



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

Máster en Ingeniería
Hidráulica y Medio
Ambiente

Título del Trabajo Fin de Máster:

***CONTROL DE ESCORRENTÍAS
URBANAS MEDIANTE PAVIMENTOS
PERMEABLES: APLICACIÓN EN
CLIMAS MEDITERRÁNEOS***

Intensificación:

RECURSOS HÍDRICOS

Autor:

GARCÍA HABA, EDUARDO

Director/es:

DR. ANDRÉS DOMÉNECH, IGNACIO

Fecha: **OCTUBRE, 2.011**



Título del Trabajo Fin de Máster:

CONTROL DE ESCORRENTÍAS URBANAS MEDIANTE PAVIMENTOS PERMEABLES: APLICACIÓN EN CLIMAS MEDITERRÁNEOS

Autor: **GARCÍA HABA, EDUARDO**

Tipo	A <input type="checkbox"/> B <input checked="" type="checkbox"/>		
Director	IGNACIO ANDRÉS DOMÉNECH	Lugar de Realización	VALENCIA
Codirector1			
Codirector2		Fecha de Lectura	OCTUBRE, 2.011
Tutor	IGNACIO ANDRÉS DOMÉNECH		

Resumen:

Las condiciones pluviométricas mediterráneas se caracterizan por grandes descargas de precipitación en pequeños intervalos de tiempo. Este tipo de sucesos se concentran generalmente en otoño, época en la que se registran elevados picos de intensidad de lluvia, propios de lluvias torrenciales. La magnitud de este fenómeno, unido a la progresiva impermeabilización del suelo y a las obsoletas infraestructuras de drenaje en zonas urbanas consolidadas, son responsables de generar una serie de efectos negativos desde el punto de vista hidrológico, hidráulico y medioambiental sobre el propio sistema de drenaje urbano y los medios receptores finales. Con el objetivo de mitigar estos efectos negativos, los sistemas urbanos de drenaje sostenible (SUDS), representan una alternativa interesante, ya que permiten controlar tanto la cantidad como la calidad de la escorrentía generada, combinado con una adecuada integración paisajística. Los pavimentos permeables se engloban dentro de las técnicas de drenaje urbano sostenible cuyo objetivo principal es el fomento de la retención y la infiltración de las escorrentías en el origen del sistema. Este trabajo se centra en el estudio de los pavimentos porosos como técnica de drenaje urbano sostenible, para el control de escorrentías generadas por eventos de lluvia de carácter mediterráneo. A partir del estudio concreto de un caso implantado en el municipio de Benaguacil (Valencia), se generalizan los resultados para obtener el rendimiento de la infraestructura en función de los parámetros básicos de diseño. El análisis se lleva a cabo a partir de la simulación continua de la serie histórica de precipitaciones con el programa SWMM. A partir de los resultados obtenidos en cada uno de los escenarios definidos, se obtienen ábacos de sencilla interpretación para cada uno de los índices de eficiencia definidos que permiten en última instancia decidir los parámetros óptimos de diseño.

Palabras clave:

Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS); Pavimentos Permeables; Modelo de simulación; Condiciones pluviométricas mediterráneas



Título del Trabajo Fin de Máster:

CONTROL DE ESCORRENTÍAS URBANAS MEDIANTE PAVIMENTOS PERMEABLES: APLICACIÓN EN CLIMAS MEDITERRÁNEOS

Autor: **GARCÍA HABA, EDUARDO**

Tipo	A <input type="checkbox"/> B <input checked="" type="checkbox"/>		
Director	IGNACIO ANDRÉS DOMÉNECH	Lugar de Realización	VALENCIA
Codirector1			
Codirector2		Fecha de Lectura	OCTUBRE, 2.011
Tutor	IGNACIO ANDRÉS DOMÉNECH		

Abstract:

Mediterranean rainfall conditions are characterized by high rainfall intensities during short time intervals. Such events are usually concentrated in autumn, when high peak intensity events occur like in torrential conditions. The magnitude of this phenomenon, together with the progressive sealing of soil and drainage infrastructures more and more obsolesces in consolidated urban areas, are responsible for generating negative effects from hydrological, hydraulic and environmental point of view on both urban drainage systems and receiving water bodies. In order to mitigate these negative effects, sustainable urban drainage systems (SUDS), represent an interesting alternative, because both runoff quantity and quality can be controlled together with other benefits such as landscape integration. Permeable pavements are included within the sustainable urban drainage techniques whose main objective is to promote retention and infiltration of runoff at the system source. This work focuses on the study of porous pavements as sustainable urban drainage technique for runoff control generated by Mediterranean rainfall events. The work deals with a case study implemented at Benaguacil (Valencia), The results are generalized to obtain the infrastructure performances in terms of basic design parameters. The analysis is carried out from the continuous simulation of rainfall historical series with the SWMM software. From the results obtained in each defined scenario, simple interpretation abacus are obtained for each efficiency indicator thus allowing to ultimately decide optimal design parameters.

Palabras clave:

Sustainable Urban Drainage Systems (SUDS); Permeable Pavements; Simulation Model; Mediterranean rainfall regime



Título del Trabajo Fin de Máster:

CONTROL DE ESCORRENTÍAS URBANAS MEDIANTE PAVIMENTOS PERMEABLES: APLICACIÓN EN CLIMAS MEDITERRÁNEOS

Autor: **GARCÍA HABA, EDUARDO**

Tipo	A <input type="checkbox"/> B <input checked="" type="checkbox"/>		
Director	IGNACIO ANDRÉS DOMÉNECH	Lugar de Realización	VALENCIA
Codirector1			
Codirector2		Fecha de Lectura	OCTUBRE, 2.011
Tutor	IGNACIO ANDRÉS DOMÉNECH		

Resum:

Les condicions pluviomètriques mediterrànies es caracteritzen per grans descàrregues de precipitació en petits intervals de temps. Aquest tipus de successos es concentren generalment a la tardor, època en què es registren elevats pics d'intensitat de pluja, propis de episodis torrencials. La magnitud d'aquest fenomen, unit a la progressiva impermeabilització del sòl i a les obsoletes infraestructures de drenatge en zones urbanes consolidades, són responsables de generar una sèrie d'efectes negatius des del punt de vista hidrològic, hidràulic i mediambiental sobre el propi sistema de drenatge urbà i els mitjans receptors finals. Amb l'objectiu de mitigar aquests efectes negatius, els sistemes urbans de drenatge sostenible (SUDS), representen una alternativa interessant, ja que permeten controlar tant la quantitat com la qualitat del vessament generat, combinat amb una adequada integració paisatgística. Els paviments permeables s'engloben dins de les tècniques de drenatge urbà sostenible. L'objectiu principal és el foment de la retenció i la infiltració dels escolaments en l'origen del sistema. Aquest treball es centra en l'estudi dels paviments porosos com a tècnica de drenatge urbà sostenible, per al control de vessaments generats per esdeveniments de pluja de caràcter mediterrani. A partir de l'estudi concret d'un cas implantat al municipi de Benaguasil (València), es generalitzen els resultats per obtenir el rendiment de la infraestructura en funció dels paràmetres bàsics de disseny. L'anàlisi es porta a terme a partir de la simulació contínua de la sèrie històrica de precipitacions amb el programa SWMM. A partir dels resultats obtinguts en cada un dels escenaris definits, s'obtenen àbacs de senzilla interpretació per a cada un dels índexs d'eficiència definits que permeten en última instància decidir els paràmetres òptims de disseny.

