represa puede realizarse una estimación geométrica sencilla de la técnica mediante la siguiente ecuación:

$$V = 0{,}5 \cdot L \cdot h \cdot (A + Ab)/2 \qquad \textit{(Ec. 25- 3)}$$

Donde:

V= Volumen almacenamiento (m3)
L= Longitud entre represas (m)
H = Altura media del agua embalsada (m)
A= Ancho de coronación (m)
Ab = Ancho de la base (m)

En técnicas con capas drenantes, como una zanja de infiltración, pueden ejecutarse represas dentro del material granular para reducir la pendiente efectiva para el control

hidráulico. Este método permite trabajar paralelo a la rasante de terreno sin tener que escalonar las zanjas. La propia arqueta incluirá una arqueta que realiza la transición de agua entre secciones permeables de material granular controlando el nivel y el caudal pasante.

Tabla 25-4. Distancias entre represas para reducir la pendiente efectiva y aumentar el volumen de almacenamiento

Pendiente longitudinal de la cuneta (J)	Distancia entre represas, cada 30cm de altura (máx.), para crear una pendiente efectiva del 2%. (L)	Distancia entre represas, cada 30cm de altura (máx.), para crear una pendiente efectiva entre 0 y 1%.
0.5%	-	Más de 60m
1.0%	-	Más de 30 m
1.5%	-	20m a 60m
2.0%	-	15m a 30m
2.5%	60 m	12m a 20m
3.0%	30 m	10 m a 15.25m
3.5%	20 m	9.15 m a 12.20m
4.0%	15m	7.70 m a 10.05m
4.5% (2)	12 m	6.10 m a 9.15m
5.0%(2)	12m	6.10 m a 9.15m

(1). Las dimensiones entre represas son la mitad de las distancias anteriores, si se utiliza una represa de 15cm de altura.
(2). Las cunetas vegetadas con pendientes superiores al 5%, requieren consideraciones especiales de diseño, tales como represas de más de 30cm de altura (y, por tanto, una pendiente efectiva más plana) a fin de garantizar velocidades de fluido admisibles.
(3). Es recomendable usar árido en su lado de vertido u otro medio de estabilización para reducir la energía del agua.
(4). Las represas pueden requerir elementos de regulación en la base mediante orificios. Los canales vegetados con pendiente longitudinal inferior al 2% requerirán de múltiples orificios (al menos 3).

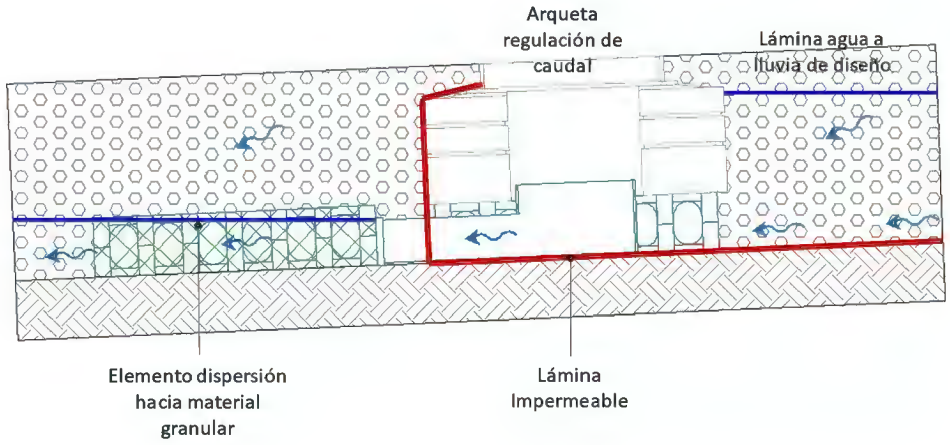


Figura 25-9. Represa dentro de una zanja de infiltración para optimizar volúmenes disponibles perdidos por la pendiente (Fuente: Permavoid)

25.3 ARIDOS Y GRAVAS

Los áridos en las técnicas SuDS pueden emplearse como capas drenantes o capas de almacenamiento. Los áridos utilizados en las técnicas deben ser lo suficientemente permeables para drenar el agua a través de ellos y/o almacenar agua temporalmente para cumplir con las MM6. El contenido en huecos en la capa de material granular es importante, ya que es ahí donde se almacena y/o transporta el agua.

El material granular está formado por zahorras artificiales con granulometría discontinua ZAD20 (según artículo 510 del PG-3), o bien zahorras artificiales de granulometría continua en la parte baja del huso. Esta limitación se hace con la finalidad de que la capa granular sea permeable. Los áridos deben tener una porosidad mínima que sea acorde a los cálculos de diseño, un mínimo del 30%.
La permeabilidad puede verse gravemente afectada por el porcentaje de finos (< 0,063 mm), por ejemplo, un 5% de finos puede reducir la permeabilidad en un 95%, dependiendo de la clasificación general del material.

Tabla 25-5. Tipos de zahorras o áridos y sus granulometrías (norma UNE-EN 933-1) para las técnicas SuDS

TIPO DE ZAHORRA	Apertura de los Tamices UNE-EN 933-1 y 933-2 (mm)								
	40	32	25	20	12,5	10	4	2	1
Tipo 1	100	90-100	22-55	0-15	0-5	0-5	-	-	-
Tipo 2	100	98-100		90-99		25-70	0-15	0-5	
ZAD 0/20	-	100		65-100	47-78	30-58	14-37		0-12

La granulometría del material será uniforme y estará comprendida entre 20-40 mm. La porosidad de cálculo para el árido tipo 1 y tipo 2, cuando siga la granulometría especificada en la tabla siguiente, será del 30%. Este valor es conservador y considera la perdida de huecos en el material granular por aporte de sedimentos a lo largo de su vida útil. El consultor podrá acreditar valores de hasta el 40% con ensayos de porosidad conforme a UNE-EN 1097-3.

Los áridos deberán cumplir con el artículo 510 del PG3 en cuanto a sus características y propiedades. Otras granulometrías podrán usarse si están más disponibles en canteras cercanas al proyecto y cumplen las propiedades exigidas. En estos casos se requerirá un ensayo de permeabilidad para comprobar que el contenido de huecos es igual o superior al de diseño. El tamaño del tamiz máximo admisible siempre será inferior a 80 mm cuando se usen para formar zanjas drenantes destinadas al almacenamiento de escorrentías pluviales.

Las siguientes especificaciones mínimas se cumplirán en general para aceptar áridos en las técnicas SuDS y siempre que las capas de material granular requieran capacidad portante:

- El contenido en finos (norma UNE-EN 933-8) será inferior al 5%. Los medios de puesta y compactación para no producir finos adicionales por trituración del material, y en todo caso deberán ser sometidos a su aprobación.

Figura 25-10. Árido de machaqueo tipo 2 con caras de fractura y con menos de un 5% de finos

- La angulosidad deberá ser determinada mediante las caras de fractura (norma UNE-EN 933-8) con un total mínimo de partículas trituradas del 85 % y partículas totalmente trituradas del 80%. Para maximizar la fricción entre las superficies de contacto y por tanto aumentar la capacidad portante, los áridos deben ser angulares y con un porcentaje mínimo de partículas trituradas que provean una buena interconexión.

- La resistencia a la fragmentación por el ensayo de Los Ángeles será <35% (norma UNE-EN 1097-2).

- Debido a que el material estará en contacto permanente con el agua por un periodo de tiempo elevado su sensibilidad al agua debe ser ensayada. Los materiales no deberían triturarse o degradarse durante su puesta en obra o vida útil. La resistencia a la fragmentación mediante el ensayo al desgaste (Micro-Deval) permite determinar este punto en presencia de agua, un punto importante en las capas granulares destinadas a almacenar agua, el índice de Micro Deval húmedo será igual o inferior a 20. Estos puntos son tan importantes como la granulometría de las partículas y no deben obviarse.

- Las propiedades térmicas y de alteración (norma UNE EN 1367-2) serán inferiores al 12% tras 5 ciclos de lavado con sulfato de magnesio.

- El coeficiente de permeabilidad de una capa drenante o almacenamiento de aguas pluviales según la UNE 103403 será de mínimo 6x10-2 m/s.

Los materiales reciclados son permitidos según las actualizaciones del PG-3 en algunas aplicaciones, no obstante, este documento no desarrolla ninguna condición específica para este material. Su aprobación se somete básicamente a que cumpla lo exigido a los áridos de cantera y a que sus características fisicoquímicas aseguren la estabilidad futura del conjunto.

La ORDEN de 12 de enero de 2015, de la Consejera de Medio Ambiente y Política Territorial por la que se establecen los requisitos para la utilización de los áridos reciclados procedentes de la valorización de residuos de construcción y demolición, define los usos y condiciones para los áridos reciclados en el País Vasco, establece que los áridos reciclados podrán destinarse, bajo las condiciones y controles técnicos, ambientales y productivos referidos en los anexos I y II de la Orden, a los siguientes usos en aplicaciones no ligadas:

- Como material granular seleccionado en la construcción de carreteras, para la ejecución de explanadas mejoradas, terraplenes u otras unidades de obra afines.

- Como material granular seleccionado en rellenos localizados bajo superficie sellada.

- Como zahorra utilizada en la ejecución de capas estructurales de firmes de carreteras.

El Manual de Directrices para el uso de Áridos Reciclados en Obras Públicas de la Comunidad Autónoma del País Vasco menciona el riesgo de la lixiviación y su posible impacto ambiental al usarse como material granular en aplicaciones en contacto con el terreno.

La presencia de sulfatos y bromuros en los áridos reciclados mixtos pueden presentar riesgos de lixiviación. Este lixiviado puede presentar altos valores de pH y generar problemas ambientales. El árido reciclado deberá presentar ensayos de lixiviación que muestren su compatibilidad para el uso.

De forma general se dará preferencia a los áridos reciclados de hormigón sobre el árido reciclado mixto y de RCD.

Las estructuras de salida desde capas granulares provenientes de áridos reciclados deberían diseñarse para minimizar obstrucciones, proveyendo secciones de paso amplias a través de las cuales el agua pueda evacuarse. Todas estas cuestiones deben ser debidamente contempladas por el ingeniero responsable del proyecto.

Asimismo, y salvo especificación en contra del proyecto, deberán disponerse geotextiles (véase apartado 3.3) entre el terreno natural y los capas de árido destinadas a formar capas drenantes para el almacenamiento de agua.

25.4 ELEMENTOS DE REGULACION

Una técnica SuDS dispone generalmente de elementos de regulación (orificios, aliviaderos, tubos, etc.) que controlan los caudales pasantes y los niveles de llenado y vaciado. Los elementos de regulación pueden estar integrados en una obra de salida, ser visibles y superficiales, o ser elementos soterrados.

Los elementos de regulación deben estar adecuadamente diseñados. Su sección de paso y su elevación con respecto a la carga de diseño tienen una clara influencia en el rendimiento hidráulico y por tanto en el cumplimiento con la función de control hidráulico de la MM6. Los elementos de regulación proveen varias funciones:

- Limitan el caudal máximo descargado desde el proyecto al valor máximo admisible asociado al estado natural.

- Controlan la velocidad de vaciado y el tiempo de residencia del agua dentro de la técnica para las funciones de tratamiento.

- Controlan el volumen de escorrentía almacenada.

Cada uno de estos elementos de regulación tiene una aplicación diferenciada y se integra de forma diferente en la técnica SuDS:

- Las lluvias asociadas a la calidad del agua superficial y la protección hidromorfológica se gestionan normalmente con elementos de regulación pequeños tipo orificios, tubos perforados verticales y elementos de dispersión. Se usan para la detención prolongada y como primeros elementos de regulación para conservar el QmáxEN-T2,5 años-6h (MCO) o Q medio instantáneo de percentil 50 en el EN.

- Las lluvias extremas y el control de la inundabilidad suelen requerir mayores secciones de paso. Vertederos y válvulas vortex suelen emplearse para igual el QmáxEN-T25 años y para evacuar el QmáxEN-T100 años.

Existe una gran variedad elementos de regulación, a continuación se tratan los más comunes.

25.4.1 Orificios

Un orificio es una apertura de sección circular, cuadrada, rectangular o de cualquier tamaño y forma predefinidos. El caudal descargado a través de este depende de la presión o columna de agua sobre la apertura y del canto o borde de la apertura.

Si el contacto del flujo con la pared tiene lugar en una línea estaremos en presencia de un orificio de pared delgada. El espesor de la pared del orificio es menor que la mitad de la dimensión más pequeña del orificio. Si el contacto se alcanza en la pared de la perforación se tratará de un orificio en pared gruesa, el espesor de la pared es ,de 4 o 5 centímetros generalmente.

Los orificios pueden estar en la parte del fondo de la técnica o a una determinada altura dentro de la obra de salida.

La ecuación general para la descarga de un orificio de pared delgada, en descarga libre puede expresarse con la siguiente ecuación:

$$Q = C_d \cdot A \cdot (2gh)^{1/2} \qquad \textit{(Ec. 25- 4)}$$

Donde:

Q=Caudal en estado natural de la MM6, m3/s
Cd = coeficiente de descarga = 0,6 o en función de las aristas del orificio
A = área sumergida del orificio, m2
g = aceleración de la gravedad, 9,81 m/s^2
h = carga o altura de agua desde la superficie hasta el centro del orifico, m

Si la descarga del orificio se produce en lámina libre, el nivel de agua en la salida es inferior a la generatriz o borde inferior del orificio (a presión atmosférica). La carga hidrostática o presión sobre el mismo se medirá desde el centro del orificio. Si el orificio descarga parcial o totalmente sumergido se producirá una presión diferencial y la carga hidrostática efectiva se mide como la diferencia de alturas de calado aguas arriba y abajo del orificio.

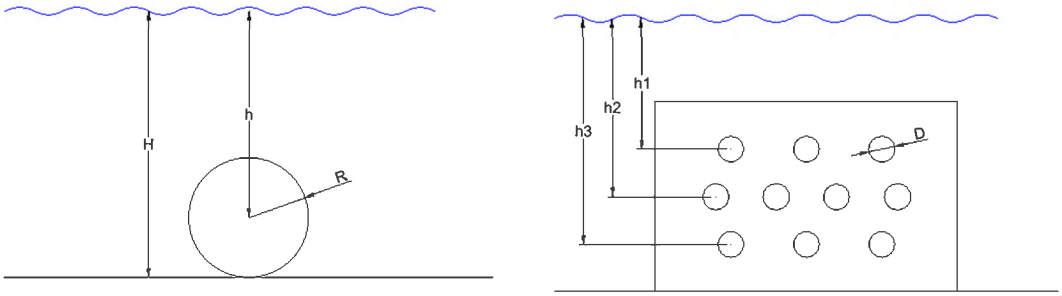


Figura 25-11. Cargas de diseño en un único orificio de regulación vertical, izquierda, y en múltiples orificios verticales, derecha

El caudal máximo de descarga del orificio en un plano vertical se dará cuando la columna de agua alcance su máxima elevación. El volumen de fluido que sale del SuDS por unidad de tiempo aumentará con la altura *h* del depósito hasta llegar al caudal máximo fijado por el proyectista.

El caudal teórico medio del orificio a lo largo de toda la carga de diseño será el empleado para el cálculo de volumenes de la técnica SuDS mediante el método racional (ver Capítulo 6). Se podrá aplicar, de forma simplificada, el 50% del caudal máximo teórico del orificio como caudal pasante para el cálculo del volumen de almacenamiento. El uso de su caudal máximo de descarga para calcular el volumen de almacenamiento de una técnica producirá un valor inferior al real. En caso de usar un modelo hidrológico, la curva de gasto del orificio es iterada por el programa una vez introducidas sus dimensiones y coeficiente de descarga.

El caudal a través de múltiples orificios, como un tubo o placa perforada que se muestra en la figura 25-13, puede calcularse sumando el caudal a través de orificios individuales. Si los orificios son del mismo tamaño y la carga de diseño es la misma, el caudal total puede determinarse multiplicando la descarga de un solo orificio por el número de orificios a la misma altura.

Los orificios múltiples en placas perforadas para el control de la descarga pueden ser de cualquier tamaño y configuración. Cuando el diámetro del orificio sea inferior a 40 mm se debe proteger mediante rejas o preferiblemente deflectores. Si se usan rejas o ranuras para proteger el orificio deberán espaciarse, en ambas direcciones, a una distancia igual a la mitad del orificio de salida.

25.4.2 Tubos Verticales

Un tipo especial de orificio es el de un tubo vertical cuya apertura se encuentra en el plano horizontal y cuya carga de diseño vendrá dada por la altura de columna de agua sobre el mismo. Suelen ser habituales en áreas de biorretención como elementos de

rebose o en estanques de retención. Para el cálculo de caudal cuando el orificio este completamente sumergido se aplicará la ecuación 25-5.

Para orificios cuya apertura está en un plano horizontal, donde la altura es grande en relación con el tamaño del orificio, la descarga puede ajustarse en condiciones de baja carga donde el orificio no este sumergido completamente. Para garantizar un caudal correcto en todas las condiciones de carga, se considera la descarga mediante vertedero dada por la siguiente formula que corrige el caudal en condiciones de carga bajas:

$$Q = 1{,}81 \cdot L \cdot h^{1,5} \qquad \textit{(Ec. 25- 5)}$$

Donde:

Q=Caudal, m3/s
L = Longitud de la cresta o perímetro del orificio, m
h = carga de diseño o altura de agua desde la superficie hasta el centro del orifico, m

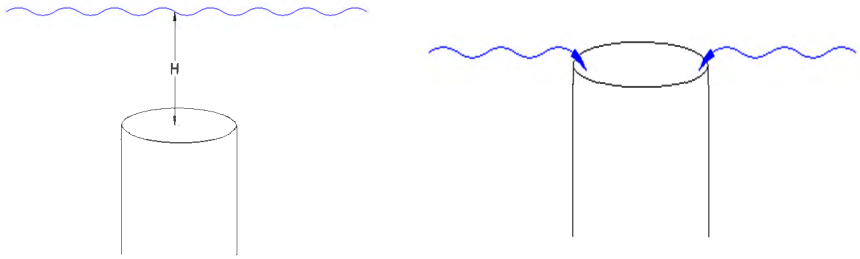


Figura 25-12. Cargas de diseño en un único orificio de regulación horizontal sumergido, izquierda, y en un orificio horizontal a baja carga, derecha

El tubo vertical puede perforarse a lo largo de su altura para proporcionar un conjunto de orificios para reducir la velocidad del fluido en la salida de la instalación. En este caso no se recomiendan aperturas mayores a 20 mm. La contrapartida de esto es que el agua se desaguará antes, y a una mayor profundidad donde las concentraciones de sedimentos pueden ser mayores.