Palabras clave:

Sistemas Urbanos de Drenatge Sostenible (SUDS); Paviments Permeables; Model de simulació; Condicions pluviomètriques mediterrànies

A José García Sáez: industrial, funcionario y mi abuelo

AGRADECIMIENTOS

Durante la elaboración de este trabajo final de máster, han sido muchos los momentos compartidos con aquellas personas que me han dado su apoyo, y que he sentido en cada instante.

Nacho, desde aquel momento en el que llamé a tu puerta, siempre has estado dispuesto en cualquier momento y siempre me has dado la confianza necesaria para poder crecer junto a este trabajo. Gracias por tu profesionalidad, generosidad y humildad, y por ser junto a Sara, los responsables de haber despertado en mí esta curiosidad llamada SUDS.

Aquel inolvidable año junto a Javier Ortega y al resto de ese gran grupo de personas, arraigó en mí el drenaje urbano de tal manera, que hoy día sigue echando raíces. Javi, muchas gracias por haberme permitido crecer profesionalmente y por apostar en esta materia.

Sin embargo, gran parte de la culpa de esto la tiene Virginia, mi novia. Me apoyó, me presionó e incluso me “obligó” a cursar este Máster, que finalmente ha resultado ser una gran experiencia y aventura que espero que nunca acabe. Virgi, muchas gracias por todo.

Y no me olvido de mi familia, a la que agradezco eternamente por sentirse orgullosa de mí, y por estar unidos en aquellos momentos difíciles.

ÍNDICE GENERAL

Resumen

Abstract

Resum

Agradecimientos

Índice general

Índice

Índice de figuras

Índice de tablas

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN	19
CAPÍTULO II. PAVIMENTOS PERMEABLES: ESTADO DEL ARTE	69
CAPÍTULO III. RESPUESTA DE UN PAVIMENTO PERMEABLE EN CLIMA MEDITERRÁNEO: ANÁLISIS DE UN CASO REAL.....	115
CAPÍTULO IV. RESULTADOS	177
CAPÍTULO V. CONCLUSIONES	195
REFERENCIAS	207

ÍNDICE

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN	19
I.1. MARCO DEL TRABAJO.....	20
I.2. OBJETIVOS	21
I.3. ESTRUCTURA DEL DOCUMENTO	23
I.4. GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES.....	25
I.4.1. Ciclo hidrológico.....	25
I.4.2. Efectos de la expansión urbanística en las aguas pluviales	27
I.5. EVOLUCIÓN DE LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES	38
I.5.1. Estrategias convencionales.....	40
I.5.2. Sistemas de drenaje urbano sostenible (SUDS).....	42
I.5.3. Legislación.....	50
I.6. TÉCNICAS DE DRENAJE URBANO SOSTENIBLE	55
I.6.1. Clasificación.....	55
I.6.2. Tipología.....	60
CAPÍTULO II. PAVIMENTOS PERMEABLES: ESTADO DEL ARTE	69
II.1. PAVIMENTOS PERMEABLES.....	70
II.1.1. Antecedentes	70
II.1.2. Descripción.....	74
II.1.3. Clasificación.....	81
II.1.4. Ventajas	85

II.1.5. Inconvenientes.....	88
II.1.6. Aplicaciones	90
II.2. REGLAS DE DISEÑO.....	93
II.2.1. Diseño hidrológico e hidráulico	94
II.2.2. Diseño estructural.....	110
CAPÍTULO III. RESPUESTA DE UN PAVIMENTO PERMEABLE EN CLIMA MEDITERRÁNEO: ANÁLISIS DE UN CASO REAL.....	115
III.1. INTRODUCCIÓN	116
III.2. CARACTERÍSTICAS DE LA INFRAESTRUCTURA: CASO DE ESTUDIO.....	118
III.2.1. Parcela de estudio.....	118
III.2.2. Pavimento permeable.....	120
III.2.3. Aspectos hidrológicos e hidráulicos.....	127
III.2.4. Ensayos realizados	130
III.3. ANÁLISIS Y CARACTERIZACIÓN DEL ESCENARIO PLUVIOMÉTRICO	141
III.3.1. Objeto	141
III.3.2. Metodología.....	141
III.3.3. Identificación y caracterización de eventos estadísticamente independientes.....	144
III.4. SIMULACIÓN MATEMÁTICA	150
III.4.1. El modelo SWMM	150
III.4.2. Módulo de cálculo LID.....	152
III.4.3. Conceptualización del sistema.....	155
III.4.4. Parámetros adoptados.....	162
III.4.5. Funcionamiento hidráulico del pavimento permeable	167

III.4.6. Escenarios simulados	172
III.5. CONSIDERACIONES.....	174
CAPÍTULO IV. RESULTADOS	177
IV.1. INTRODUCCIÓN.....	178
IV.2. INFLUENCIA DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO	179
IV.2.1. Influencia de la capacidad de infiltración del terreno	180
IV.2.2. Influencia del espesor de la sub-base.....	184
IV.3. INFLUENCIA DE LOS PARÁMETROS DE CUENCA	187
IV.3.1. Influencia del área de la cuenca	187
CAPÍTULO V. CONCLUSIONES	195
V.1. CONCLUSIONES	196
V.2. LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN	205
REFERENCIAS	207

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura I. 1. Ciclo hidrológico natural.....	25
Figura I. 2. Reparto de escorrentía e infiltración en un entorno natural.....	26
Figura I. 3. Reparto de escorrentía e infiltración en un entorno de baja urbanización.....	26
Figura I. 4. Reparto de escorrentía e infiltración en un entorno altamente urbanizado.....	27
Figura I. 5. Cambios inducidos por el desarrollo urbano en la transformación lluvia-escorrentía (Adaptado de Perales Momparler and Andrés-Doménech, 2008).....	28
Figura I. 6. Efecto de la urbanización en la descarga media anual de una cuenca de 260 hectáreas (Leopold, 1968).	30
Figura I. 7. Relación entre el coeficiente volumétrico de escorrentía y el % de superficie impermeable (Schueler, T., 1987).....	30
Figura I. 8. Modificación de la llanura de inundación tras el desarrollo urbanístico. (MDE, 2000).	31
Figura I. 9. Relaciones y etapas de un contaminante asociado a una escorrentía urbana.	34
Figura I. 10. Distribución de frecuencias de lluvias de la ciudad de St. Paul, Minneapolis (1971-2000). (Adaptado de U.S.EPA, 2008).....	36
Figura I. 11. Hidrograma y polutograma tipo. (Adaptado de CEDEX, 2008).	37
Figura I. 12. Trazado de la Cloaca Máxima en Roma.....	39
Figura I. 13. Aliviaderos en la red de saneamiento municipal de Alginet (Valencia).	41
Figura I. 14. Tanque de tormentas en Barcelona (izquierda) y colector de gran diámetro (derecha)..	42
Figura I. 15. Triángulo de la sostenibilidad en el drenaje urbano (Adaptado de Woods-Ballard, 2007).	43
Figura I. 16. Respuesta hidrológica de una cuenca urbana que dispone de SUDS.	44

Figura I. 17. Estrategia de tratamiento en cadena para la gestión de las aguas pluviales “tren de tratamiento”. Adaptado de CIRIA (1999).	47
Figura I. 18. Aparcamiento ejecutado con pavimento permeable (izquierda) y cubierta ajardinada (derecha).	63
Figura I. 19. Pozo de infiltración (izquierda), zanja de infiltración (derecha).	63
Figura I. 20. Depósito de infiltración.	64
Figura I. 21. Drenes filtrantes paralelos a viales.....	65
Figura I. 22. Cunetas verdes junto autovía en Edimburgo (izquierda) y en entorno urbano (derecha).	65
Figura I. 23. Ejemplos de franjas filtrantes.	66
Figura I. 24. Depósito de detención en Barcelona.	67
Figura I. 25. Estanque de retención en Reino Unido.....	68
Figura I. 26. Ejemplos de humedales artificiales.	68
Figura II. 1 Sección tipo de un pavimento permeable (adaptado de Woods-Ballard <i>et al.</i> , 2007).	74
Figura II. 2. Césped con refuerzos de plástico (Izquierda) (Rodríguez Hernández, 2008) y con refuerzos de hormigón (derecha). (Zachary, 2005).....	77
Figura II. 3. Adoquines con ranuras libres en Inverness (Escocia).....	77
Figura II. 4. Mezcla bituminosa porosa (izquierda) y hormigón poroso (derecha). (Rodríguez Hernández, 2008).	78
Figura II. 5. Estructuras de plástico. Caja en celosía (izquierda) y conducto plano (derecha). (Fuente: Atlantis).	80
Figura II. 6. . Infiltración completa al terreno subyacente. (Adaptado de Woods-Ballard <i>et al.</i> , 2007).	84
Figura II. 7. Infiltración parcial al terreno subyacente. (Adaptado de Woods-Ballard <i>et al.</i> , 2007).	84
Figura II. 8. Sin infiltración al terreno subyacente. (Adaptado de Woods-Ballard <i>et al.</i> , 2007).....	84

Figura II. 9. Pavimentos permeables ejecutados en calle peatonal (izquierda) y en aparcamiento (derecha).	91
Figura II. 10. Pavimentos permeables ejecutados en alcorque (izquierda) y en instalación deportiva (derecha).	91
Figura II. 11. Proceso de cálculo del factor de seguridad frente a colmatación para un pavimento continuo (azul) y discontinuo (naranja). (Adaptado de M.I.N.V.U., 1996).....	96
Figura II. 12. Representación gráfica del Criterio Unificado de Diseño. (Adaptado de A.R.C., 2001)...	98
Figura II. 13. Distribución de frecuencias de lluvias de la ciudad de St. Paul, Minneapolis (1971-2000). (Adaptado de U.S.EPA, 2008).	102
Figura III. 1. Localización de la parcela de estudio junto al Polideportivo Municipal y la “Zona Industrial de Almacén” (Benaguacil).	118
Figura III. 2. Planta general de la parcela de estudio. (Adaptado de AQUAVAL).	119
Figura III. 3. Sección de firme convencional.	120
Figura III. 4. Sección del aparcamiento ejecutado con pavimento poroso (Adaptado de AQUAVAL).122	
Figura III. 5. Construcción del dren inferior.....	123
Figura III. 6. Vertido de la fina capa de gravas (ligeramente compactadas) sobre el terreno natural, y terminación del dren inferior.	123
Figura III. 7. Extensión del geotextil sobre la capa de gravas compactadas.	124
Figura III. 8. Colocación de sub-base granular sobre geotextil.	124
Figura III. 9. Vertido del hormigón poroso sobre la sub-base.	125
Figura III. 10. Aspecto final del aparcamiento ejecutado con hormigón poroso.	125
Figura III. 11. Localización del drenaje inferior y conexión al colector de pluviales.	126
Figura III. 12. Cuenca drenante (azul) y orientación de las pendientes (amarillo).....	129
Figura III. 13. Permeámetro LCS (Rodríguez Hernández, 2008).	131

Figura III. 14. Croquis de la losa de hormigón poroso y localización de los puntos de ensayo.....	133
Figura III. 15. Croquis de la zanja.....	136
Figura III. 16. Representación gráfica de los datos medidos en el ensayo de permeabilidad en la zanja 1 y su ajuste correspondiente, así como de los datos extrapolados.	138
Figura III. 17. Evolución porcentual del nivel del agua respecto del tiempo. Zanja 1 - Ensayo 1	139
Figura III. 18. Evolución porcentual del nivel de agua respecto del tiempo. Zanja 2 - Ensayos 1 y 2.	139
Figura III. 19. Definición de los parámetros de evento para la identificación de tbcrit (Restrepo-Posada and Eagleson, 1982).....	143
Figura III. 20. Funciones de distribución empírica y ajustada para un $S_{min}= 5$ min con las bandas de confianza al 95% del test de Kolmogorov - Smirnov.	146
Figura III. 21. Parámetros de decisión para la determinación de la separación crítica.	147
Figura III. 22. Funciones de distribución empírica y ajustada para un $S_{min}= 26$ h con las bandas de confianza al 95% del test de Kolmogorov - Smirnov.	148
Figura III. 23. Caracterización de la serie pluviométrica para una separación crítica entre eventos de 26 horas.....	149
Figura III. 24. Interfaz gráfica de los comandos LID control editor (a), LID usage editor (b) y LID group editor (c).	154
Figura III. 25. Balances de agua sobre las unidades de SUDS contempladas en la cuenca (LID control), presentados en el informe de estado de SWMM.	155
Figura III. 26. Conceptualización de la zona de estudio en SWMM.	156
Figura III. 27. Esquema conceptual de flujos en un pavimento poroso.	156
Figura III. 28. Conceptualización de un pavimento poroso en SWMM.....	157
Figura III. 29. Representación del embalse no lineal de una cuenca en SWMM (Adaptado de Rossman, 2004).....	158
Figura III. 30. Introducción de los parámetros de LID en SWMM (módulo LID).	165