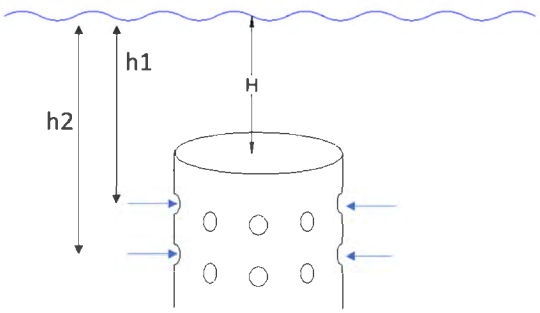


Figura 25-13. Tubo vertical perforado con múltiples orificios

Ventajas de los orificios

- Son estructuras simples y muy económicas.
- Pueden tener diferentes tamaños y posiciones para controlar el caudal en una amplia variedad de situaciones.
- Se pueden colocar varios orificios a la misma altura o a alturas diferentes, si es necesario, para cumplir los requisitos de control hidráulico.
- Permiten tiempos de desagüe más prolongados.

Limitaciones de los orificios

- El diámetro mínimo del orificio de detención prolongada será de 15 mm cuando se use un único orificio. Podrán emplearse varios orificios a la misma elevación para cumplir con la limitación de caudal.
- Pueden obstruirse con sedimentos y residuos, en particular los orificios de pequeño diámetro inferior a 40mm no protegidos.
- Puede ser difícil acceder a ellos para su mantenimiento cuando se colocan bajo la rasante del terreno.
- Pueden amentar el tiempo de vaciado por encima del valor admisible.

Consideraciones de diseño

- Los orificios suelen emplearse como primer elemento de regulación en cuencas pequeñas para alcanzar el valor QmáxEN-T2,5 años-6h (MCO) o Q medio instantáneo de percentil 50 en el EN, unos 4,5 L/s/Ha.
- También son habituales en las detenciones prolongadas para mejorar la calidad del agua.
- Pueden ser necesarios varios orificios para cumplir los requisitos de la MM6.
- El tamaño de la sección del orificio depende del caudal de descarga, profundidad máxima en la técnica SuDS y tiempo de vaciado.
- El tamaño del orificio necesario para alcanzar un determinado caudal de descarga puede aumentarse reduciendo la carga de diseño sobre el orificio. Esto puede lograrse ampliando el área destinada al almacenamiento del agua en el SuDS o ajustando la rasante hidráulica en orificios bajo la rasante de terreno.
- El área perforada de la chapa o reja destinada a proteger un orificio será como norma general 5 veces mayor que el área del orificio de regulación.

25.4.3 Tuberías y Colectores

Las tuberías se utilizan a menudo como elementos en obras de salida. Una tubería sumergida bajo la lámina de agua permanente de una técnica de retención, con una pendiente inversa o sifonada provee una función de control de vertidos accidentales y de detención prolongada.

Las tuberías de menos de 315 mm de diámetro pueden analizarse hidráulicamente como orificios sumergidos siempre que la relación carga-diámetro tubería sea superior a 1,5. Aplicarán las condiciones de orificio en condiciones de baja carga en los estadios iniciales de llenado de la técnica SuDS.

Las tuberías de más 315 mm de diámetro deben analizarse bajo las condiciones de una tubería en carga teniendo en cuenta la presión diferencial entre láminas de agua aguas arriba y aguas abajo del elemento. La capacidad hidráulica puede calcularse mediante la siguiente ecuación derivada de las ecuaciones de continuidad y Bernoulli:

$$Q = A\sqrt{[(2gh) \div (1 + km + kp \cdot L)]} \qquad \textit{(Ec. 25- 6)}$$

Donde:

Q=Caudal, m3/s
A= área del orificio sumergida, m2
L = Longitud de la tubería, m
h = Presión o carga diferencial, m
Km = coeficiente perdidas (usar 1)
Kp= coeficiente perdidas por fricción = ($n^2/D^{4/3}$)
h = carga de diseño o altura de agua desde la superficie hasta el centro del orifico, m

25.4.4 Vertederos Hidráulicos

Un vertedero hidráulico es un obstáculo transversal de geometría y forma variable, practicado en la pared de una arqueta, o bien en un dique o represa, por el cual escurre o rebasa el líquido contenido en el depósito, o que circula por las técnicas SuDS. Los vertederos tienen varias funciones en un SuDS:

- Controlar el nivel en los volúmenes de almacenamiento.
- Determinar el nivel de agua para las distintas precipitaciones de diseño.
- Evacuación de caudales de proyecto o derivación de un determinado caudal (aliviaderos).

Según su geometría los más habituales en las técnicas SuDS son vertederos triangulares, rectangulares (sin contracción o con contracciones laterales), trapezoidales y circulares. En función del espesor de la pared se distinguen los vertederos de pared delgada (≤2mm) y los vertederos de pared gruesa (≤0,6 veces su altura).

El caudal a través de un aliviadero puede deducirse del diseño equivalente de un vertedero de pared delgada, cuya descarga corresponde a :

$$Q = C \cdot L \cdot h^{3/2} \qquad \textit{(Ec. 25- 7)}$$

Donde:

Q= Caudal, m3/s
C= Coeficiente de descarga
L = Longitud del vertedero, m
h = carga sobre el vertedero, m

El coeficiente de descarga de un vertedero depende de diferentes factores como la carga de diseño, naturaleza de los bordes, calado y propiedades del fluido. Un valor comúnmente aceptado para SuDS es 0,6 para orificios de pared delgada.

Las fórmulas teóricas de descarga de los vertederos hidráulicos son ampliamente conocidas. Una de las publicaciones de referencia que puede consultarse es el manual de hidráulica de tuberías y canales de Arturo Rocha.

Ventajas de los vertederos

- Son estructuras simples y pasivas.
- Fáciles de mantener y más accesibles que otros elementos de regulación.

Limitaciones

- Pueden concentrar el flujo y provocar velocidades erosivas.
- No son muy eficaces en el control de la descarga.

Consideración de diseño

- El diseño de los vertederos debe tener en cuenta la estabilidad estructural para el rebose de los caudales máximos de proyecto, incluidas las velocidades de flujo y la presión hidrostática.
- Deben equiparse con desbastes. Se atenderá también a lo especificado en el RDPH respecto a los sistemas de retención de gruesos y flotantes en desbordamientos del sistema separativo: retención de gruesos y flotantes de 10 mm.

25.4.5 Válvulas Vortex

Una válvula vortex es un elemento de regulación pasivo y sin partes móviles que permite limitar el caudal descargado proporcionando mayores aperturas y eficiencia hidráulica que un orificio. La geometría interna de una válvula vortex está diseñada para permitir que el agua fluya a través del elemento de regulación sin restricciones durante el mayor tiempo posible. Cuando la lámina de agua alcanza una altura

predeterminada se crea un núcleo de aire estable dentro del cuerpo de la válvula que controla la velocidad del fluido y el caudal descargado.

Figura 25-14. Válvulas vortex para la regulación (Fuente: Hydro International)

El desempeño hidráulico de una válvula vortex se define en su curva de gasto característica en forma de "S", que relaciona el caudal descargado y la columna de agua que actúa sobre la unidad. La curva hidráulica debe considerarse en el diseño de la técnica SuDS. Una curva de gasto más eficiente permite desaguar más volumen de escorrentía en las fases iniciales de una tormenta y optimizar el volumen de almacenamiento requerido para el control hidráulico de la MM6.

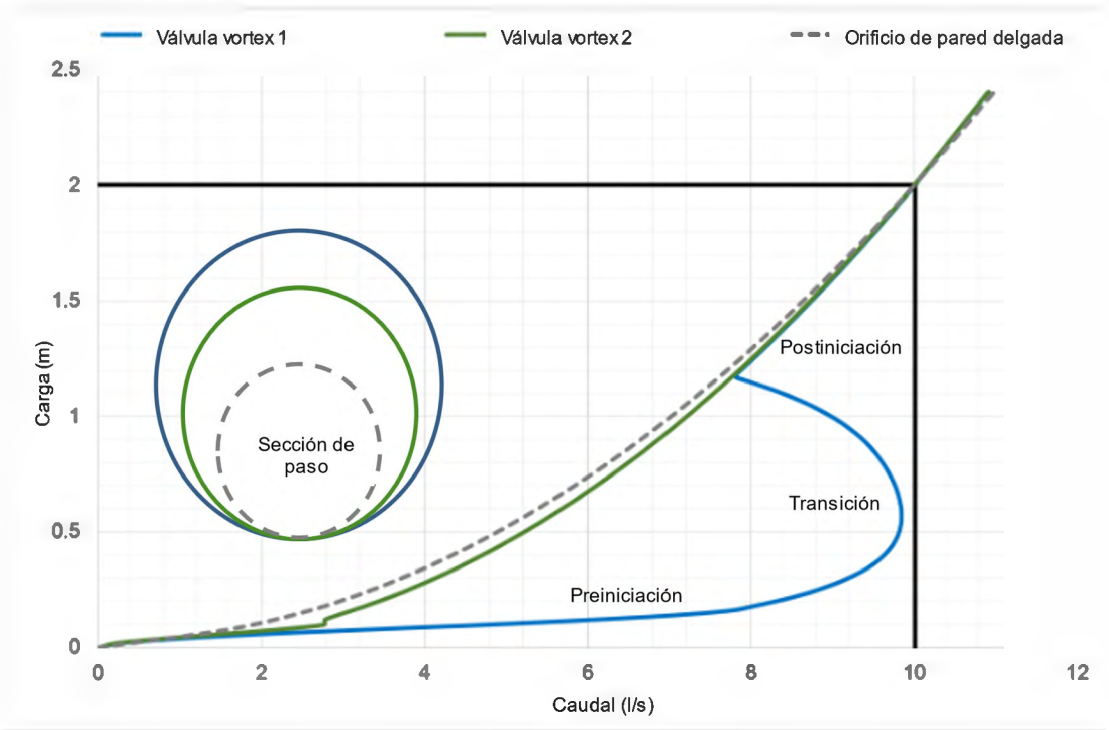


Figura 25-15. Curvas de gasto y secciones de paso para distintos elementos de regulación para el mismo punto de diseño , la válvula vortex 1 ofrece el mejor rendimiento hidráulico y permite reducir el volumen de almacenamiento

La curva de gasto de una válvula vortex posee tres secciones diferenciadas con un régimen hidráulico dominante diferente:

1. Fase Preiniciación, domina el flujo a través de un orificio, la presión no es suficiente para iniciar el vortex.

2. Fase Transición, en esta región el vortex de formará y colapsará de forma continuada.

3. Fase Postiniciación, La estabilización del vortex domina el flujo, un vórtice de aire se forma y mantiene en el interior de la válvula generando una restricción al paso de agua al reducir el área de sección transversal disponible.

Ventajas de las válvulas vortex

- Proveen mayores secciones de paso que los orificios minimizando el riesgo de bloqueos.

- Proveen mayor eficiencia hidráulica que un orificio y permiten optimizar el volumen de almacenamiento calculado al desaguar un mayor caudal medio.

Limitaciones

- Pueden no ser económicamente rentables para caudales inferiores a 5 L/s y cargas hidráulicas bajas.

Consideración de diseño

- Su diseño depende principalmente del caudal y carga de diseño.

- El diseño de una válvula vortex debe incluir su curva de gasto para introducirse en el cálculo de volumenes de almacenamiento.

25.4.6 Elementos Múltiples de Regulación

La combinación de distintos elementos de regulación permite lograr los distintos objetivos requeridos para el control hidráulico de la MM6. Orificios, vertederos y válvulas vortex se integran en una obra de salida que permite limitar las descargas.

Los siguientes criterios deben tenerse en cuenta a la hora de usar elementos múltiples de regulación en obras de salida:

- Deben cumplir con el caudal de diseño, tiempo de vaciado, altura de agua embalsada y cualquier otro requisito especificado en cada técnica de forma individual.

- Su acceso debe ser seguro y cómodo para poder mantenerlos.

- El tubo de salida de la estructura de regulación tendrá su correaguas siempre que sea posible 100 mm por debajo del de la tubería de entrada.

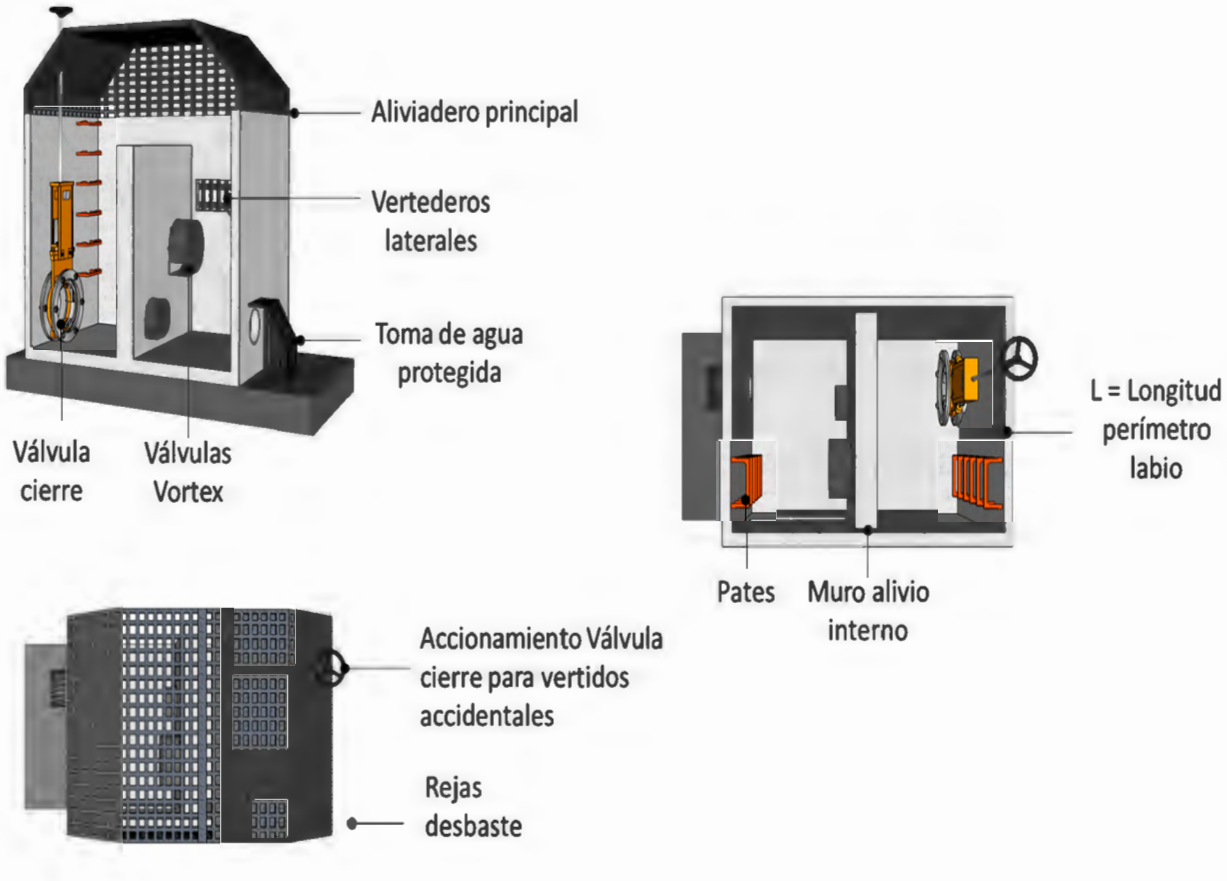


Figura 25-16. Elementos y órganos de desagüe en una obra de salida

- Los elementos de regulación deben protegerse con areneros y rejas de desbaste o mallas. Si el elemento de regulación se encuentra aguas abajo de un medio filtrante o una capa de filtro se considerará protegido.

- Se debe determinar si se requiere anclar o lastrar la obra de salida para contrarrestar la subpresión generada por el agua almacenada en la técnica.

- Todas las partes metálicas deberán ser resistentes a la corrosión; no usar materiales galvanizados a no ser que sea totalmente necesario (aportan zinc a las escorrentías, en ocasiones en altas concentraciones).

- Deberá proveerse una curva de gasto integrada de todos los elementos de regulación que se empleará en los cálculos de la técnica SuDS.

- La altura a la que se fija la toma de agua en las técnicas de retención, estanques y humedales, afecta a la calidad del agua descargada. El agua superficial siempre tiende a estar más limpia.

- El diseño hidráulico de los elementos de regulación debe considerar cualquier condición de descarga anegada debido a una sobreelevación del nivel de agua en el medio receptor. Este fenómeno afectará al desagüe del orificio e influirá en el cálculo del volumen temporal de laminación.