Figura III. 31. Respuesta de las variables "ES" e "Y" en un pavimento poroso frente a un evento de lluvia.	169
Figura III. 32. Respuesta de las variables "i" y "q" en un pavimento poroso frente a un evento de lluvia.	170
Figura III. 33. Respuesta de las variables "Y" y "p" en un pavimento poroso frente a un evento de lluvia.	171
Figura IV. 1. Índices de eficiencia en función de la capacidad de infiltración del terreno, con espesor fijo de la sub-base (250 mm). Escenario 1.	182
Figura IV. 2. Índices de eficiencia en función del espesor de la sub-base, con terreno impermeable. Escenario 2.	186
Figura IV. 3. Índices de eficiencia para el caso de estudio en función del incremento del área contribuyente neta. Escenario 3.	189
Figura IV. 4. Índices de eficiencia para el caso de estudio en función del incremento del área contribuyente neta y del caudal de drenaje. Escenario 4.	193

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla I. 1. Comparación de parámetros de calidad de un agua de escorrentía urbana respecto a un agua residual urbana (U.S.EPA, 1986).....	33
Tabla I. 2. Aportación de contaminantes según la fuente (Barro y Suárez, 2004).....	35
Tabla II. 1. Capas inferiores de un pavimento permeable y materiales de ejecución.	79
Tabla II. 2. Factores de cambio climático a aplicar en el diseño de SUDS. (Adaptado de Woods-Ballard <i>et al.</i> , 2007).....	95
Tabla II. 3. Coeficiente volumétrico de escorrentía según el método de Pitt (1994). (Adaptado de U.S.EPA, 2004a).....	100
Tabla II. 4. Factores de reducción para el cálculo del coeficiente volumétrico de escorrentía según el método de Pitt (1994). Adaptado de U.S.EPA, 2004a).....	101
Tabla II. 5. Factor específico de recarga para el cálculo del volumen de recarga REv. (CEDEX, 2008).	103
Tabla II. 6. Mínimos espesores de un pavimento permeable para varias condiciones de tráfico. (Adaptado de U.S.EPA, 1980).....	112
Tabla II. 7. Espesores mínimos de las capas de un pavimento permeable considerados por M.I.N.V.U. (1996).	113
Tabla III. 1. Resultados de los ensayos de permeabilidad.	133
Tabla III. 2. Dimensiones de las zanjas ejecutadas para los ensayos de infiltración.....	135
Tabla III. 3. Datos medidos en los ensayos de capacidad de infiltración del terreno en las zanjas 1 y 2.	137
Tabla III. 4. Capacidad de infiltración calculada en las zanjas 1 y 2.	140
Tabla III. 5. Ajustes del modelo exponencial a la variable S en función de diferentes separaciones Smin.....	146
Tabla III. 6. Parámetros de cuenca y de LID adoptados en el ejemplo de funcionamiento de un pavimento permeable.....	168
Tabla IV. 1. Número de eventos que producen escorrentía, correspondientes al escenario 1.....	180

Tabla IV. 2. Valores de eficiencia eventual correspondientes al escenario 1.	180
Tabla IV. 3. Volúmenes escurridos correspondientes al escenario 1.....	181
Tabla IV. 4. . Valores de eficiencia volumétrica correspondientes al escenario 1.	181
Tabla IV. 5. Número de eventos que producen escorrentía, correspondientes al escenario 2.....	184
Tabla IV. 6. Valores de eficiencia eventual correspondientes al escenario 2.	184
Tabla IV. 7. Volúmenes escurridos correspondientes al escenario 2.....	185
Tabla IV. 8. Valores de eficiencia volumétrica correspondientes al escenario 2.	185
Tabla IV. 9. Número de eventos que producen escorrentía y valores de eficiencia eventual. Escenario 3.....	188
Tabla IV. 10. Volúmenes escurridos y valores de eficiencia volumétrica. Escenario 3.	188
Tabla IV. 11. Número de eventos que producen escorrentía, correspondientes al escenario 4.....	190
Tabla IV. 12. Valores de eficiencia eventual correspondientes al escenario 4.	191
Tabla IV. 13. Volúmenes escurridos correspondientes al escenario 4.....	191
Tabla IV. 14. Valores de eficiencia volumétrica correspondientes al escenario 4.	191

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

I.1. MARCO DEL TRABAJO

Es habitual ver cómo año tras año, especialmente en el Mediterráneo, se suceden cada vez con mayor irregularidad numerosos episodios de inundaciones en núcleos urbanos. En ocasiones, los sistemas de colectores pluviales y/o unitarios en su mayoría, que vertebran el subsuelo de las poblaciones, no son suficientes para gestionar estos singulares eventos. La insuficiente capacidad de la red de drenaje produce reboses de aguas sucias en superficie, los elevados caudales que transportan los colectores no son asimilados por la infraestructura de tratamiento, y se producen vertidos de aguas contaminadas sobre los medios receptores dando lugar a problemas medioambientales, de salubridad e incluso, sociales.

Por un lado, debido al efecto del hipotético Cambio Climático sobre la frecuencia de las inundaciones en núcleos urbanos, y por el otro, a las exigencias por parte de la Directiva 2000/60/CE sobre los vertidos de aguas contaminadas (entre las que se incluyen las escorrentías urbanas) a medios receptores, se hace necesario un nuevo enfoque para la gestión de estas escorrentías. Concretamente, los sistemas urbanos de drenaje sostenible (SUDS) se presentan como un interesante complemento a los sistemas de drenaje convencionales para minimizar los problemas de cantidad y de calidad de las escorrentías urbanas, pues permiten afrontar el diseño, la gestión y el planeamiento de las aguas pluviales dándole importancia, por igual, a criterios hidrológicos, medioambientales y sociales.

Particularmente, los pavimentos permeables constituyen la técnica de drenaje sostenible más estudiada e investigada internacionalmente, siendo sencillo encontrar manuales y recomendaciones para el diseño hidráulico e hidrológico de estas estructuras. Sin embargo, estas recomendaciones resultan de estudios llevados a cabo en diferentes zonas geográficas, cuyo régimen pluviométrico local no tiene nada que ver con las condiciones del clima mediterráneo. Nace por tanto la incertidumbre sobre el funcionamiento de las estructuras permeables frente a eventos pluviométricos de carácter torrencial.