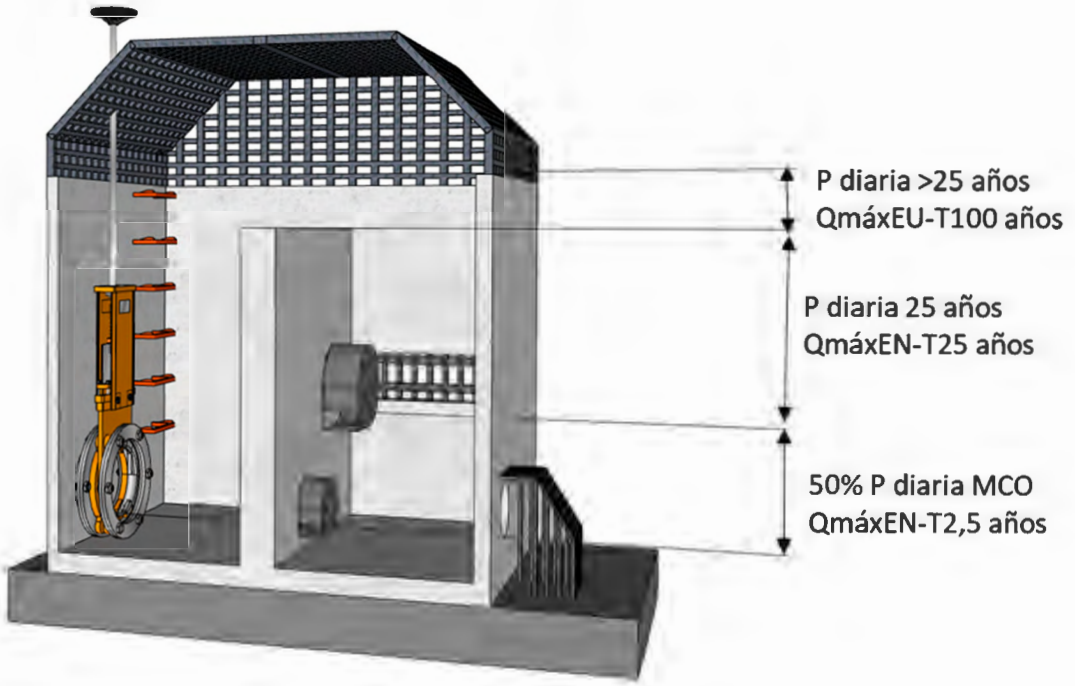


Figura 25-17. Relación hidráulica de los elementos de desagüe en una balsa de detención. En esta configuración el proyecto habrá usado técnicas previas que limiten el 50% de la MCA al valor referencia de 4,5L/s/ha

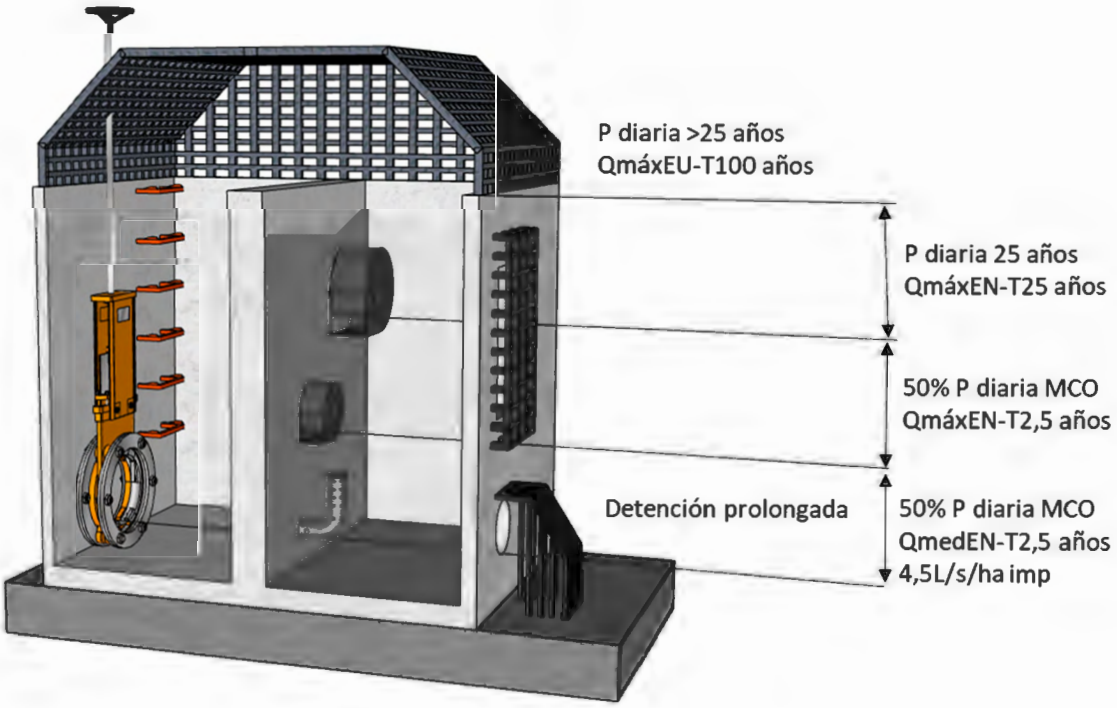


Figura 25-18. Relación hidráulica de los elementos de desagüe en una balsa de detención con detención prolongada

Criterios para orificios de regulación

- Cuando el diámetro del orificio de regulación sea inferior a 40 mm se debe proteger con una chapa ranurada. Si se usan rejas o ranuras para proteger el orificio deberán espaciarse, en ambas direcciones, a una distancia igual a la mitad del orificio de salida.

- Cuando exista riesgo de derrames de vertidos accidentales se utilizará una tubería vertical sumergida ya que proporcionan cierto nivel de retención de flotantes e hidrocarburos ligeros. Además, se deberá proveer en este caso siempre una válvula de cierre total de la obra de salida.

- Cuando se usen elementos de regulación comerciales deberá proveerse una curva de gasto del dispositivo.

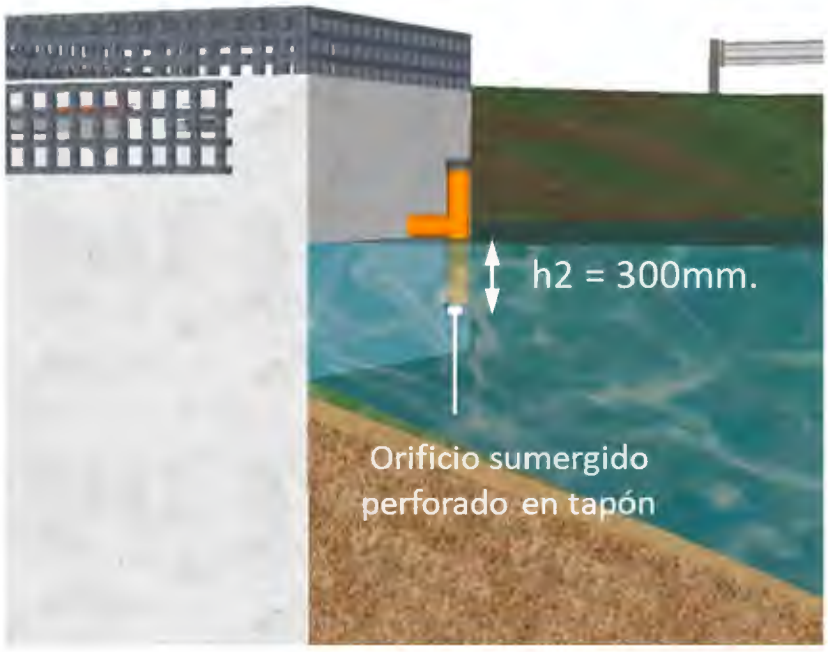


Figura 25-19. Tubería sumergida con orificio de regulación en extremo inferior vertical para control de vertidos accidentales y detención prolongada

Vertederos hidráulicos laterales

- El proyectista podrá usar labios fijos, diseñados correctamente. como elementos de regulación. Podrá calcular el rebose combinado de los orificios de regulación y aliviadero para cumplir con los estándares de control hidráulico.

- Los vertederos laterales pueden realizarse en varias geometrías (orificio, ventana o triangulares).

- Se equipan con rejillas verticales que retienen flotantes y gruesos. El paso entre rejas en ambas direcciones, cuando existan elementos de regulación en el interior de la obra de salida, será de mínimo la mitad de sección de paso del elemento de regulación a proteger. La retención de gruesos en desbordamientos requiere 10 mm de paso máximo.

Aliviadero principal o rebose emergencia

- Se deberá proveer un aliviadero principal (generalmente un murete divisorio en el interior de la arqueta de salida a una elevación superior al último elemento de regulación) para transportar precipitaciones superiores a las de diseño sobre los elementos de regulación, o alrededor de estos. El rebose también puede ocurrir cuando se obturan los elementos de regulación.

- El aliviadero principal tiene como función proteger el dique de cierre y evitar que se rebase su coronación. Los caudales de salida deben evacuarse de forma controlada hacia la red de transporte aguas abajo o un punto de vertido estabilizado y autorizado.

- Se debe proveer una segunda entrada a la arqueta de la obra de salida cuando se requiera una protección adicional de los órganos de desagüe y el proyectista determine que la primera entrada del aliviadero principal puede obturarse.

- Una alternativa a una segunda entrada, o toma de agua, es permitir que el agua rebose por la parte alta de la arqueta de la obra de salida que funcionara con un labio de alivio superior. La parte superior de la arqueta se equipa con una rejilla de barras, o tramex, formando una jaula. Pueden usarse otras opciones como segunda entrada a la obra de salida siempre y cuando no sean obstruidas por el mismo elemento que bloquea la entrada o toma de agua principal.

- El aliviadero principal y la tubería de descarga se diseñan en las balsas de detención para el caudal asociado a la avenida de T100 años. Las salidas deben estabilizarse para no generar daños en el medio natural.

25.4.7 Capas Drenantes

Las capas o mantos drenantes se conforman con material granular y tuberías perforadas que interceptan, recogen y transportan las escorrentías que atraviesan la técnica SuDS, permitiendo que desagüen para que su volumen de almacenamiento esté disponible para la siguiente tormenta.

Las capas drenantes destinadas a recoger el agua de una capa filtrante superior deben proveer una capacidad hidráulica que doble el caudal de la capa superior, salvo indicación contraria en el diseño especifico de cada técnica.

Las capas drenantes y su capacidad hidráulica determinan el caudal descargado hacia la siguiente técnica o la red de drenaje y deben diseñarse considerando los siguientes puntos:

- Todas las tuberías drenantes deben tener una pendiente mínima del 0,5%, incluyendo las conducciones transversales. En caso de mantos drenantes muy extensos está pendiente puede reducirse.

- La pendiente longitudinal también limitará la capacidad hidráulica de la tubería drenante y puede ser más restrictiva que el área ranurada.

- El diámetro de la tubería drenante dependerá de la capacidad hidráulica pero comúnmente será DN110-160 mm. No se instalarán secciones inferiores a un DN90mm para facilitar la conservación y explotación.

- La tubería drenante será rígida y de interior liso, las tuberías corrugadas flexibles no pueden limpiarse correctamente con agua a presión y no permiten meter cortadoras de raíces, son menos duraderos y no se recomiendan.

- El uso de geotextiles alrededor de la tubería drenante no se recomienda ya que incrementa la posibilidad de obstrucción. La apertura de las ranuras deberá ser menor que el huso granulométrico más pequeño del material drenante para prevenir obstrucciones.

- Debido al riesgo de obstrucción se usará siempre que sea posible más de una tubería drenante para facilitar el drenaje, con una separación mínima de 3 m entre ejes. Determinadas técnicas como los filtros de arena tienen su propia geometría y disposición.

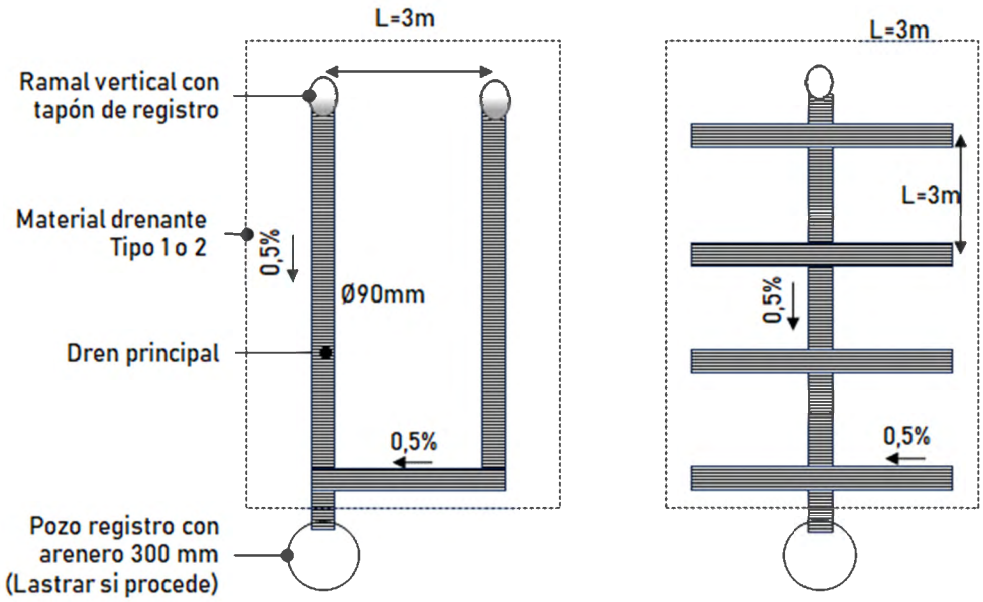


Figura 25-20. Planta geométrica de distintas disposiciones de la tubería drenante dentro de la capa de árido

- Las tuberías drenantes pueden incorporar ramales horizontales en forma de espina de pez para aumentar su capacidad hidráulica. Como mínimo una

conducción longitudinal en tramo recto será conectada a la arqueta de salida para facilitar las labores de mantenimiento.

- Se proveerán registros de inspección para su mantenimiento y limpieza. Pueden realizarse mediante arquetas o tramos de tubo vertical unidas con una T o codo a 90° extendidas por encima de la superficie.

  Los registros de limpieza se instalarán con al menos un registro por cada 100 m2 de área de capa drenante. Los registros serán tuberías verticales extendidas hasta la superficie y unidas con una T o codo a 45° al dren de fondo. En su parte más alta y superficial tendrán un tapón con ventilación. Debe sobresalir por encima de la vegetación y tener una altura que evite la entrada de agua en caso de que se retire o se dañe una tapa. Esto evitará también que pueda quedar enterrado por la acumulación de sedimentos o pueda ser dañado durante el mantenimiento. La parte superior de los registros debe ser superior a la lámina de agua más desfavorable en la técnica.

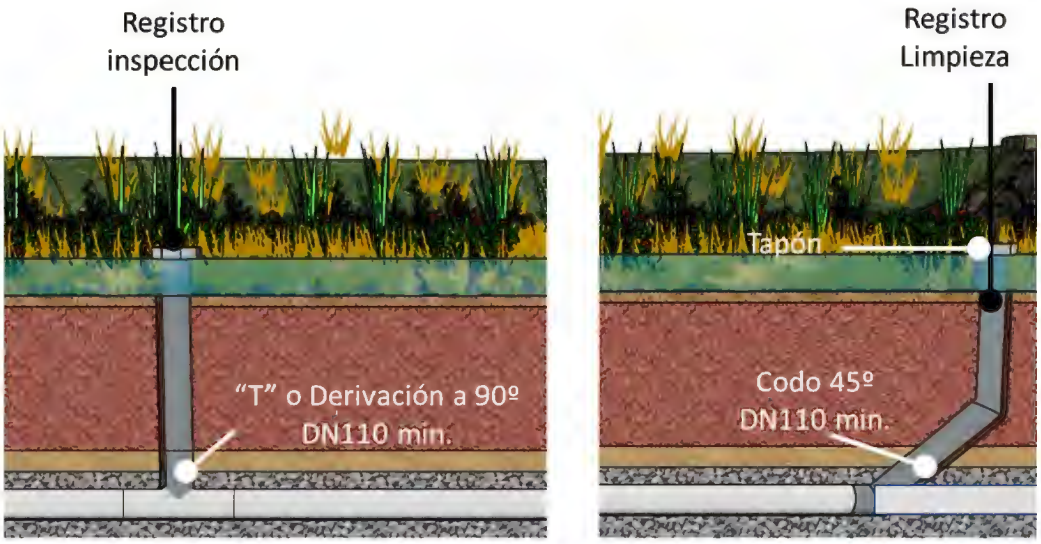


Figura 25-21. Detalle de registro de limpieza e inspección

- La capa de material drenante deberá distribuirse en todo el largo y ancho del fondo de la técnica y se formará, salvo indicado contrariamente, con un árido tipo 1 o 2.

- Entre capa filtrante y capa drenante se usará una capa de arena lavado de 50 mm o un geotextil, siendo preferible siempre el primer método para evitar obstrucciones.

- Cuando se usen varias tuberías drenantes longitudinales se conectarán antes de su entronque con el pozo de salida siempre que sea posible para minimizar las perforaciones en la pared del elemento. Se proveerá un arenero de al menos 300 mm para facilitar las labores de conservación.

- El espesor total mínimo de esta capa será de 20 cm y lo habitual serán 30-50 cm. El árido debe tapar y rodear los laterales de la tubería drenante al menos 15 cm (bajo la tubería no es necesario).

- Si la capa drenante se diseña para almacenar agua se puede conectar a una obra de salida que, a su vez, controle la elevación del agua en el almacenamiento y el caudal descargado. En este caso será la propia estructura de regulación la que controle el caudal pasante. En estos casos debe evaluarse cuidadosamente la línea de energía en el sistema para la precipitación de diseño y no anegar la capa filtrante de la técnica ubicada sobre la capa drenante.

Generalmente la capacidad hidráulica del conjunto de la capa drenante viene determinada por la pendiente de la tubería drenante. Una comprobación completa de todos los elementos puede realizarse mediante los siguientes pasos:

1. Calcular el caudal de salida de la capa filtrante sobre la capa drenante multiplicando la tasa de infiltración de diseño por el área de la base de la capa filtrante. Aplicar un coeficiente de seguridad de 2 para definir el caudal de diseño de la capa drenante.

2. Comprobar que la capacidad hidráulica del material granular de la capa drenante es mayor que el caudal de diseño utilizando la ley de Darcy.

$$Q = K \cdot i \cdot A$$
$$q = K \cdot i \cdot e \qquad \textit{(Ec. 25- 8)}$$

Donde:

Q = caudal (m3 /s)
q = caudal por unidad de longitud (m 3 /s·m)
K = permeabilidad de la capa drenante (m/s)
i = gradiente hidráulico (adimensional), definido por la pérdida de altura piezométrica en la capa drenante entre la distancia a lo largo de la dirección del flujo. Generalmente 1 en capas horizontales.
A = área (m2)
e= espesor de la capa drenante (m)

3. Comprobar la capacidad hidráulica de la sección ranurada o perforada del dren principal. Este valor es generalmente facilitado por el fabricante o puede calcularse mediante la fórmula de un orificio de pared delgada . Este valor, salvo que la longitud de tubería drenante sea muy corta, es menos restrictivo que la capacidad determinada por las dimensiones de la tubería que se comprobara mediante la siguiente expresión.

n = coeficiente de Manning
j = pendiente de la tubería (m/m)

D es el diámetro requerido para obtener la capacidad hidráulica de una sola tubería. Los diámetros habituales serán DN110-160. La siguiente tabla convierte tubos de mayores dimensiones con una pendiente del 0,5%.

Tabla 25-6. Ramales requeridos para capas drenantes en SuDS en función del diámetro

D (mm)	Cantidad de ramales DN110	Tubería drenante DN160
135	2	-
150	3	1
175	4	1
200	6	2
230	-	3
250	-	4

25.5 ARQUETA DE REPARTO

Muchas veces es conveniente realizar una instalación en paralelo, para ello se emplea una arqueta de reparto que desvía la escorrentía hacia la técnica de tratamiento y baipasea los caudales superiores a los de diseño alrededor de la instalación.

La arqueta de reparto suele ser un elemento prefabricado o ejecutado *in situ* de hormigón armado configurado con un murete aliviadero. La coronación del murete o cresta se fija a una cota que permita que todos los caudales inferiores y hasta el QCA entren en la técnica SuDS destinada al tratamiento de la escorrentía.

Este factor es clave ya que la escorrentía hasta el QCA debe recibir tratamiento y no debe baipasear la unidad. Los caudales superiores al QCA se repartirán, de forma que una pequeña parte de estos entre en la unidad y otra parte sea baipaseada. Los caudales baipaseados suelen entrar en otra técnica para proveer control hidráulico o serán descargados a medio receptor. El caudal que llega a la técnica SuDS para la avenida de T=100 años no deberá exceder el 10% de la capacidad de tratamiento de la técnica.

Debe tenerse en cuenta a la hora de realizar el diseño hidráulico de la arqueta de reparto que su funcionamiento generará una sobreelevación del nivel de agua en la conducción principal. El aumento del nivel de agua vendrá determinado por la capacidad hidráulica del elemento de rebose ubicado en la arqueta de reparto.

El proyectista debe buscar un balance entre la longitud del labio de alivio y las dimensiones de la arqueta de reparto. A mayor longitud de vertedero menor será la perdida de carga generada por ese elemento y la sobreelevación de la lámina de agua sobre el volumen de almacenamiento.

El reparto de caudales puede realizarse utilizando uno de los siguientes métodos:

1. Murete vertedero-arqueta tipo 1 (ver figura 25-22): la conducción, el tubo que alimenta la técnica y el tubo de descarga se sitúan a la cota de solera de la arqueta de reparto. Un murete aliviadero intermedio separá la conducción y el tubo de entrada al SuDS del tubo de descarga y dividirá la arqueta en dos cuerpos. La coronación del murete será igual a la línea de energía en la arqueta de reparto a QCA. Todo el QCA entrará a la unidad de tratamiento y la coronación del vertedero estará a una cota superior a la perdida de energía calculada aguas arriba del murete al QCA.

Para el caudal hidráulico de la red o conducción también se recomienda que la coronación del vertedero este a una cota superior a la línea de energía aguas abajo del murete para que el caudal aliviado fluya en lámina libre. Un aliviadero sumergido es menos eficiente hidráulicamente en esta condición y requiere un cálculo más complejo. El perfil hidráulico en la red no deberá afectar negativamente su capacidad hidráulica de diseño y deberá cumplir con los resguardos requeridos. Variaciones en los diámetros de los tubos y la longitud del vertedero pueden permitir ajustar los calados y reducir la perdida de energía.

2. Tubo alivio-arqueta tipo 2 (ver figura 25-23): Similar en concepto al anterior pero el baipás se realiza usando un tubo de alivio cuyo correaguas está a una cota superior al tubo de tratamiento, y que coincidirá con el perfil hidráulico a QCA. La solera de la arqueta de derivación tendrá cunas y/o rampas con pendiente hacia el tubo de tratamiento para minimizar las pérdidas. La pérdida de energía y el reparto de caudales seguirán el mismo procedimiento de evaluación que en el método anterior.

   Cuando la cota en el punto de descarga lo permita podrá construirse un salto de altura igual a la perdida de energía en la arqueta de reparto de manera que la línea piezométrica se iguale con la de aguas arriba.

Los elementos de rebose tendrán suficiente capacidad hidráulica para transportar de forma segura las precipitaciones extremas de T=25 y 100 años. Minimizar el calado dentro de la conducción principal y los elementos de rebose para la capacidad hidráulica máxima.

Cuando la arqueta de reparto y la técnica de tratamiento estén aguas arriba de una técnica de control hidráulico, como una balsa de detención, deberá tenerse en cuenta la posible descarga anegada en el diseño del elemento.

La geometría del vertedero puede adaptarse usando secciones triangulares o incluso vertederos regulables en altura para ajustar los caudales y volumenes repartidos.

En los arquetones de registro visitables se dispondrá, empotrados en la pared, unos pates colocados a 30 ó 40 cm de separación unos de otros, a fin de facilitar el descenso a la hora de la inspección y/o mantenimiento de estos.

El material de los pates será de polipropileno con alma de acero u otro material de características suficientes para garantizar su durabilidad en el transcurso del tiempo y en las condiciones ambientales propias del interior de la red de saneamiento. La separación del pate superior más próximo a la boca de acceso estará comprendida entre 40 y 50 cm. Deberán cumplir con lo especificado para los mismos en la norma UNE-EN 13.101.

Todas las piezas metálicas incluidas en la arqueta de reparto serán resistentes a la corrosión. Los materiales recomendados son aluminio, acero inoxidable y plástico. Evitar el uso de zinc y materiales galvanizados ya que pueden aportar toxicidad a las escorrentías pluviales.

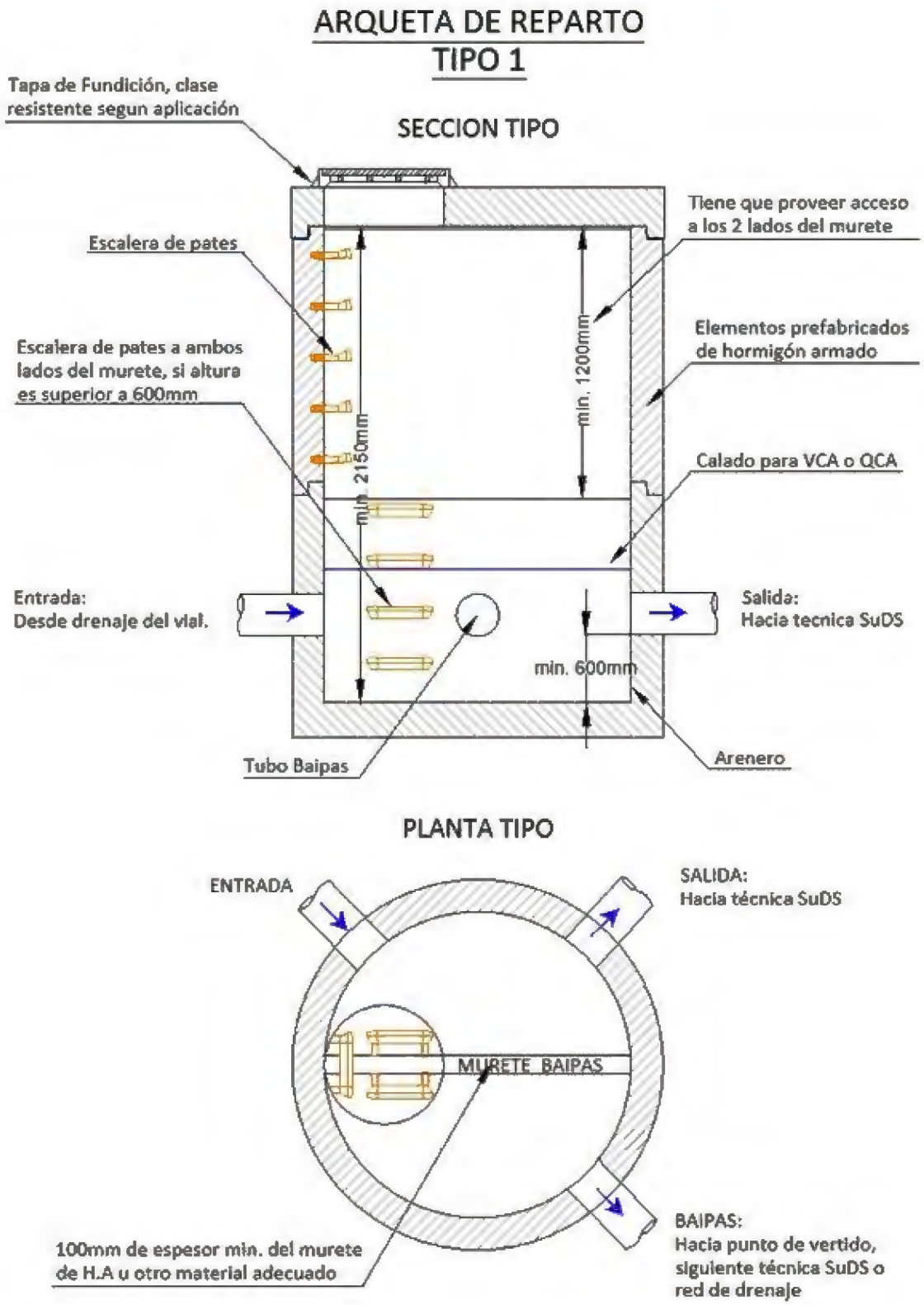


Figura 25-22. Arqueta de reparto tipo 1 para técnicas SuDS

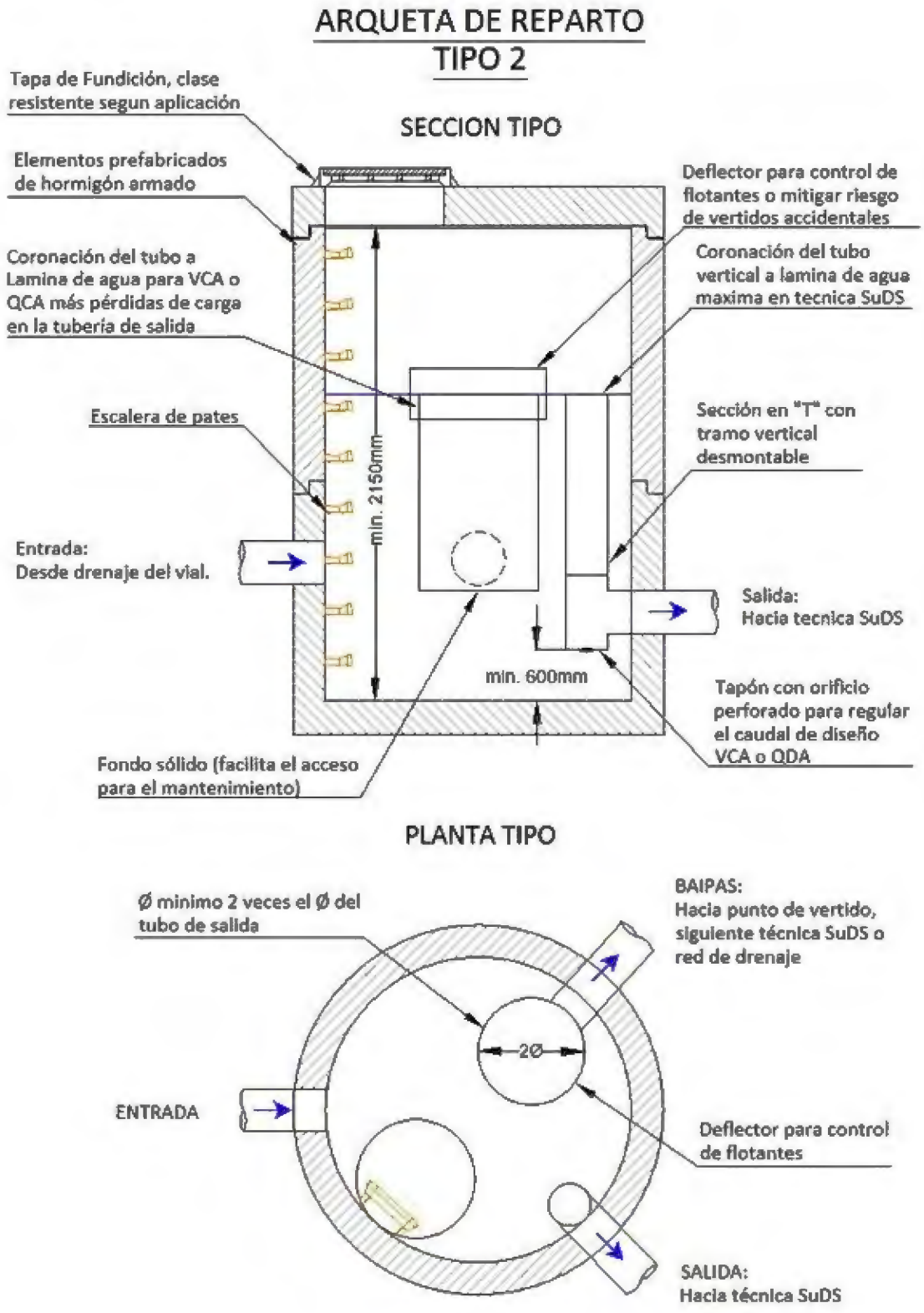


Figura 25-23. Arqueta de reparto tipo 2 para técnicas SuDS

25.6 GEOSINTETICOS

Hay distintos tipos de geosintéticos usados en las técnicas SuDS, los más habituales son geotextiles (GTX), geomembranas (GBR-P) y geoceldas (GCE). Otros productos como las geomallas (GGR), georred (GNT), o geomantas (GMA) suelen ser comunes en las técnicas de la MM2 para el control de la erosión y sedimentos.

Estos materiales seguirán lo establecido en la Orden FOM/510/2018, de 8 de mayo, por la que se modifica la Orden FOM/2523/2014, de 12 de diciembre, por la que se actualizan determinados artículos del pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes, relativos a materiales básicos, a firmes y pavimentos, y a señalización, balizamiento y sistemas de contención de vehículos.

La variabilidad en las prestaciones de los geotextiles disponibles en el mercado es muy amplia. Pueden variar en espesores, materiales (por ejemplo, polietileno, polipropileno, poliésteres), pueden ser tejidos, no tejidos, punzonados o unidos térmicamente, todos ellos con diferentes tamaños de poro y permeabilidad. El consultor debe prestar especial atención a la función de este material dentro de la técnica, filtración, separación o drenaje.

El uso de geotextiles en los SuDS puede proporcionar una de las siguientes funciones principales o una combinación de estas:

- Filtración: retener partículas de la escorrentía viaria permitiendo el paso del fluido (p. ej., cuando se colocan como capa superior de sacrificio en la parte superior de una zanja de infiltración).

- Separación: impedir la mezcla del terreno con los materiales que forman las capas granulares y de almacenamiento del agua pluvial (p. ej., cuando se colocan como capa en la base de una zona de biorretención).

- Drenaje: captar y conducir la escorrentía viaria u otras aguas a través de ellos y en su plano (p. ej., cuando se colocan como capa en la base de una técnica de infiltración).

Los geotextiles deberán tener obligatoriamente el marcado CE, conforme a lo establecido en las normas más relevantes para las aplicaciones en este Manual y que son las siguientes:

- UNE-EN 13249: Características para los geotextiles usados para cualquiera de las funciones anteriormente descritas.

- UNE-EN 13252: Características para los geotextiles usados con funciones de drenaje t filtración.

- UNE-EN 13253: Algunas de las propiedades requeridas para su uso en obras para el control de la erosión son aplicables a los SuDS.

Generalmente la reducción de permeabilidad de un geotextil aumenta con el aumento de espesor y masa, y aumenta con la disminución de abertura de poros. Los geotextiles de menor gramaje poseen generalmente la mayor permeabilidad vertical y suelen ser

menos susceptibles a la colmatación, su contrapartida es que sus propiedades mecánicas suelen ser bajas para soportar la puesta en obra.

Cuanto menor sea el tamaño de la abertura y mayor sea el volumen de escorrentía que se filtra o drena, más corta será la vida útil del geotextil. En este sentido las técnicas de infiltración de baja carga tienen mucho menor riesgo de un fallo por colmatación del geotextil que las de carga alta (ver Capítulo 7). No obstante, la experiencia muestra que cualquier geotextil con funciones de filtración acabará obstruyéndose en aplicaciones destinadas a las técnicas SuDS.

Las técnicas de infiltración en las aplicaciones descritas en el MDSC deberán en líneas generales evitar la instalación de geotextiles en su plano de infiltración, ya que a largo plazo tienden a colmatarse. Los tapizados minerales se usarán en las bases de estas técnicas (ver apartado 25.7).

Tabla 25-7. Criterios de referencia para las propiedades de los geotextiles en técnicas SuDS

Propiedad	Norma de ensayo	Valor para distintas funciones y vida útil		
		Filtración	Separación	Drenaje
Resistencia a tracción (kN/m)	UNE-EN ISO 10319	Min.12	Min.14	Min.10
Alargamiento a la carga máxima (%)	UNE-EN ISO 10319	Min.90	Min.100	Min.90
Resistencia a la perforación dinámica (mm)	UNE-EN ISO 13433	Min.20	Máx.20	Min.20
Medida de abertura característica (µm)	UNE-EN ISO 12956	Máx.100	Máx.100	Min.100
Permeabilidad al agua perpendicularmente al plano (l/m2/s)	UNE-EN ISO 11058	120-100	Máx.100	Min.110
Capacidad del flujo de agua en el plano (m2/s)	UNE-EN ISO 12958	3a5*10-6	-	3a5*10-6

En técnicas como zonas de biorretención o franjas filtrantes, el geotextil debe estar correctamente apoyado en la superficie de suelo para que el agua fluya en estado estacionario en una dirección a través del suelo, sustrato o medio filtrante, y luego a través del geotextil hacia una capa con un determinado volumen de huecos. La retención de finos es esencial en las capas superiores al geotextil para evitar que se desplacen hacia la capa tejida. El geotextil se elige con una permeabilidad perpendicular suficiente y un tamaño de abertura que permita que las partículas finas puedan pasar a través de los poros del tejido. La estructura del suelo garantiza que las partículas medianas y finas queden retenidas en el suelo y no se desplacen hacia el textil.