En España, debido a la inexistencia de criterios de diseño hidráulico e hidrológico adaptados a condiciones pluviométricas locales, se tiende a utilizar “reglas prácticas” de sencilla aplicación procedentes de lugares como Reino Unido o Estados Unidos entre otros.

En realidad, no tiene mucho sentido utilizar, por ejemplo en Valencia, expresiones o valores calibrados para el Reino Unido, donde el régimen de precipitaciones difiere considerablemente con el del Mediterráneo. Por ello, y dado que es comprensible que la respuesta hidráulica de un pavimento permeable vendrá en función de la pluviometría de la zona de aplicación, se plantea el presente Trabajo Final de Máster, sirviendo como recomendación y ofreciendo ciertos criterios para el dimensionamiento hidráulico e hidrológico de estructuras de pavimentos permeables, bajo condiciones pluviométricas características del clima mediterráneo.

I.2. OBJETIVOS

El eje principal de este trabajo consiste fundamentalmente, en la evaluación de índices de eficiencia en el funcionamiento de estructuras de pavimentos permeables, para el control cuantitativo de las escorrentías urbanas en climas mediterráneos. La finalidad de estos índices de eficiencia, es otorgar los criterios suficientes para decidir los parámetros óptimos de diseño hidráulico e hidrológico de un pavimento permeable. Para alcanzar el objetivo general del trabajo, se plantean una serie de objetivos particulares cuya consecución conforma el presente Trabajo Final de Máster.

- ♦ Realizar una exhaustiva revisión del estado del conocimiento respecto de la conceptualización de los pavimentos permeables como técnica de drenaje urbano sostenible, así como de las reglas de diseño (hidrológicas e hidráulicas, y estructurales) para el dimensionamiento de los elementos característicos de los pavimentos permeables.
- ♦ Seleccionar una aplicación real de pavimento permeable para estudiar su respuesta hidráulica frente a condiciones pluviométricas características de clima mediterráneo.

- ◆ Determinar las características más importantes de la infraestructura del caso de estudio, referentes a su diseño y a los aspectos hidrológicos e hidráulicos.
- ◆ Analizar y caracterizar el régimen de eventos de precipitación al que se ve expuesto el pavimento permeable seleccionado.
- ◆ Desarrollar un modelo matemático de simulación basado en la aplicación real, de manera que permita reproducir su respuesta hidráulica así como calcular índices de eficiencia del funcionamiento del pavimento permeable.
- ◆ Estudiar la influencia de parámetros básicos de diseño y de cuenca (espesor de la capa de almacenamiento, caudal de drenaje, permeabilidad del terreno subyacente y superficie de cuenca), sobre los índices de eficiencia.
- ◆ Obtener ábacos de sencilla interpretación para cada uno de los índices de eficiencia definidos, que fijen los pares óptimos “espesor capa almacenamiento – caudal de drenaje”, “permeabilidad del terreno subyacente – caudal de drenaje” y “área de cuenca – caudal de drenaje”.

I.3. ESTRUCTURA DEL DOCUMENTO

El presente documento se estructura en cinco capítulos, presentándose al final del mismo, un listado de las referencias bibliográficas utilizadas y consultadas en este Trabajo Final de Máster.

El capítulo 1 consiste en la introducción. En éste se presenta el marco del trabajo seguido de los objetivos planteados y la estructura del presente documento. Se describe el principio de la gestión de las aguas pluviales y sus problemas, se desarrollan las estrategias que históricamente aparecieron para hacer frente a los problemas anteriores, y se incluye una relación con la legislación europea y estatal vigente que afecta directamente a la gestión de las aguas pluviales. Por último se recoge una clasificación de los sistemas urbanos de drenaje sostenible (SUDS), una breve descripción de las diferentes tipologías de SUDS y un conjunto de imágenes que muestran algunas aplicaciones reales de estas técnicas.

En el capítulo 2 se presenta el estudio del estado del arte referente a los pavimentos permeables. En esta revisión bibliográfica se analizan la definición y descripción de los pavimentos permeables desde un punto de vista general, como las distintas capas y materiales que los componen, sus clasificaciones, sus ventajas e inconvenientes y se incluyen algunas imágenes de aplicaciones reales de pavimentos permeables.

Por otro lado, se analizan los criterios de diseño tanto hidrológicos e hidráulicos como estructurales recomendados por las diferentes normativas y manuales, y que habitualmente son utilizados en el dimensionamiento de los pavimentos permeables, haciendo especial hincapié en los aspectos hidrológicos e hidráulicos.

El capítulo 3 plantea el análisis de la respuesta hidráulica a largo plazo de un caso real de pavimento permeable en Benaguacil (Valencia), mediante el desarrollo de un modelo matemático de simulación y bajo condiciones pluviométricas características del clima mediterráneo. Se describen detalladamente la infraestructura y la parcela objeto del estudio, y se incluyen los ensayos realizados, necesarios para la estimación de ciertos parámetros que completan el modelo matemático. Seguidamente se analiza y caracteriza estadísticamente el escenario pluviométrico que constituye el input de la simulación

matemática abordada posteriormente. Se recoge una breve descripción del modelo matemático empleado, así como del módulo de cálculo específico para SUDS que integra, y de los parámetros adoptados en la configuración del modelo. También se muestra un ejemplo del funcionamiento del pavimento permeable frente a un evento de lluvia aislado, identificando, analizando y describiendo las diferentes fases del proceso. A continuación se describen los escenarios simulados en función de parámetros de diseño y de cuenca, para estimar su influencia en el funcionamiento del sistema. Al final del capítulo, se recoge una serie de consideraciones a tener en cuenta sobre los resultados obtenidos.

El capítulo 4 se centra en los resultados obtenidos de la simulación continua de los cuatro escenarios considerados, realizando el conveniente análisis y discusión de los mismos. A partir del estudio, se generalizan los resultados para evaluar la eficiencia del sistema a la hora de gestionar las escorrentías, en función de parámetros básicos de diseño.

Finalmente se proponen una serie de ábacos que asignan a los pares de diseño considerados, las correspondientes eficiencias eventual (ρ_e) y volumétrica (ρ_v) de cara a la caracterización del funcionamiento del pavimento permeable desde el punto de vista hidráulico. Por último, el capítulo 5 recoge las conclusiones del Trabajo Final de Máster, y establece y enumera las futuras líneas de investigación derivadas del presente trabajo.

I.4. GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES

I.4.1. Ciclo hidrológico

El ciclo hidrológico se define como un proceso que describe la ubicación y el movimiento o transferencia del agua en la Tierra, entre sus diferentes estados (líquido, sólido y gaseoso).