25.7 TAPIZADOS O REVESTIMIENTOS

Los tapizados o revestimientos tienen por objeto reducir la probabilidad de que la contaminación asociada a las aguas de escorrentía alcance las aguas subterráneas

situadas bajo las técnicas de infiltración. En ocasiones, los revestimientos se utilizan como impermeabilización, impidiendo el paso del agua y manteniendo una lámina de agua permanente. Se distinguen dos tipos de tapizados minerales en las técnicas:

- **Tapizados de baja permeabilidad:** Reducen la infiltración a unas tasas muy bajas, generalmente inferior a 0,50 mm/hora. Estos tipos de revestimientos se utilizan generalmente en técnicas en las que es necesario contener agua y mantener el nivel durante largos períodos de tiempo. También se utilizan cuando el riesgo de vertidos accidentales es elevado, o cuando se pueden dar riesgos geotécnicos por movimientos subhorizontal del agua no deseados. Dentro de estos se distinguen revestimientos con geomembranas (GBR-P), geobentonitas (GBR-C) y tapizados minerales arcillosos.

- **Tapizados de tratamiento:** Se emplean para el tratamiento de las escorrentías viarias antes de que estas alcancen la zona no saturada del suelo. Estas capas de filtro tienen una velocidad de infiltración superior a los tapizados de baja permeabilidad, pero inferior a 50 mm/h para lograr las funciones de depuración. Se pueden utilizar suelos naturales, suelos mejorados con enmiendas o suelos importados.

En la tabla 25-8 se muestran recomendaciones sobre el tipo de tapizados y revestimientos más adecuado para diversas técnicas SuDS. El objetivo de las recomendaciones es asegurar que las aguas de escorrentía reciban la cantidad mínima requerida de tratamiento antes de su infiltración en la zona no saturada.

Tabla 25-8 Tipos de revestimiento recomendados para las instalaciones de tratamiento de la escorrentía

Técnica SuDS	Zonas tapizadas	Tipo de tapizado
Balsa infiltración con funciones de tratamiento	Fondo y laterales a lámina de agua permanente (VCA)	Tapizado de tratamiento y capa de protección
Estanque de retención Humedales de aguas pluviales	Fondo y laterales a lámina de agua permanente (VCA) en todos los vasos	Tapizado de baja permeabilidad si terreno permite la infiltración o no se puede garantizar el mantenimiento de una lámina de agua permanente. Tapizado de tratamiento recomendado si presencia de nivel freático. Revestimiento de tratamiento
Técnicas soterradas de infiltración (depósitos)	No aplicable	Ninguno debe tratar la escorrentía previamente

Los tapizados deben extenderse de forma uniforme en suelos y taludes. No es necesario cubrir los taludes por encima de los niveles máximos de agua considerados en el diseño salvo que se requiera anclarlos en esa zona y no se haya podido asegurar su soporte adecuado con otros medios.

Los tapizados de baja permeabilidad no deben emplearse cuando el nivel freático estacional más desfavorable pueda alcanzarlos. Los tapizados de tratamiento bajo el nivel freático deberán ser evaluados por un especialista en geotécnica para comprobar que ofrecen la misma protección a las aguas subterráneas debido a su posible saturación permanente.

25.7.1 Criterios de Tapizados de Tratamiento

Si el suelo bajo una técnica SuDS con funciones de tratamiento no cumpliera las condiciones estipuladas en los criterios del ámbito para la infiltración (ver Capítulo 7) se dispondrá una capa de tratamiento atendiendo a las siguientes condiciones:

- Puede utilizarse como capa de tratamiento bajo una técnica una capa de suelo de 60 cm de espesor con un contenido orgánico mínimo del 5% y una capacidad de intercambio catiónico (CIC) mínima de 5 miliequivalentes por 100 gramos.

- Para demostrar que el suelo cumple los criterios anteriores, debe analizarse una muestra por cada 100 m2 de superficie bajo la técnica SuDS. Cada muestra debe ser un compuesto de submuestras tomadas a lo largo de la profundidad de la capa de tratamiento (normalmente de 0,6 a 1,8 metros por debajo de la parte inferior de la técnica propuesta).

- Normalmente, la infiltración lateral no es un problema si la infiltración fluye a través del mismo estrato que el fondo de la técnica de tratamiento. Sin embargo, si el terreno tiene una permeabilidad baja con relación a los taludes, la infiltración a través de estos puede ser significativa. En esos casos, los taludes de la técnica destinada al tratamiento de la escorrentía pueden revestirse con al menos 50 cm de tapizado de tratamiento.

- Un laboratorio acreditado debe certificar que el suelo cumple los criterios de contenido orgánico y de CIC. El contenido orgánico se mide sobre una base de peso seco utilizando la norma UNE-EN 13039:2012. La CIC se comprueba mediante el método UNE-EN ISO 23470:2018.

En las técnicas de infiltración también es recomendable usar una capa de arena de protección. Esta capa se forma con arena silícea de al menos 200 mm de espesor para minimizar el riesgo de migración de contaminantes a las aguas subterráneas. Cuando el suelo subyacente alcanza concentraciones de saturación de contaminantes puede existir una potencial liberación paulatina y migración vertical de contaminantes. Esta capa puede servir de transición entre el terreno natural y el material drenante y permite evitar el uso de geotextiles en la base de la técnica.

25.7.2 Criterios para Tapizados de Baja Permeabilidad

Puede requerirse una capa impermeable o de baja permeabilidad bajo una técnica SuDS para mantener un volumen de agua permanente, evitar filtraciones al terreno en caso de riesgos estructurales, riesgo elevado de vertidos accidentales o presencia de acuíferos vulnerables. Para lograr estas funciones se podrán emplear tapizados con materiales arcillosos o láminas impermeabilizantes tipo geomembranas (GBR-P) o geobentonitas (GBR-C).

La impermeabilización con láminas de geomembrana es el procedimiento más difundido en las técnicas SuDS. Permite flexibilidad y adaptabilidad en casi toda clase de terrenos debido a su sencillez y rapidez de colocación. Todas estas técnicas de impermeabilización se utilizan con frecuencia en presas y embalses.

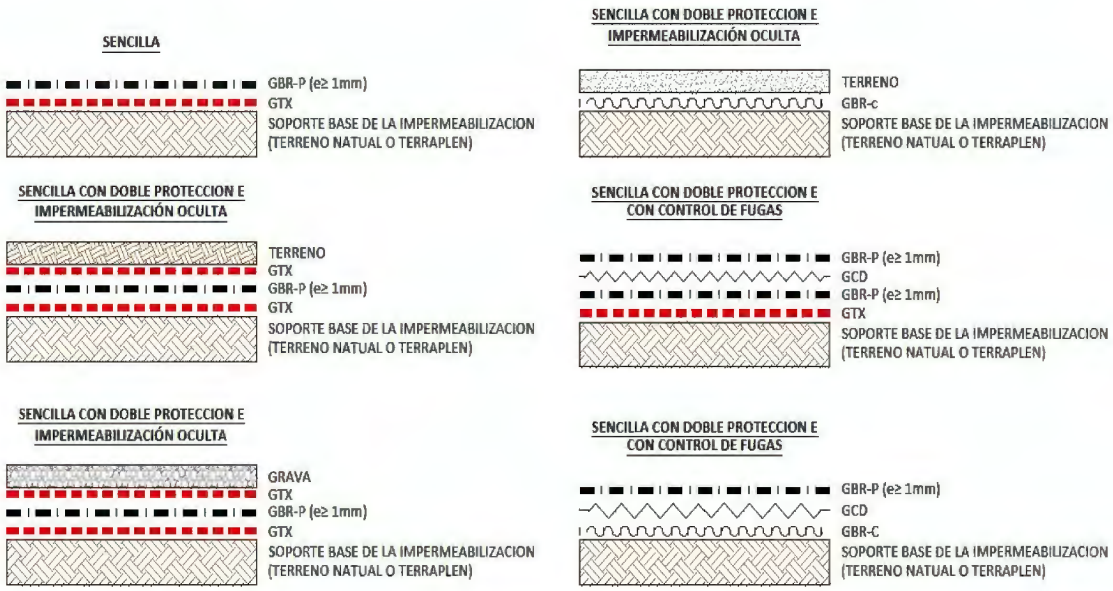


Figura 25-24. Sección tipo para distintos tipos de impermeabilización en técnicas SuDS

Los revestimientos impermeables y tapizados de baja permeabilidad deberán atender a las siguientes observaciones:

- Los tapizados de arcilla deben conformarse en una capa inferior que los proteja de secarse y cuartearse, y las arcillas no deben ser dispersivas. El grosor de la arcilla requerido para conseguir una impermeabilización completa será de al menos 0,5 m de espesor y, preferiblemente, de 1 m. Estará compactada al 95% proctor estándar. La permeabilidad de esta capa una vez compactada deberá ser de máximo 0,5 mm/h.

- Cuando deba sembrarse sobre un revestimiento de baja permeabilidad se debe colocar un mínimo de 15 cm de tierra vegetal de buena calidad o suelo nativo con enmiendas (5 cm de compost en 15 cm de suelo nativo) sobre el revestimiento; son preferibles 30 cm de cobertura para plantaciones.

- Los revestimientos con geomembrana tendrán un grosor mínimo de 1 mm y deben ser lo suficientemente flexibles cuando se instalen en zanjas de infiltración u otras técnicas con esquinas. En general se recomiendan láminas de PEAD y PP en estos casos. En todo momento se seguirá la Normativa de Instalación recogida en la UNE 104427 y UNE 104426.

- Cuando deba usarse maquinaria pesada sobre la geomembrana para cubrirla con otras capas se usará un espesor mínimo de 3 mm. Esto puede ser habitual en balsas, estanques o humedales.

- Las geomembranas plásticas en general deberán ser protegidas con una doble capa de geotextil en disposición de sándwich para protegerlas de materiales punzantes o de la puesta de áridos sobre las mismas, como en una zanja de infiltración. Se deberá comprobar que el terreno está libre de piedras, raíces y otros objetos que puedan dañar la geomembrana antes de su colocación. Se pueden aplicar otras disposiciones habituales en la impermeabilización.

- En balsas y estanque se evitarán las soldaduras horizontales en los taludes y se evitarán en las entradas y salidas de agua.

- Durante la instalación de geomembranas se debe prestar atención a la meteorología (vientos, lluvias y oscilaciones térmicas) teniendo en cuenta posibles dilataciones cuando se usen paños grandes de geomembrana en balsas, estanques o humedales.

- La lámina se suelda por fusión (cuña) y/o con aporte de material (extrusión). La cuña (doble soldadura) deja en el centro un canalillo para prueba con aire a presión. Estas soldaduras podrán ensayarse si la dirección de obra lo requiere mediante UNE 104481-3-2:2010 para soldaduras por termofusión y norma UNE 104425:2001 Anexo C y norma UNE 104427:2010 Apdo.7.2.2 para soldaduras por extrusión.

- Las láminas impermeabilizantes se cubrirán con una capa de lastrado y protección de 30 cm de espesor en balsas, humedales y estanques formando el fondo y los lados de la técnica. La capa consistirá en 15 cm de árido o riprap cubierta con 15 cm de suelo nativo. La capa de árido sirve para marcar la ubicación de la lámina para futuras operaciones de mantenimiento. Como alternativa pueden usarse 30 cm de suelo nativo o sustrato usando una cinta de señalización de plástico naranja u otro marcador continuo muy visible a 15 cm por encima de la geomembrana.

- No utilizar geomembranas en pendientes superiores a 5H:1V para evitar que el material de cubrición superior resbale. Se podrán utilizar revestimientos texturizados en pendientes de hasta 3H:1V, previa recomendación de un ingeniero geotécnico que compruebe que el revestimiento superior es estable para todas las condiciones de explotación, incluidas las operaciones de mantenimiento.

- La empresa instaladora de los geosintéticos acreditará a la contrata los certificados de calidad de los materiales empleados y la garantía de estos, así como de la instalación.

25.8 PRETRATAMIENTOS

Para mantener un flujo difuso, no concentrado, en la transición entra una zona pavimentada y una técnica se requiere emplear uno de los siguientes elementos para la dispersión y pretratamiento de las escorrentías:

- FFVE
- Franjas de material granular
- Franjas no vegetadas

Los pretratamientos más habituales en técnicas de retención y detención serán los separadores hidrodinámicos (ver Capítulo 22) y las balsas de pretratamiento cuya configuración se describe en estanque de retención (ver Capítulo 22). Las balsas de pretratamiento pueden diseñarse para cualquier otro tipo de infraestructura de regulación como balsa de infiltración o zona de biorretención. Este elemento requiere una lámina de agua permanente y deberá ser diseño para contener al menos el 30% del VCA para eliminar sedimentos y reducir la energía del agua.

25.9 PROTECCION DEL PUNTO DE DESCARGA

Los disipadores de energía se utilizan normalmente en las embocaduras de tuberías, tuberías drenantes, ODT, cunetas de guarda, cunetas o cualquier otro elemento de drenaje donde la velocidad del fluido pueda ser erosiva o en líneas generales superior a 1,5m/s. Debe evitarse la formación de cárcavas al pie de pasos de agua, salidas de bajantes, de canales y terrazas.

Figura 25-25. Cuenco de amortiguación con riprap en la descarga de una ODT

En las descargas concentradas de aguas pluviales las velocidades erosivas deberán controlarse mediante técnicas de disipación de la energía para mantener las velocidades por debajo de 1,5 m/s en el punto de descarga para los caudales de proyecto. Al disipar la energía se transforma la corriente concentrada recogida por las conducciones en un flujo de escaso calado con poca capacidad erosiva. Los elementos más comúnmente empleados serán:

- Disipadores de impacto. En ellos se hace chocar el agua contra deflectores. Este choque produce cambios bruscos en la dirección del flujo entrante, obligado a dividirse erráticamente y provocando choques y remolinos de alta turbulencia en la cámara de disipación.

- Disipación por macrorugosidad. Se introducen en el diseño dientes de mayor o menor tamaño siguiendo un patrón ensayado, típicos en bajantes de carreteras, o mediante embocaduras en escollera formando un cuenco amortiguador empedrado. Estos últimos son los preferidos por su integración con la filosofía de este Manual, y podrán usarse hasta colectores de DN1500mm de HA. Proporcionan una transición gradual entre el flujo de una conducción cerrada y una abierta.

La embocadura podrá ser con aletas o ataluzada y tendrá una protección con escollera para proteger su perímetro contra la erosión. El elemento más comúnmente usado será un cuenco o plataforma de riprap sobre la rasante topográfica.

La longitud adecuada del canal en el que se debe colocar el riprap debe ser al menos toda la zona potencialmente erosionable, hasta que el flujo saliente de la ODT pierde la suficiente velocidad como para ser subcrítico. Su estimación se puede llevar a cabo a partir de la siguiente fórmula:

$$\mathrm{L} = \frac{1.7Q}{D^{3/2}} + 8D \qquad \textit{(Ec. 25- 9)}$$

Donde:

L= longitud mínima del riprap (m)
Q=Caudal de proyecto (m3/s)
D= Ancho en la embocadura (m) , distancia entre aletas de la ODT o diámetro del colector sin aletas.

Estos elementos deben ser construidos de piedras o rocas de tamaño uniforme, ubicados a través del área de aproximación, por los taludes y en el fondo de la caída y consolidadas con mortero. El riprap aumentan la rugosidad en una distancia corta, es eficiente en la distribución del flujo, reduciendo la velocidad y facilitando la transición al cauce natural. El siguiente método simplificado permite una estimación de las dimensiones de la cama de riprap. El tamaño medio requerido de balasto o roca se define con su d50. A continuación, se obtienen las dimensiones de del elemento a partir de una tabla 25-9.

$$\mathrm{d50} = 0{,}2 \cdot \mathrm{D} \cdot \left[\frac{Q}{\sqrt{g} \cdot D^{2{,}5}}\right]^{4/3} + \frac{D}{hc} \qquad \textit{(Ec. 25- 9)}$$

Donde:

D50 = tamaño requerido de balasto (m)
Q = Caudal descargado (m3/s)
D = diámetro del colector (m)
hc = altura de la lámina de agua o calado aguas debajo de la descarga (m)
g = aceleración de la gravedad, 9,81 m/s^2

El calado en la descarga está limitado entre 0,4D y 1,0D. Por ejemplo, si hc es inferior a 0,4D, entonces usar 0,4D. Una vez determinado el d50, las dimensiones de longitud y profundidad del delantal se toman de la siguiente tabla:

Tabla 25-9. Longitud y profundidad del riprap en función del d50 de la piedra

d50 (mm)	Longitud	Profundidad
125	4D	3.5xd50
150	4D	3.3xd50
250	5D	2.4xd50
350	6D	2.2xd50
500	7D	2.0xd50
550	8D	2.0xd50

El ancho del disipador se calcula utilizando una pendiente de 3:1 en su geometría, como se muestra en el esquema siguiente. Una vez conocida la anchura final del disipador, se calcula la velocidad aguas abajo. Esta se calcula suponiendo un tirante crítico para el calado en el extremo del dispositivo. Si la altura de agua anegada en cola es mayor, se utiliza como profundidad. La velocidad se calcula como Q/A donde A = Profundidad x Anchura del disipador.

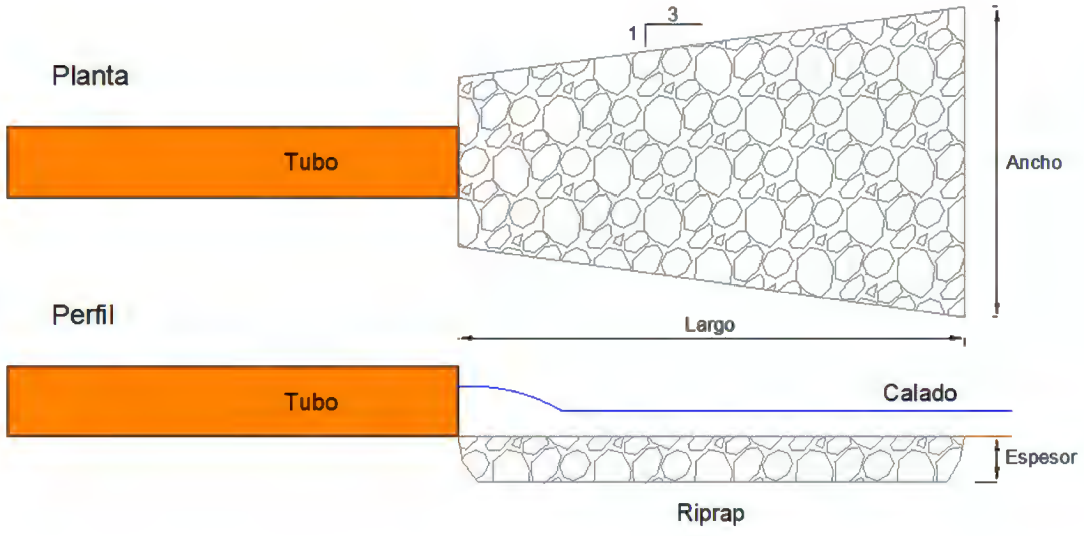


Figura 25-26. Elementos de diseño para la protección del punto de descarga en técnicas SuDS con riprap

La piedra debe ser lo suficientemente grande para que no sea arrastrada por el flujo. El riprap estará formado por una mezcla bien graduada de tamaño de piedra, de manera que el 50 por ciento de las rocas, en peso, sean mayores que el tamaño d50. Una mezcla bien graduada es aquella que está compuesta principalmente de tamaños de roca más grandes, pero con una mezcla suficiente de otros tamaños para ocupar los huecos más

pequeños entre ellas. El diámetro del tamaño de piedra más grande en esta mezcla será como máximo 1,5 veces el tamaño d50.

La roca empleada como riprap debe ser dura y angular, ya que superficies angulares aumentan el rozamiento y la disipación de energía, y además resistente a todos los procesos ambientales a los que se va a ver expuesta.

Las vaguadas existentes que transportaban caudales antes de la urbanización podrán considerarse como puntos de vertido si el caudal descargado a las mismas no representa un riesgo de erosión. A menos que las condiciones particulares del proyecto exijan lo contrario, los canales que reciban descargas de técnicas ser deben ser analizados en relación su capacidad hidráulica para los caudales de proyecto y el potencial erosivo para la MCO.

El canal o vía de rebose del caudal excedente, si no requiere un control hidráulico adicional, no deberá descargar perpendicular al sentido del flujo del medio receptor, salvo que se disipe la energía de este adecuadamente, para minimizar la potencial erosión del lecho del cauce.

25.10 ENMIENDAS DEL SUELO

La aplicación de enmiendas orgánicas en los sustratos permite restaurar o mejorar su fertilidad, estructura y capacidad de depuración de las escorrentías pluviales al limitar la movilidad de elementos traza. Las enmiendas aumentan la infiltración y detención natural del agua de lluvia, la evapotranspiración y la salud de las plantas. El compost es un material versátil que se puede utilizar como componente en muchas técnicas SuDS.

25.10.1 Aplicaciones y Limitaciones

Se puede utilizar enmiendas en la mayoría de las zonas no pavimentadas del proyecto. La aplicación de enmiendas como capa de protección de suelos desestabilizados en fase de construcción, evita la perdida de suelo y minimiza el aporte de sedimentos en las descargas de escorrentía.

El compost proporciona un excelente medio de crecimiento para la vegetación perimetral de la carretera. Durante el proceso de formación de explanadas se elimina la formación edafológica para posteriormente formar terraplenes con material estéril y compactado que cumpla la función estructural requerida. Agregar compost a los terraplenes, cunetas y medianas de la carretera proporciona capas de suelo fértil que mejora la textura y estabilidad, aportando oxígeno al suelo, reduciendo la erosión y favoreciendo el crecimiento de la vegetación.

Las enmiendas orgánicas absorben y retienen agua para que pueda infiltrarse lentamente a través del suelo o ser evapotranspirada por las plantas. El uso de compost puede aumentar la capacidad de almacenamiento de agua y puede usarse en el dimensionamiento del SuDS para cumplir los estándares de la MM6.

El compost es un excelente medio para mejorar el tratamiento de la escorrentía de carreteras. El compost tiene una alta CIC que fija metales pesados disueltos objetivo de la MM5.

Este material es muy absorbente cuando está seco y cuando está saturado de agua tiene una alta tasa de infiltración. Las precipitaciones grandes pueden pasar a través del compost sin obstaculizar las tasas de infiltración de los suelos subyacentes o los materiales drenantes de las técnicas SuDS. El compost también mejora las tasas de infiltración de los suelos subyacentes al mejorar su estructura.

El compost puede usarse en la fase de construcción de la carretera para construir técnicas de control de la erosión y sedimentos y cumplir con la MM2. Permite filtrar las escorrentías de sedimentos o proteger el suelo desestabilizado contra la erosión. Este compost puede después usarse posteriormente en la construcción de FFVM u otras técnicas de este manual, o integrarse en otras zonas que requieran vegetarse.

El compost, al igual que los filtros de arena u otros medios filtrantes, puede obstruirse con finos y sedimentos, lo que puede requerir su reemplazo. Incluir y plantar vegetación con el compost ayuda a evitar que el medio se obstruya con sedimentos, ya que rompe este material y crea vías a través de las raíces para que el agua penetre en el compost.

25.10.2 Materiales

Como enmiendas orgánicas se utilizará compost. El compost es el material orgánico higienizado y estabilizado obtenido a partir del tratamiento biológico aerobio y termófilo de residuos biodegradables recogidos separadamente (art. 2.i. de la Ley 7/2022, de 8 de abril).

El artículo 28.3 de la Ley 7/2022, de 8 de abril, de residuos y suelos contaminados para una economía circular, dispone que el criterio para el fin de la condición de residuo del compost es el establecido en el Reglamento 2019/1009 sobre la comercialización de fertilizantes en la UE. Por lo tanto, el compost que cumpla con el citado reglamento no tendrá la consideración de residuo sino de producto fertilizante UE, clasificado como CMC3.

La enmienda orgánica será preferiblemente de compost vegetal maduro y estable obtenido mediante descomposición biológica aeróbica (incluyendo fase termofílica), exclusivamente de hojas, hierba cortada y restos vegetales o de poda, bajo condiciones controladas. Podrán usarse otros productos biodegradables como fracciones domésticas recogidas selectivamente y residuos de la agricultura, caza y pesca, silvicultura y elaboración de alimentos. Para las técnicas SuDS destinadas a el tratamiento de la escorrentía no se empleará compost procedente de lodos de depuradora o limpieza viaria.

Se pueden utilizar tres tipos de compost: fino, medio y grueso (ver más adelante las características granulométricas). El compost fino es una forma normalmente más estable que se usa como enmienda de suelo. El compost grueso se tamiza para eliminar la mayoría de los finos.

Tabla 25-10. Tipos de compost para técnicas SuDS y enmiendas del suelo según sus dimensiones estructurales

Tipo de compost	Longitud máxima (mm)	Ratio C_{org}/N	Apertura de los Tamices (mm)			
			50	25	15	6
Fino	100	-	-	100	100-90	100-75
Medio	100	18:1 - 35:1.	-	100	100-85	85-70
Grueso	150	25:1 y 35:1.	100	100-90	100-70	60-40

Se pueden utilizar diferentes tipos de compost como enmienda o revestimiento según el tipo de suelo y el resultado final deseado. El compost medio es una mezcla de las partículas más finas y gruesas y es el preferido para las técnicas SuDS. Es recomendable consultar con un profesional paisajista parar evaluar la aplicación específica para el proyecto y aplicación.

Tabla 25-11. Propiedades de referencia del compost para su uso en los proyectos relacionados con la gestión del agua pluvial

Parámetro	Valor	Métodos analíticos y estándares
pH	6-8,5	TMECC (Test Methods for the Examination of Composting and Compost) UNE-CEN/TS 17730:2022 UNE-EN: 13039:2012 UNE-EN ISO 23470:2018
Residuos inertes	<0,5% <2,5 g/kg ms	
Materia orgánica	>40%	
Sal soluble	<4,0 mmhos/cm	
Madurez	>80%	
Estabilidad	25 mmol de O 2 /kg de materia orgánica/h	
Test de SOLVITA®	>5 (medio y grueso) >6 (fino)	
Escherichia coli	>1000 ufc/g producto	
Salmonella	Ausente (25g producto)	

La estabilidad del compost indica el nivel de actividad microbiana y se mide por la cantidad de CO_2 producida durante un período de tiempo determinado por una muestra en un recipiente cerrado. El compost inestable o activo puede no fertilizar el suelo temporalmente y producir olores desagradables. Un compost de calidad debe tener las siguientes características:

- Olor a tierra, que no debe ser agrio, dulce o amoniacal.
- Color marrón a negro.
- Tamaños mixtos de partículas.
- Temperatura estable, sin calentamiento espontaneo.
- Textura crujiente.

- El compost deberá tener un contenido de humedad, pero sin agua libre visible ni polvo producido al manipular el material.

- El compost utilizado en aplicaciones de tratamiento mejorado de escorrentía no debe contener biosólidos ni residuos de calles o carreteras.

25.10.3 Contenido de Materia Orgánica de las Mezclas de Suelos

Se puede lograr el contenido mínimo de materia orgánica mejorando los suelos de forma prescriptiva o calculando una tasa de enmienda para las condiciones existentes en los suelos del proyecto.

El objetivo de la enmienda es que el contenido orgánico del suelo alcance un valor igual o superior al 5%. La cantidad de compost u otras enmiendas del suelo utilizadas varía según el tipo de suelo y su contenido de materia orgánica. Si los suelos del proyecto contienen algo de materia orgánica puede modificarse la aplicación y lograr el objetivo de contenido orgánico del 5%.

Las enmiendas del suelo se pueden utilizar revistiendo el suelo o incorporadas al mismo. La incorporación al suelo aumenta el contenido orgánico y replica un suelo boscoso con elevado umbral de escorrentía.

Para plantaciones con especies leñosas autóctonas se empleará la siguiente técnica (consultar la figura 25-27):

- Incorporar y mezclar 8 centímetros de compost mediano, cubicados con el área superficial de suelo a mejorar, en los 24 centímetros superiores del suelo existente.

- Colocar una capa superficial de cubrición de 8 centímetros de mantillo de corteza o astillas de madera y plantar a través de las capas.

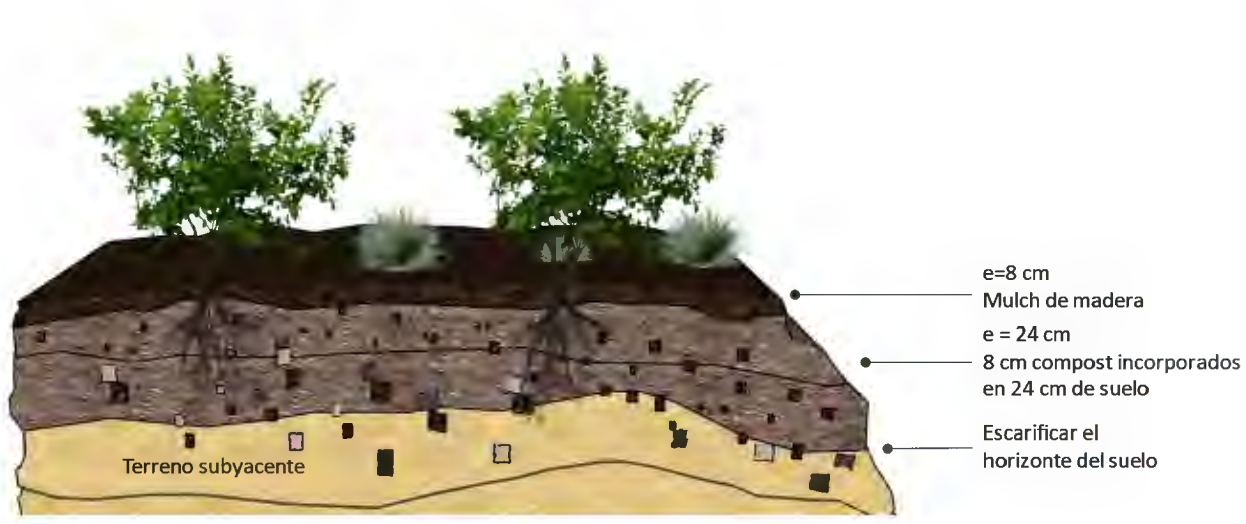


Figura 25-27. Enmiendas del suelo prescritas para plantaciones leñosas y gestión del agua pluvial

Para herbáceas, FFVM o CVM, utilizar la siguiente técnica de forma prescriptiva (consultar la figura 25-28):

- Incorporar 4 centímetros de compost mediano, proyectados sobre el área superficial, en los 16 centímetros superiores del suelo.
- Compactar el suelo con rodillo hasta alcanzar una densidad máxima del 85 %.
- Plantar vegetación sobre el suelo mejorado.

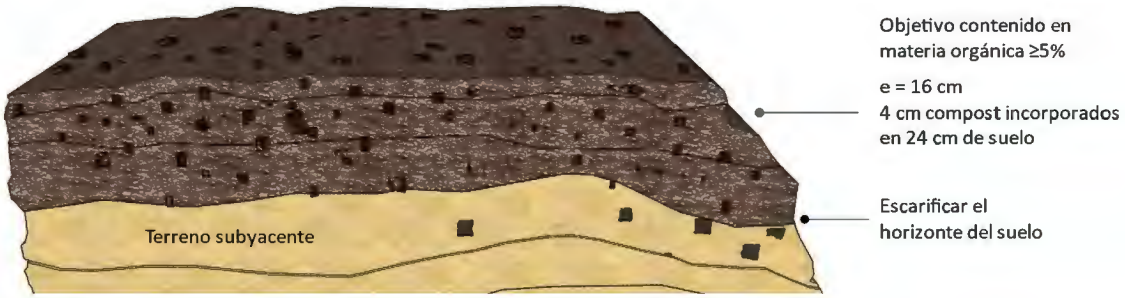


Figura 25-28. Enmiendas del suelo prescritas para herbáceas y técnicas SuDS tipo CVM y FFVM

Otra forma de aplicar la enmienda será determinar la proporción de enmienda a incorporar al suelo en función de los resultados de muestras tanto del suelo del área que se va a modificar y del compost. Tras un balance sencillo de masas de determina la proporción de enmienda para lograr el objetivo de materia orgánica en los suelos. Una forma rápida de determinar el contenido aproximado de materia orgánica de una mezcla de suelo sería utilizar las siguientes reglas generales:

- El compost suele contener entre un 40 % y un 50 % de materia orgánica (use un 45 % como promedio).
- El compost pesa aproximadamente un 50% más que la arcilla.
- Una mezcla que contiene un 40 % de compost medido en volumen tiene aproximadamente un 20 % de materia orgánica en volumen.
- El compost tiene solo el 50 % de la densidad del suelo, por lo que la mezcla tiene aproximadamente un 10 % de materia orgánica en peso (el contenido de materia orgánica en el suelo se determina pesando el material orgánico antes de la combustión y luego pesando las cenizas después de la combustión).
- La mezcla de suelo final (incluido el compost y el suelo) debe tener una conductividad hidráulica saturada mínima de 25 mm/hora según el método UNE 103403:1999 con una compactación del 80 %. La incorporación de arena y/o grava puede conservar la infiltración con un mayor grado de compactación o función estructural. Estas modificaciones deberán ser evaluadas proyecto a proyecto teniendo en cuenta que la salud de las plantaciones puede verse comprometida

por la compactación. Generalmente la mezcla se compone de un 60-70% de arena y el resto compost.

- La mezcla de suelo final debe tener un contenido orgánico mínimo del 5% en peso seco.

- Un laboratorio de materiales autorizado debe probar la mezcla final de suelo antes de la instalación para determinar su fertilidad, análisis de micronutrientes y contenido de material orgánico. Las enmiendas del suelo deben incorporarse de manera uniforme para un establecimiento óptimo de las plantas y un pronto crecimiento.

- El contenido de arcilla para la mezcla final del suelo debe ser inferior al 5%.

- El pH de la mezcla de suelo debe estar entre 5,5 y 7,0. Si el pH esta fuera del rango, se puede modificar con cal o sulfatos.

- La mezcla de tierra debe ser uniforme y libre de piedras, tocones, raíces u otro material similar de más de 5 centímetros.

- Al colocar la capa superior del suelo, es importante que la primera capa de tierra vegetal se mezcle con la parte superior del suelo existente. Esto permite que las raíces penetren más fácilmente en el suelo subyacente y ayuda a prevenir la formación de un plano de deslizamiento entre las dos capas de suelo.

- Las pautas anteriores deben proporcionar una textura del suelo, un contenido orgánico y una tasa de infiltración adecuadas para cumplir con los criterios de diseño de las técnicas SuDS. Se debe proporcionar un informe del suelo que evalúe estos parámetros para verificar la capacidad de tratamiento de la mezcla de suelo.

El compost que se aplica como revestimiento superficial del suelo debe tener un espesor de 5 a 7,5 centímetros, dependiendo de la pendiente y los tipos de suelo. Las pendientes más pronunciadas que 4H:1V y los suelos más expuestos o erosionables se cubrirán con 7,5 centímetros de compost. No se debe aplicar superficialmente el compost en zonas con flujo concentrado de escorrentía.

25.11 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

ARTURO, Rocha Felices. CANALES, TUBERIAS Y. Hidráulica de Tuberías y Canales. 1997.

Harrison, R.B., Grey, M.A., Henry, C.L., and Xue, D. (1997). Field test of compost amendment to reduce nutrient runoff, final report.

IHOBE (2009). Manual de Directrices para el uso de Áridos Reciclados en Obras Públicas de la Comunidad Autónoma del País Vasco.

Ley 7/2022, de 8 de abril, de residuos y suelos contaminados para una economía circular.

MINISTERIO DE FOMENTO. PG3. Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes.

ORDEN de 12 de enero de 2015, de la Consejera de Medio Ambiente y Política Territorial por la que se establecen los requisitos para la utilización de los áridos reciclados procedentes de la valorización de residuos de construcción y demolición.

Orden FOM/510/2018, de 8 de mayo, por la que se modifica la Orden FOM/2523/2014, de 12 de diciembre, por la que se actualizan determinados artículos del pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes, relativos a materiales básicos, a firmes y pavimentos, y a señalización, balizamiento y sistemas de contención de vehículos.