De manera simplificada, en el ciclo hidrológico natural (Figura I.1), una fracción de la precipitación caída se almacena en la superficie, mientras el resto es interceptada por la vegetación. El agua almacenada se infiltra en el suelo, saturándolo para posteriormente producir escorrentía superficial. Más tarde, parte de la escorrentía superficial se concentra en ríos, lagos y humedales, y el resto se infiltra alimentando acuíferos. Por último, los procesos de evapotranspiración de las plantas y de evaporación se encargan de completar y cerrar el ciclo.

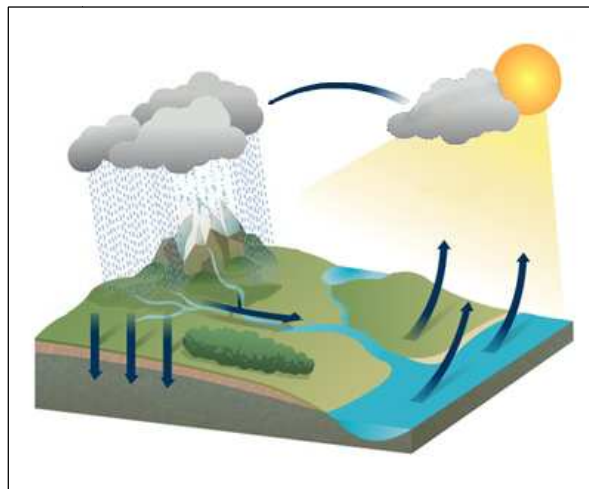


Figura I. 1. Ciclo hidrológico natural.

Sin embargo, el ciclo hidrológico urbano es totalmente distinto. El agua, antes de llegar al suelo purifica el aire, recogiendo partículas contaminantes que arrastrará posteriormente. En la ciudad no hay una cúpula vegetal de intercepción, sino tejados impermeables; además, el suelo es prácticamente impermeable, por lo que se produce menos infiltración y el agua corre rápidamente por canalones y pavimentos, concentrándose en un corto periodo de tiempo en los sistemas de alcantarillado.

De este modo, el agua pluvial lava el aire, los tejados, los pavimentos y arrastra una carga contaminante importante de sólidos en suspensión, materia orgánica, metales pesados e hidrocarburos. Se estima como media que en una zona natural sin urbanizar, el porcentaje de agua que se gestiona sin producir escorrentía, es de un 95% (Figura I.2).

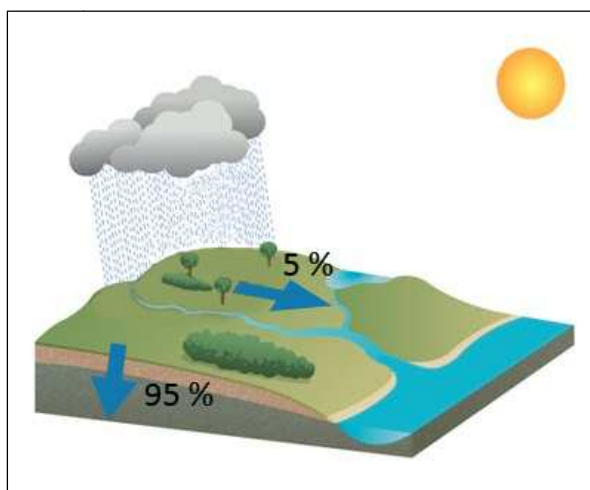


Figura I. 2. Reparto de escorrentía e infiltración en un entorno natural.

En el caso de una zona urbanizada de baja densidad, como pueden ser entornos rurales y zonas residenciales fuera de los núcleos de las ciudades, el valor de infiltración decrece hasta un 30%, con lo que se genera una escorrentía del 70% (Figura I.3).

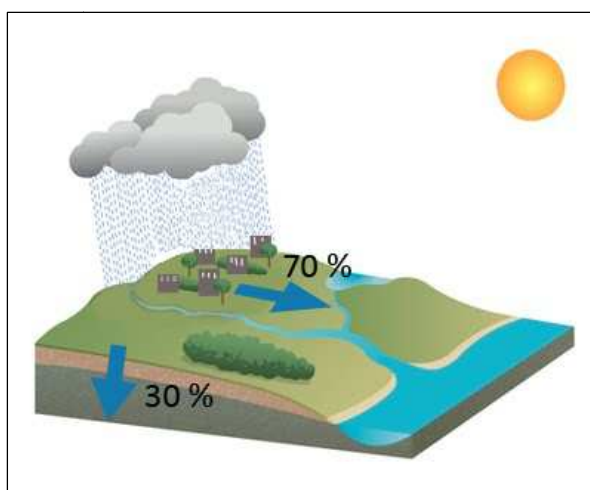


Figura I. 3. Reparto de escorrentía e infiltración en un entorno de baja urbanización.

Por último, en el caso de una zona urbana de alta densidad, como pueden ser las ciudades de cierta envergadura, prácticamente el valor de infiltración es despreciable y se genera un 95% de escorrentía superficial que es necesario drenar y gestionar para poder obtener unas condiciones óptimas de habitabilidad (Figura I.4).

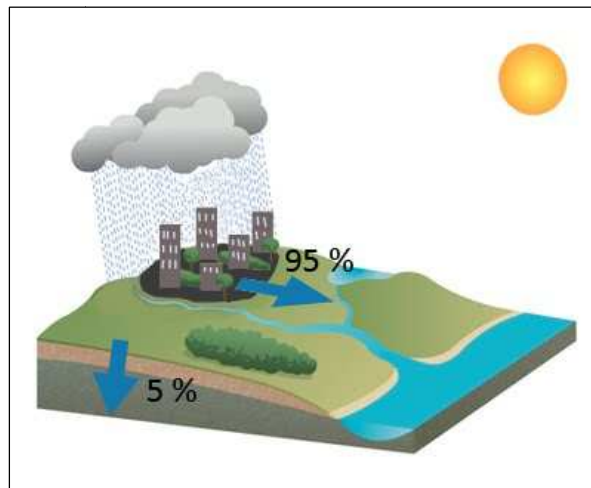


Figura I. 4. Reparto de escorrentía e infiltración en un entorno altamente urbanizado.

I.4.2. Efectos de la expansión urbanística en las aguas pluviales

Tal y como se ha comentado en el punto anterior, la urbanización es uno de los procesos que afecta de manera más significativa a las condiciones naturales de una cuenca y a su ciclo hidrológico, reduciendo la interceptación natural y la evapotranspiración, impermeabilizando y compactando el suelo, modificando las vías naturales de drenaje y aumentando la contaminación de los recursos hídricos.

La concentración urbana en las ciudades, y su crecimiento acelerado durante los últimos años, han puesto en evidencia los efectos de la alteración significativa del medio ambiente y la hidrología natural. En las ciudades en las que la planificación hidráulica no se ha anticipado a estos problemas, las aguas pluviales se han transformado en un problema evidente, hasta tal punto que provocan daños por inundaciones incluso para condiciones de lluvias habituales.

Desde mediados del siglo XX se ha reconocido y verificado con antecedentes cuantitativos, el impacto de la urbanización sobre la hidrología natural. Al comparar una cuenca urbanizada con sus condiciones previas, se advierte que en ellas escurre superficialmente un mayor volumen de agua, disminuyen la infiltración y la humedad en el suelo, aumentan significativamente los caudales máximos de crecidas con un tiempo de respuesta menor, y aumenta la cantidad y concentración de contaminantes. La Figura I.5 representa la modificación de la respuesta hidrológica de una cuenca frente a un evento de precipitación tras el desarrollo urbano.

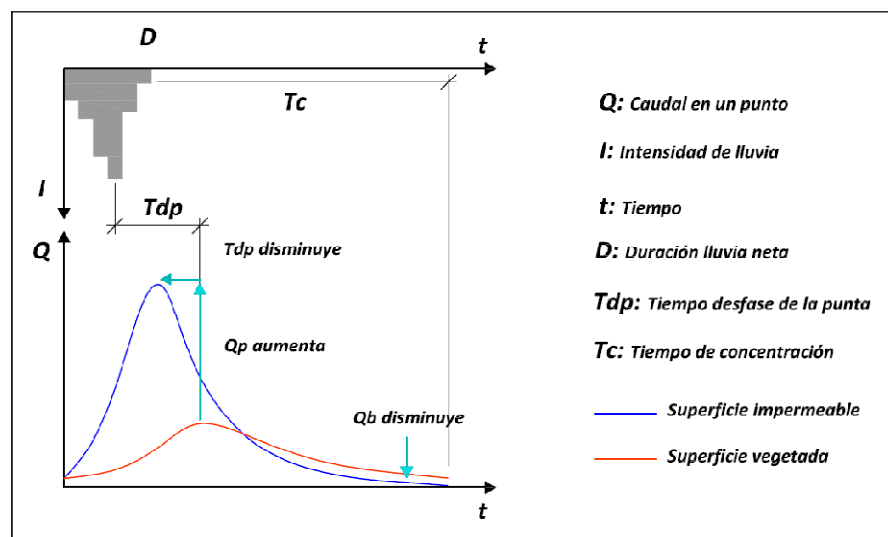


Figura I. 5. Cambios inducidos por el desarrollo urbano en la transformación lluvia-escorrentía (Adaptado de Perales Momparler and Andrés-Doménech, 2008).

Por tanto, los problemas generados por la expansión urbanística se pueden catalogar según:

- 💧 Problemas de cantidad.
- 💧 Problemas de servicio.
- 💧 Problemas de calidad.

I.4.2.1. Problemas de cantidad

Habitualmente, uno de los factores más estudiados es el incremento de la frecuencia y magnitud del caudal de las escorrentías urbanas, las cuales son responsables de generar inundaciones. Los motivos fundamentales por los que se producen las inundaciones son dos. Por un lado, el aumento de la proporción de área impermeable tras la asignación de nuevos usos del suelo, produce un aumento en la proporción de aguas pluviales que escurren. Mientras que por el otro lado, los elementos típicos de la urbanización, como colectores y/o calles, modifican el patrón de drenaje y conducen mejor el agua, reduciendo los tiempos de concentración, concentrando los flujos, y aumentando su velocidad.

En resumen, la impermeabilización del suelo también incide en los caudales máximos, porque dicha impermeabilización suele llevar aparejada una disminución de la rugosidad de las superficies en las cuencas, y por tanto también una reducción en los tiempos de respuesta en los procesos de propagación superficial de la escorrentía (antes de entrar en los colectores).

El efecto combinado de ambos factores puede apreciarse en los gráficos de las Figuras I.6 y I.7. El primer caso trata de un estudio elaborado para la ciudad de Washington en Estados Unidos (Leopold, 1968). En el gráfico se aprecia el aumento de la descarga de aguas pluviales debido a la impermeabilización de la superficie, y a la instalación de colectores que facilitan la descarga. La Figura I.7 muestra el incremento del coeficiente volumétrico de escorrentía (fracción del volumen de lluvia caída que se convierte en escorrentía) en función del área impermeable.

Esto deja en evidencia que la solución basada exclusivamente en evacuar las aguas pluviales mediante colectores no hace sino agravar el problema aguas abajo, generando caudales de crecidas cada vez mayores y en última instancia, incluso, inundaciones.

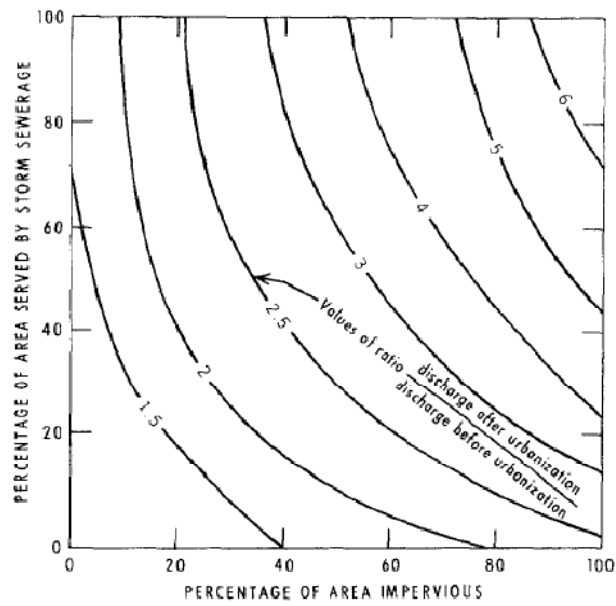


Figura I. 6. Efecto de la urbanización en la descarga media anual de una cuenca de 260 hectáreas (Leopold, 1968).

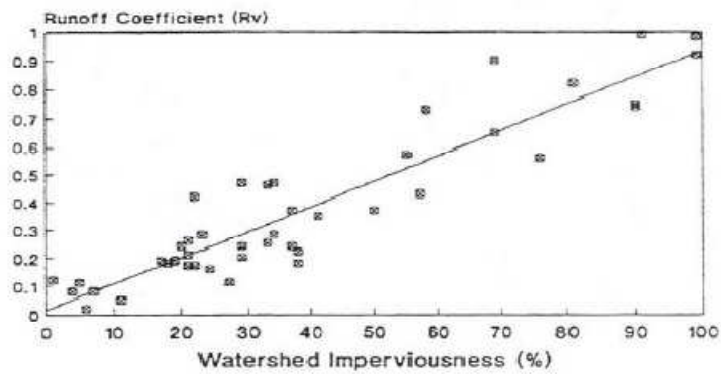


Figura I. 7. Relación entre el coeficiente volumétrico de escorrentía y el % de superficie impermeable (Schueler, T., 1987).