REGLAMENTO (UE) 2019/1009 DEL PARLAMENTO EUROPEO Y DEL CONSEJO de 5 de junio de 2019 por el que se establecen disposiciones relativas a la puesta a disposición en el mercado de los productos fertilizantes UE y se modifican los Reglamentos (CE) n.o 1069/2009 y (CE) n.o 1107/2009 y se deroga el Reglamento (CE) n.o 2003/2003.

Tackett, T. (2004). "Seattle's soil strategies for stormwater goals". Seattle WA: Seattle Public Utilities.

USCC (1995). "Test Methods for Examination Composting and Compost" Editores; Leege, P. and Thompson, W. The United States Composting Council, Maryland.

WSDOT (2019). "Highway Runoff Manual. M 31-16.05". Washington State, Department of Transportation.

UNE-EN 933-1:2012. Ensayos para determinar las propiedades geométricas de los áridos. Parte 1: Determinación de la granulometría de las partículas. Método del tamizado.

UNE-EN 1367-2:2010. Ensayos para determinar las propiedades térmicas y de alteración de los áridos. Parte 2: Ensayo de sulfato de magnesio.

UNE-EN 933-8:2012
Ensayos para determinar las propiedades geométricas de los áridos. Parte 8: Evaluación de los finos. Ensayo del equivalente de arena.

UNE-EN 1097-2. Ensayos para determinar las propiedades mecánicas y físicas de los áridos. Parte 2: Métodos para la determinación de la resistencia a la fragmentación.

UNE 103403:1999. Determinación de la permeabilidad de una muestra de suelo. Método de carga constante.

UNE-EN 13039:2012. Mejoradores de suelo y sustratos de cultivo. Determinación del contenido en materia orgánica y de las cenizas.

UNE-EN ISO 23470:2018. Calidad del suelo. Determinación de la capacidad de intercambio catiónico efectiva (CIC) y de cationes intercambiables utilizando solución de tricloruro de hexaminocobalto (ISO 23470:2018). (Ratificada por la Asociación Española de Normalización en noviembre de 2018).

UNE 104481-3-2:2010. Métodos de ensayo de membranas impermeabilizantes. Parte 3-2: Ensayo de estanquidad de las uniones entre láminas impermeabilizantes mediante el método de aire a presión en el canal de prueba.

UNE 104425:2001. Materiales sintéticos. Puesta en obra. Sistemas de impermeabilización de vertederos de residuos con láminas de polietileno de alta densidad.

UNE 104427:2010. Materiales sintéticos. Puesta en obra. Sistemas de impermeabilización de embalses para riego o reserva de agua con geomembranas impermeabilizantes formadas por láminas de polietileno (PE).

Capítulo 26. CONSERVACIÓN Y EXPLOTACIÓN

ÍNDICE

26.1 INTRODUCCIÓN 26-3
26.2 SEGURIDAD Y SALUD Y PROTECCIÓN MEDIOAMBIENTAL 26-4
26.3 RECEPCIÓN DE LA TÉCNICA 26-4
26.4 CLASIFICACIÓN DE LAS ACTIVIDADES DE MANTENIMIENTO 26-5
26.5 ELEMENTOS DE MANTENIMIENTO 26-7
26.5.1 Siega y Poda 26-8
26.5.2 Vías de Servicio y Apartaderos 26-9
26.5.3 Equipo Especializado 26-11
26.5.4 Acceso a Válvulas 26-11
26.5.5 Formación Específica 26-12
26.5.6 Acceso a Camión de Succión y Limpieza 26-12
26.6 SEÑALIZACIÓN DE LAS TÉCNICAS 26-13
26.7 COSTES DE EXPLOTACIÓN 26-14
26.8 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 26-15
ANEXO 1. PLANO SEÑALIZACIÓN 26-19

26.1 INTRODUCCIÓN

Las actividades de operación y mantenimiento deben empezar a considerarse desde la fase de diseño. Una vez finalizada la construcción de la carretera, y una vez esta se ha puesto en funcionamiento, se inicia el periodo de conservación y explotación que debe garantizar que las técnicas SuDS mantengan su función a largo plazo. La expectativa en este sentido es que las técnicas mantengan sus funciones de control hidráulico y tratamiento mientras exista la infraestructura viaria a la que prestan servicio. La función continuada de las técnicas SuDS es importante desde varias perspectivas:

- Garantizar que los resultados para los que se construyeron las diferentes técnicas se logren y mantengan.
- La seguridad viaria puede verse comprometida si no se realiza el mantenimiento.
- Las técnicas SuDS son parte integral de la red viaria y por tanto deben conservarse al igual que esta.
- Cumplir con los objetivos de protección del medio natural que la administración hidráulica pueda imponer requiere una obligación legal del explotador para garantizar la función continuada de las técnicas.

Figura 26-1. Medición de lodos durante una inspección rutinaria en un separador hidrodinámico previo en un estanque de retención

Desde el punto de vista de la gestión de las aguas pluviales de la calzada la falta de mantenimiento de las técnicas puede tener los siguientes efectos:

- Pérdida de los rendimientos esperados en la reducción de la contaminación.
- Ineficiencia en el cumplimiento de las funciones de detracción y reducción de volúmenes de agua de escorrentía.

- Perdida de la capacidad de control hidráulico y laminación de caudales, con la perdida de protección hidromorfológica y de inundabilidad asociada.
- Aumento de la inestabilidad y de la erosión en el cauce que recibe los vertidos.
- Daños materiales o riesgo a las personas como resultado de un fallo de la práctica.
- Problemas estéticos o molestias, como mosquitos.

La falta de mantenimiento es considerada como una de las principales causas de fallo de las técnicas SuDS. Un programa de mantenimiento y una clara definición de sus responsables, junto con la valoración de costes asociados a esta actividad, es fundamental para el correcto funcionamiento de una técnica SuDS.

Un buen diseño y una buena construcción pueden reducir las necesidades y los costes de mantenimiento posteriores, pero no pueden eliminar la necesidad de conservación de una técnica.

Será necesario el estudio hidrológico-hidráulico para documentar las discusiones, revisiones y aprobaciones del mantenimiento de las técnicas proyectadas desde los estudios preliminares de la carretera.

26.2 SEGURIDAD Y SALUD Y PROTECCIÓN MEDIOAMBIENTAL

Todas las técnicas descritas en el MDSC deberán cumplir con todos los requisitos de seguridad y salud establecidos en la normativa vigente en materia de prevención de riesgos laborales, así como en materia de seguridad industrial, que sean de aplicación durante su posterior explotación.

Las obras ejecutadas deberán contar con las medidas preventivas y de seguridad necesarias que permitan evitar riesgos en la explotación de las instalaciones. Se deberán tener en cuenta para cada actuación específica las normas de prevención y protección medioambiental que establezca la legislación vigente en cada caso.

26.3 RECEPCIÓN DE LA TÉCNICA

El mantenimiento debe ser considerado por el proyectista durante la fase de selección y diseño de las técnicas SuDS, ya que estas llevan involucrados unos costes y obligaciones a largo plazo de conservación y explotación para mantener la función de diseño.

El plan de conservación y explotación será necesario para cada técnica SuDS construida en las infraestructuras de la evaluación de riesgos. Este plan debe contener como mínimo instrucciones y especificaciones detalladas de cómo, cuándo y quién debe realizar el mantenimiento, con calendarios de trabajo que detallen tanto los mantenimientos regulares, la monitorización y los posibles requerimientos correctivos.

Es recomendable involucrar a los responsables de conservación desde la fase de diseño de las técnicas SuDS, con el fin de acordar y definir los procedimientos de

mantenimiento, y los equipos y recursos requeridos, para conservar la instalación. Se deberán proyectar las técnicas con el mantenimiento siempre presente.

Para la recepción de las obras todas las técnicas SuDS del ámbito deberán estar correctamente señalizadas e identificadas y deberán incluir un programa de mantenimiento específico donde se identifiquen:

- Ubicación en planos de la técnica.
- Planos *as built* y comprobación de la construcción por la DO (niveles, elementos, fotos, etc.).
- Resumen de su función de diseño.
- Indicadores visuales y/o cuantitativos para las acciones de mantenimiento.
- Formatos con acciones para su inspección (ver formatos propuestos en capítulos específicos de cada técnica como modelo).
- Lista de posibles acciones no permitidas o limitaciones de uso (por ejemplo, acopiar fundentes sobre una zanja de infiltración, usar técnicas de infiltración para controlar sedimentos durante la ejecución de la obra, etc.).
- Plan para la gestión de episodios accidentales de contaminación, si se requiere.
- Recomendaciones en caso de que se requieran realizar renovaciones u otras obras en las cercanías de la técnica que puedan afectarla.
- Presupuesto estimado para realizar la conservación y explotación.
- Detalles de contactos en caso de detectar fallos o anomalías en el sistema.
- Todos los elementos de la técnica, sus funciones e instrucciones de operación si procede (válvulas, registros, etc.).

En los apartados referentes a mantenimiento de cada técnica se aportan indicaciones específicas a cada una de ellas para que el proyectista pueda adaptarlas a las singularidades del proyecto. La HSST lleva indicadores ponderados sobre los costes en el ciclo de vida de servicio de la técnica y sobre la intensidad o grado de mantenimiento regular y de inspección para facilitar este trabajo.

26.4 CLASIFICACIÓN DE LAS ACTIVIDADES DE MANTENIMIENTO

En los capítulos de cada una de las técnicas de drenaje sostenible se ha integrado un apartado dedicado a orientar la elaboración de un programa de mantenimiento específico a cada infraestructura.

Se han diferenciado actividades de mantenimiento preventivo, de mantenimiento regular u ordinario, y de mantenimiento correctivo.

El mantenimiento preventivo tiene como objetivo, como su nombre indica, prevenir daños y a mantener en buenas condiciones las infraestructuras. Se basa tanto en inspecciones como en pequeñas actuaciones.

Mediante inspecciones periódicas se pueden evidenciar posibles fallos que se pueden corregir a corto o medio plazo con actividades cortas, permitiendo gestionar y presupuestar los recursos necesarios. Estas actividades permiten evitar que se produzcan mayores deterioros o daños. En los mantenimientos preventivos rara vez se realizan actividades de grandes intervenciones, pues se espera que aún no haya fallos en la técnica que obligue a reparaciones importantes.

El objetivo principal del mantenimiento preventivo es anticiparse a posibles fallos y mejorar los aspectos operativos relevantes de una técnica en lo relativo a seguridad, salubridad, eficiencia, funcionalidad y rendimientos. Los principales beneficios de diseñar con el mantenimiento presente son:

- Aumentar la vida útil de la técnica.
- Prevenir posibles paradas o bajadas de rendimiento.
- Reducir el presupuesto de mantenimiento.
- Mejorar las condiciones de trabajo del personal de operación y mantenimiento.
- Reducir o eliminar posibles accidentes.

En este documento se han definido dos tipos de **mantenimiento preventivo**: regular y ocasional.

El **mantenimiento preventivo, regular o programado,** consiste en realizar actividades periódicas en intervalos de tiempo previamente definidos (un mes, un trimestre, un año, etc.). Pueden consistir simplemente en inspecciones (revisiones y comprobaciones de elementos) o en pequeñas actuaciones, que dependen mucho de cada tipo de técnica de drenaje. Son ejemplos de este tipo de mantenimiento:

- Inspecciones visuales para toma de datos.
- Eliminación de basura y residuos.
- Siega y/o poda.
- Control de malas hierbas y plantas invasoras.
- Gestión de la vegetación acuática.
- Barrido de superficies.
- Retirada de grasas y aceites.

El **mantenimiento preventivo ocasional** comprende tareas que probablemente se requieran periódicamente, pero de forma mucho menos frecuente y predecible que las

tareas regulares, por ejemplo, retirada de sedimentos o sustitución del material de un filtro. Son actividades de este tipo, por ejemplo:

- Retirada de sedimentos.
- Sustitución de vegetación y plantas.
- Control de la erosión en zonas donde la escorrentía cree surcos.

El **mantenimiento correctivo**, o la realización de **actuaciones correctoras**, puede surgir por la omisión del mantenimiento preventivo, por eventos singulares de lluvias, por accidentes, sobrecargas no contempladas, afectaciones por obras aledañas, catástrofes, vandalismo, etc. Suelen precisar de una intervención a corto plazo y suelen exigir recursos no presupuestados. Son necesarias para garantizar el normal funcionamiento y la seguridad de las técnicas.

El objetivo principal de estas actuaciones correctoras es reparar los daños o fallos en el menor tiempo posible, con el fin de reestablecer el buen estado de funcionamiento y la seguridad de la técnica, bajo unos parámetros técnicos de un buen diagnóstico y la elección de un procedimiento adecuado, materiales adecuados, personal técnico calificado y con las normas de seguridad precisas.

Son actividades de este tipo, por ejemplo:

- Rehabilitación y reparación de estructuras.
- Reparación de tomas y desagües.
- Reparación de danos por erosión.
- Restablecimiento o recolocación de escolleras u otros medios de control de la erosión.
- Sustitución de material filtrante.
- Sustitución de materiales/tejidos de revestimiento obstruidos.
- Rehabilitación de superficies de infiltración.
- Arado para retirar restos vegetales.

La necesidad de rehabilitación de componentes de las técnicas (por ejemplo, para eliminar filtros obstruidos, geotextiles y gravas) se producirá tras intervalos de operación de 3-10 años, dependiendo del diseño del componente y de factores como el tipo de cuenca y la carga de sedimentos que reciba la instalación.

26.5 ELEMENTOS DE MANTENIMIENTO

Los elementos de mantenimiento mínimos que el proyectista debe incluir en cada técnica SuDS se especifican en la portada de cada técnica y se desarrollan cuando

procede en cada apartado de su capítulo correspondiente. En la siguiente tabla se resumen los elementos singulares de mantenimiento para las técnicas del MDSC.

Tabla 26-1. Elementos específicos de mantenimiento para las distintas técnicas SuDS

TECNICA	Siega / poda	Vía servicio/ apartadero	Equipo especializado	Acceso a válvulas	Formación específica	Acceso camión succión/ limpieza
Franjas Filtrantes	✓	✓	✗	✗	✗	✗
Cunetas Vegetadas	✓	✓	✗	✗	✗	✗
Áreas de Dispersión	✓	✓	✗	✗	✗	✗
Zanjas de Infiltración	✗	✓	✗	✗	✗	✗
Zanjas Filtrantes	✓	✗	✗	✗	✗	✗
Filtros de Arena	✗	✓	✓	✓	✓	✓
Áreas de Biorretención	✓	✓	✗	✗	✓	✗
Balsas de Detención	✓	✓	✗	✓	✗	✓
Balsas de Infiltración	✓	✓	✗	✗	✗	✗
Estanque de Retención	✓	✓	✗	✓	✓	✓
Humedales	✗	✓	✗	✓	✓	✓
Sistemas Patentados	✗	✓	✗	✗	✓	✗
Aprovechamiento	✗	✓	✓	✓	✓	✗

26.5.1 Siega y Poda

El mantenimiento de las zonas naturales y vegetadas designadas como instalaciones de gestión de aguas pluviales requiere una atención especial. Por lo general, su conservación se debe realizar con maquinaria ligera que evite la compactación del suelo.

La siega en muchas técnicas está relacionada con el funcionamiento de esta y se requiere mantener una determinada altura para las funciones de tratamiento de la escorrentía (cunetas vegetadas y las franjas filtrantes), mientras que en otras técnicas su funcionalidad es más estética.

Se recomienda especificar cuidadosamente el régimen de corte de la hierba para maximizar el rendimiento de la técnica o su conservación. En general, dejar crecer la hierba tiende a mejorar la calidad del agua.

Figura 26-2. Siega de los taludes de una balsa de detención en las inmediaciones de la obra de salida

La siega en balsas, estanques y humedales no debe cortarse hasta el borde de la lámina de agua permanente si se requiere disuadir a las aves de su acceso. Asimismo, se debe evitar que los restos vegetales sean lavados e incorporados a la técnica para evitar un exceso de nutrientes.

La vegetación alrededor de los puntos de entrada y salida de las técnicas debe segarse con cuidado para reducir los riesgos para el funcionamiento del sistema. También deberá tenerse en cuenta el impacto que la maquinaria para siega pueda tener en la compactación del suelo en caso de utilizarse. En algunos lugares, el desbroce debe realizarse manualmente.

26.5.2 Vías de Servicio y Apartaderos

Todas las técnicas deben situarse, siempre que sea posible, fuera del prisma de la calzada. Esto limita las molestias o cortes de tráfico durante las operaciones de conservación, pero requiere apartaderos o vías de servicio para acceder a las técnicas.

Las vías de servicio deben diseñarse conforme a las características establecidas en la Norma 3.1-IC de la Instrucción de Carreteras, garantizando la anchura mínima en función del tipo de vehículo y facilitando puntos con radios de giro mínimos de 5-6 m. La pendiente máxima de las vías de servicio variará en función del tipo de vehículo que requiera el mantenimiento de la técnica.

La pavimentación de la vía de servicio podrá asfaltarse o estar conformada por áridos de machaqueo. En caso de estar vegetada e integrada en la técnica deberán usarse

geomallas y refuerzos adecuados para garantizar la estabilidad con el paso de vehículos.

Si la vía de acceso no tiene salida, se debe proveer un fondo de saco adecuado para el giro de los vehículos. La vía se servicio debe satisfacer las necesidades de los vehículos y equipos de mantenimiento evitando pendientes excesivas y los radios de giro pequeños.

Vallados y cierres deberán ubicarse solo en los tramos rectos. Cuando se requieran se deberá proveer un área adecuada frente a la valla de acceso para aparcar el vehículo sin afectar al tráfico mientras se abre la valla.

Figura 26-3. Vía de servicio con fondo de saco para acceso y giro de camión de succión e impulsión para vaciado de lodos en un separador hidrodinámico y un filtro compacto

Si la vía de servicio no tiene salida, prever un espacio en el que se pueda apartar el vehículo de mantenimiento sin obstaculizar el paso. Este espacio estará dimensionado conforme al vehículo de mayor tamaño que deba acceder a la zona.

En técnicas paralelas a la vía, como cunetas vegetadas, proveer una vía de servicio o un apartadero que permita su inspección, limpieza y siega.

Balsas y estanques deben proporcionar una o más vías de acceso de acceso a la obra de salida y a los componentes del estanque más relevantes (entrada, berma divisoria o berma vegetada) para permitir la inspección y mantenimiento.

Proveer una vía de acceso para la retirada de sedimentos con una excavadora y un camión bañera. La rampa se extenderá hasta el fondo de la balsa de pretratamiento si el área del fondo del estanque es superior 150 m^2 (medidos sin la rampa), o terminar a

una altura de 1,20 metros sobre el fondo del estanque si este tiene menos de 150 m^2 (medidos sin la rampa).

En estanques grandes y profundos, asegurarse de que haya acceso para un camión al fondo del estanque a través de una rampa de acceso para que los sedimentos retirados y otros materiales puedan cargarse en un camión estacionado en el fondo del estanque.

En estanques pequeños y profundos, el camión puede permanecer en la rampa para cargar. En estanques pequeños y poco profundos, es posible que no se requiera una rampa hasta el fondo si la excavadora puede cargar una bañera estacionada en el borde del estanque o en una berma intermedia (las orugas pueden sortear las pendientes laterales del interior de estanque). Estos requisitos podrán variarse tras previo acuerdo con el centro local de conservación y explotación de la vía en función de los medios disponibles en su base.

El proyectista puede requerir sobreanchos en el Dominio Público para dar acceso adecuado a camiones de succión, bañeras y otro tipo de maquinaria pesada.

26.5.3 Equipo Especializado

El equipo especializado se refiere a medios poco habituales que se puedan requerir para mantener la técnica.

El reemplazo de un medio filtrante en un filtro de arena requiere el uso de maquinaria específica para su reemplazo, que deberá contemplarse y que variará en función de las dimensiones de este.

Los elementos especializados pueden incluir el acceso el uso de una cuchara bivalva, polipastos o cualquier otro elemento singular requerido para mantener la técnica.

26.5.4 Acceso a Válvulas

Las válvulas se integran en los órganos de desagüe de la técnica y permiten drenar las técnicas para su mantenimiento o contener un posible vertido accidental.

El accionamiento de las válvulas de mantenimiento deberá ser accesible desde un lugar situado fuera de la técnica. Las conexiones entre la válvula y las tuberías deben ser estancas, y la arqueta que contiene la válvula debe estar identificada y bien marcada.

La posición normal de operación de la válvula deberá estar identificada (cerrada en caso de contención de derrames y vaciado de la técnica de retención que almacena agua). No se usarán materiales galvanizados a no ser que no exista otra opción (los materiales galvanizados aportan grandes concentraciones de zinc a la escorrentía pluvial).

Los órganos de gobierno contenidos en obras de salida deberán tener espacios libres suficientes para su inspección y reemplazo en caso de requerirse.

Figura 26-4. Válvula de cierre en obra de salida de balsa de detención para contención de vertidos accidentales

26.5.5 Formación Específica

Uno de los criterios básicos en la operación y mantenimiento de las técnicas SuDS es conocer la funcionalidad de las técnicas. El personal de mantenimiento debería conocer los principios de funcionamiento de las técnicas de cuya gestión se encarga, puesto que esto permitirá que en las visitas puedan observar cualquier comportamiento anómalo o necesidad adicional a la que tengan indicada por protocolo.

Con el fin de evitar que en el mantenimiento se produzcan daños en las funciones de determinadas técnicas SuDS, se recomienda la formación específica del personal de mantenimiento de las siguientes técnicas:

- Sistemas patentados: Se deberá contar con los manuales de mantenimiento del sistema concreto instalado, incluyendo recomendaciones del fabricante para su instalación y su mantenimiento.

- Humedales: Requieren la integración de un equipo multidisciplinar y será necesario que el conservador y el constructor entiendan las funciones hidrológicas del sistema y los objetivos y requerimientos para el buen establecimiento de la vegetación en el mismo.

26.5.6 Acceso a Camión de Succión y Limpieza

Ubicar arquetas y dispositivos de tratamiento patentados fuera del prisma de la carretera siempre que sea posible para evitar cortes de tráfico que dificulten la limpieza.

Garantizar que los camiones de succión e impulsión puedan aparcar directamente junto a la técnica de gestión del agua pluvial. Las tuberías de succión tienen capacidad para acceder a unos 10 m en el contorno del vehículo. A mayor distancia y profundidad el rendimiento de succión del camión se verá afectado.

En cámaras de grandes dimensiones (filtros de arena o depósitos de infiltración) el operario suele comenzar a extraer los sedimentos y residuos en un extremo y puede requerir desplazar el camión a lo largo de la técnica para limpiarla de extremo a extremo.

Las técnicas bajo rasante o soterradas que puedan requerir acceso a las mismas, deberán incluir pates y señalización especifica que las identifique como espacios confinados en caso de requerirse.

Las estructuras que requieran vaciarse de lodos deberán poder ponerse en baipás o estar equipadas con válvulas para desviar flujos de escorrentía durante el mantenimiento.

26.6 SEÑALIZACIÓN DE LAS TÉCNICAS

Todas las técnicas SuDS deben estar debidamente señalizadas sobre el terreno. La señalización deberá venir provista de una numeración de códigos alfanúmeros donde se especifique:

- Tipo de ocupación: Se distinguen tres categorías principales, lineal (L), balsa (B) o soterrada (ST).

- Tipo de técnica: Se distinguen las abreviaturas que se presentan en cada una de las técnicas en este manual:

    1. Franjas filtrantes (FF)
    2. Cunetas vegetadas (CV)
    3. Áreas de dispersión (AD)
    4. Zanjas de infiltración (ZI
    5. Zanjas filtrantes (ZF)
    6. Filtros de arena (FA)
    7. Zonas de biorretención (ZB)
    8. Balsas de detención (BD)
    9. Balsas de infiltración (BI)
    10. Estanque de retención (ER)
    11. Humedales de aguas pluviales (HP)
    12. Sistemas patentados (SP)
    13. Aprovechamiento (AAP)

- Número de técnica: Este número servirá para inventariar los activos de drenaje y dependerá del registro de la evaluación de riesgos.

A continuación, se presenta un esquema de señalización y en el anexo 1 se presenta un plano tipo del elemento de señalización para las técnicas.

Figura 26-5. Cartelera tipo para identificación de técnicas SuDS y sus límites

26.7 COSTES DE EXPLOTACIÓN

A continuación, se presentan de forma agregada indicaciones cualitativas de los costes de inversión, de mantenimiento y la vida útil de las diferentes técnicas de drenaje sostenible.

Actualmente no hay información suficiente para poder establecer unos datos precisos de conservación y explotación de técnicas SuDS en infraestructuras viarias y la disponible presenta amplios rangos de variabilidad.

El cálculo de los costes unitarios proporciona una base adecuada para la transposición de los costes unitarios al procedimiento de puntuación y clasificación de la metodología usada en la HSST. La metodología constituye un marco de procedimiento razonable y sólido para el cálculo de los costes unitarios de los SUDS como alternativa a una estimación mucho más incierta de los costes a lo largo de toda la vida útil.

Los datos se han recopilado de varios estudios de Europa (AECOM, HR Wallingford y Scottish Water). Los datos de costes obtenidos se han descontado a una base temporal de precios de 2018 y se han unificado en términos de coste por m2 de superficie o m3 de volumen de almacenamiento/atenuación salvo en el caso de sistemas patentados y de aprovechamiento de aguas pluviales por ser técnicas generalmente mucho más compactas. Se han asignado los siguientes valores descriptivos:

- Bajo (B): 0,8-1,0
- Bajo - Medio (BM): 0,6-0,8
- Medio (M): 0,4-0,6
- Medio - Alto (MA): 0,2-0,4
- Alto (A): 0-0,2

Tabla 26-2. Clasificación relativa de necesidades y costes de conservación y explotación para las distintas técnicas SuDS

TÉCNICA	Coste de Explotación (euros)	Unidad	Valoración (CI/CE)	Puntuación total
Franjas Filtrantes	0,2-0,3	m2 superficie	B/B	0,9
Cunetas Vegetadas	0,18	m2 superficie	BM/B	0,8
Áreas de Dispersión	0,1-0,2	m2 superficie	B/B	1
Zanjas de Infiltración	0,33-2,2	m2 superficie	M/M	0,5
Zanjas Filtrantes	0,5-3	m2 superficie	MA/M	0,4
Filtros de Arena	3 a 6	m3 vol.alm.	MA/A	0,2
Áreas de Biorretención	0,5-3	m2 superficie	A/M	0,3
Balsas de Detención	0,75-3,1	m3 vol.alm.	BM/B	0,7
Balsas de Infiltración	0,38-1,62	m2 superficie	BM/M	0,6
Estanque de Retención	0,91-3,9	m3 vol.alm.	M/BM	0,6
Humedales	>0,56	m2 superficie	M/M	0,5
Sistemas Patentados	0,1-0,2	m3 vol.alm.	MA/M	0,4
Aprovechamiento	0,1-0,3	m2 calzada	M/M	0,4

Estos valores constituyen la base para la evaluación comparativa de las puntuaciones para cada técnica SuDS en la HSST.

Una evaluación económica es importante cuando se consideran los costes globales de los SuDS, dada la controversia que existe en cuanto a sus supuestos costes reducidos en comparación con los sistemas de drenaje convencionales. Los costes de inversión pueden ser inferiores a los de los sistemas de drenaje convencionales, pero los costes de mantenimiento pueden ser superiores. El conocimiento de los costes y las herramientas para su cálculo permite realizar comparaciones adecuadas entre soluciones de drenaje diferentes y su comparación con alternativas convencionales. También hay que tener en cuenta los costes relacionados con el riesgo, el valor residual y los beneficios medioambientales en cualquier comparación de costes a largo plazo.

Para poder asignar valores monetarios a los beneficios de los SuDS el proyectista podrá usar herramientas como el BeST (*Benefits of SuDS Tool*) que ofrece un enfoque estructurado para cuantificar y monetizar los beneficios tangibles e intangibles de este tipo de técnicas.

26.8 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

Boutiette, L.N., Duerring, C.L. (1994). "Massachusetts Nonpoint Source Management Manual, The Megamanual: A Guidance Document for Municipal Officials". Massachusetts Department of Environmental Protection, Office of Watershed Management, Nonpoint Source Program, Boston.

CIRIA (2015). "The SuDS Manual." Construction Industry Research and Information Association. London (UK). http://www.scotsnet.org.uk/documents/nrdg/ciria-report-c753-the-suds-manual-v6.pdf

Minnesota (2008), "Minnesota Stormwater Manual"; Version 2. January 2008. "Minnesota Stormwater Steering Committee," Published by the "Minnesota Pollution Control Agency."
https://stormwater.pca.state.mn.us/index.php?title=Main_Page

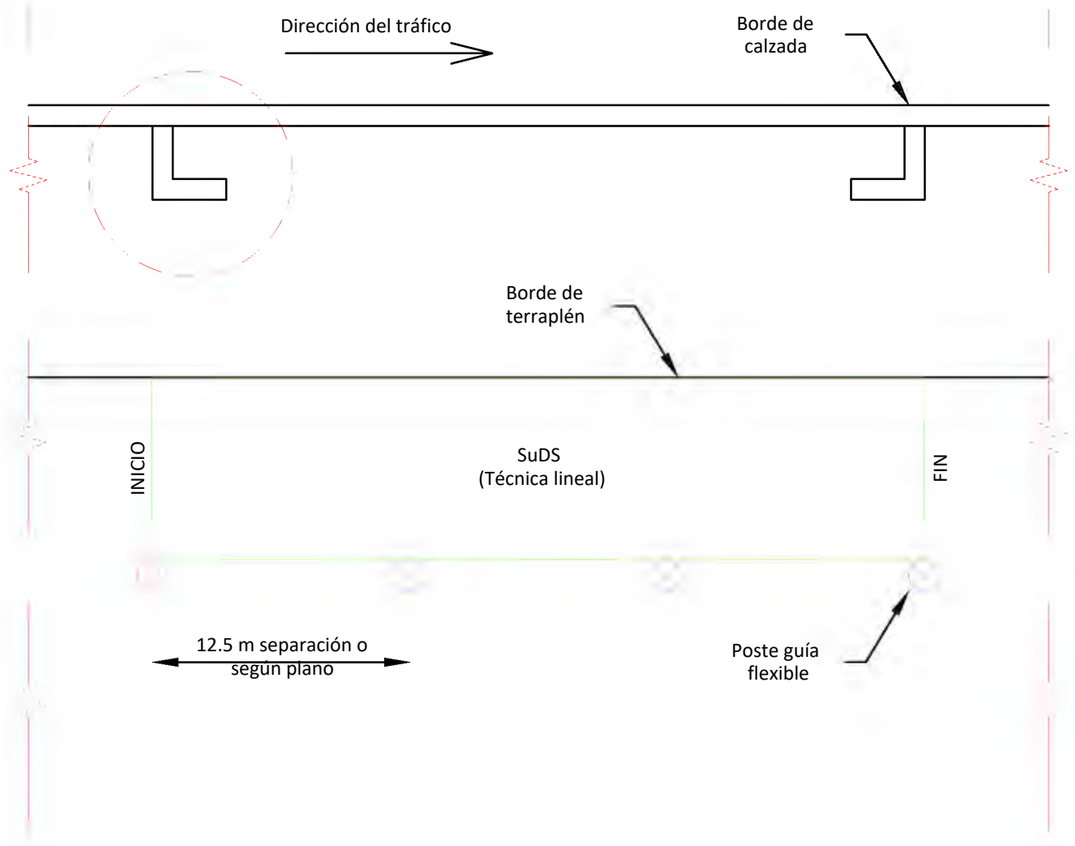
MOP-CHILE (2013). "Manual de Drenaje Urbano: Guía para el diseño, construcción, operación y conservación de obras de drenaje urbano". Ministerio de Obras Públicas. Dirección de Obras Hidráulicas. Chile. Versión de 2013.

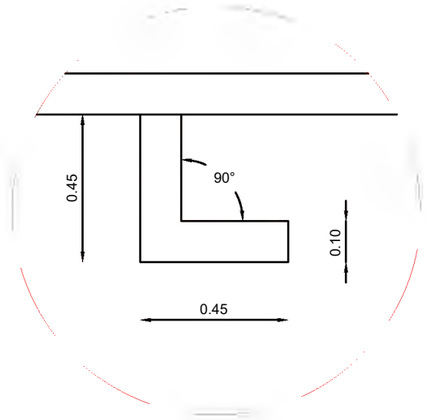
Schueler, T.R. (1987). "Controlling Urban Runoff: A Practical Manual for Planning and Designing Urban BMPs", Department of Environmental Programs, Metropolitan Washington Council of Governments, Washington, D. C.

Schueler, T.R., Kumble, P., Heraty, M. (1992). "A Current Assessment of Urban Best Management Practices: Techniques for Reducing Nonpoint Source Pollution in the Coastal Zone". Anacostia Research Team, Metropolitan Washington Council of Governments, Washington, D. C.

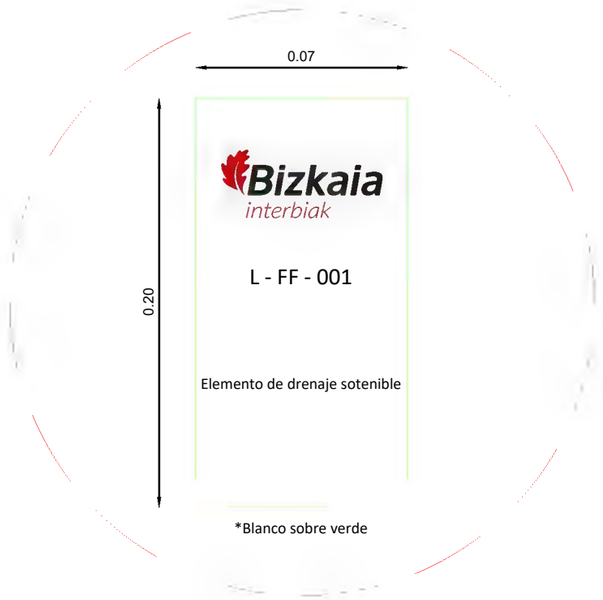
WDOT (2019) "Highway Runoff Manual". Washington State Department of Transportation. Engineering and Regional Operations. Development Division, Design Office. Washington, USA.
https://wsdot.wa.gov/publications/manuals/fulltext/M31-16/highwayrunoff.pdf

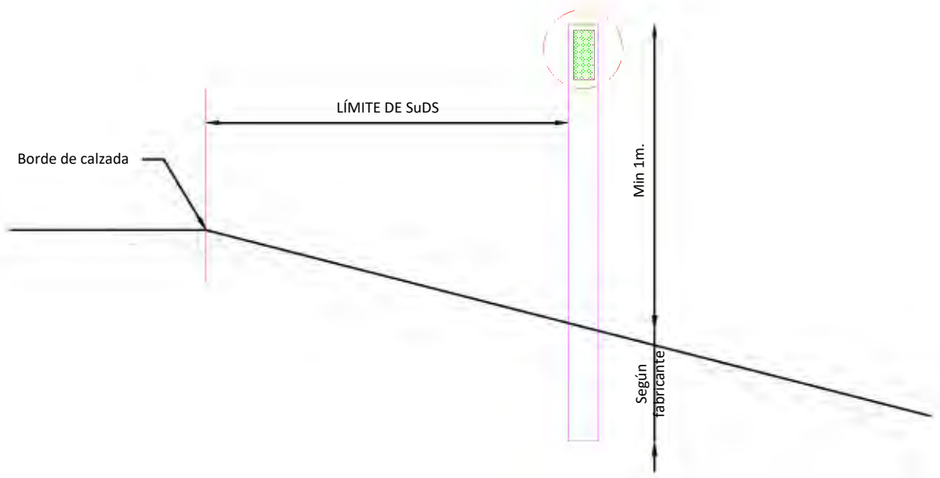
ANEXO 1. PLANO SEÑALIZACIÓN





NOTAS:
- Si hay bandas sonoras, instale los postes fuera de la banda sonora.
- Los postes flexibles deben ser de color marrón.
- El primer poste debe llevar pegatina identificativa





***Este plano es ilustrativo y debe adaptarse a cada proyecto.*

PLANO NO.:

FRANJA FILTRANTE VEGETADA MEJORADA CONTIGUA A CARRETERA FORMANDO CADENA DE GESTIÓN DEL AGUA PLUVIAL

SEÑALIZACIÓN 1/1

Bizkaia interbiak