Generalmente en zonas de clima mediterráneo, caracterizadas por sucesos pluviométricos extremos, se producen situaciones insostenibles asociadas a problemas de inundabilidad de difícil resolución.

Tal es el caso de la mayoría de ciudades costeras, cuyo crecimiento se ha ido efectuando de mar a montaña, provocando la paulatina saturación de las redes de drenaje pluvial existentes (diseñadas con criterios diferentes a los actuales), así como la insuficiencia de los encauzamientos de barrancos y torrentes (Figura I.8).

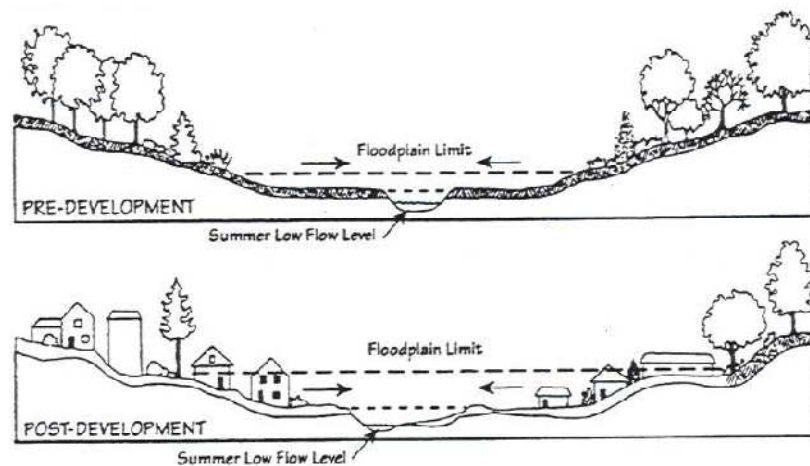


Figura I. 8. Modificación de la llanura de inundación tras el desarrollo urbanístico. (MDE, 2000).

Tanto es así, que en algunos casos se hace inviable ampliar la capacidad de encauzamientos y colectores por su coste desmesurado o por la presión urbanística existente, pese a que es evidente esta necesidad conforme se van urbanizando zonas de la cuenca, hasta llegar al mismo borde de las ciudades, donde no queda más remedio que proponer medidas estructurales de gran tamaño (por ejemplo, tanques de tormenta) para poder reducir a mínimos razonables los riesgos de inundación de la zona urbanizada.

I.4.2.2. Problemas de servicio

No hay que olvidar que los problemas cuantitativos pueden derivar directamente en problemas estéticos, de funcionalidad, de comodidad, de aprovechamiento de los recursos disponibles, etc. A esta tipología de problemas se les denomina problemas de servicio y poseen un marcado carácter social.

Las acumulaciones superficiales de agua en aceras y calles causan problemas de comodidad y seguridad para el tráfico, tanto de peatones como de vehículos, pudiendo producirse resbalones, una disminución del coeficiente de resistencia al deslizamiento, salpicaduras, pérdidas de visibilidad, etc. Pero el mayor problema de servicio asociado al agua de lluvia en las ciudades, es la rápida pérdida de valor que sufre esta escorrentía sin haber sido utilizada. El agua de lluvia, a pesar de ofrecer una calidad adecuada para multitud de usos, se utiliza únicamente como medio de dilución de aguas residuales, incrementando el volumen de agua a depurar y por tanto las dimensiones de las instalaciones (Rodríguez Hernández, 2008).

Otro problema más, asociado al rápido drenaje del agua de lluvia fuera de las ciudades, es la pérdida de la capacidad natural del terreno para suavizar la temperatura ambiente. Este efecto de concentración de calor en los centros urbanos, conocido con el nombre de “isla de calor”, es debido a la continua impermeabilización de las ciudades y afecta directamente a la comodidad de sus habitantes. El aislamiento del terreno mediante pavimentos impermeables que evitan el paso del agua y del aire, hace que sea prácticamente imposible la regulación natural de la temperatura y la humedad de la superficie de zonas urbanizadas, creándose en las ciudades un microclima que dificulta su habitabilidad (Yang and Jiang, 2003).

I.4.2.3. Problemas de calidad

Lejos de ser aguas limpias, se ha demostrado que las escorrentías urbanas generadas en tiempo de lluvia se caracterizan por tener niveles de contaminación similares a los de un agua residual tratada (Tabla I.1). La contaminación de la escorrentía urbana generada en tiempo de lluvia tiene su origen principal en las actividades urbanas, las cuales son responsables de generar un amplio abanico de contaminantes en la atmósfera y en la superficie de las cuencas urbanas.

Tabla I. 1. Comparación de parámetros de calidad de un agua de escorrentía urbana respecto a un agua residual urbana (U.S.EPA, 1986).

Contaminante	Escorrentía urbana		Agua residual urbana		
	Red separativa		Pre-tratamiento		Post-tratamiento
	Rango	Valor típico	Rango	Valor típico	Valor típico
DQO (mg/l)	10-275	75	250-1.000	500	80
SST (mg/l)	20-2.890	150	100-350	200	20
P total (mg/l)	0,02-4,30	0,36	36-630	8	2
N total (mg/l)	0,4-20	2	20-85	40	30
Pb (mg/l)	0,01-1,20	0,18	0,02-0,94	0,1	0,05
Cu (mg/l)	0,01-0,40	0,05	0,03-1,19	0,22	0,03
Zn (mg/l)	0,01-2,90	0,02	0,02-7,68	0,28	0,08
Coliformes por 100 ml	400-50.000		10^6 - 10^8		200

Durante los eventos de precipitación en ciudades, las aguas pluviales entran en contacto con los contaminantes al arrastrar partículas que se encuentran en la atmósfera, al lavar las superficies de la zona urbana por las que circula, y al arrastrar basuras o erosionar los suelos. Una vez acumulada la contaminación en la superficie, es conducida hacia la red de colectores (unitaria en la mayoría de los municipios españoles), arrastrando los contaminantes sedimentados y acumulados en el colector desde la última tormenta. En la Figura I.9 se muestra un esquema de las relaciones y las etapas entre un contaminante y un episodio lluvioso que produce escorrentía en una cuenca urbana.

En función del origen y la localización, se pueden distinguir dos tipos de contaminación: contaminación puntual y contaminación difusa. Se conoce como contaminación puntual a la contaminación producida en un medio a través de un colector o canal en un lugar concreto, cuya localización y origen pueden determinarse fácilmente.

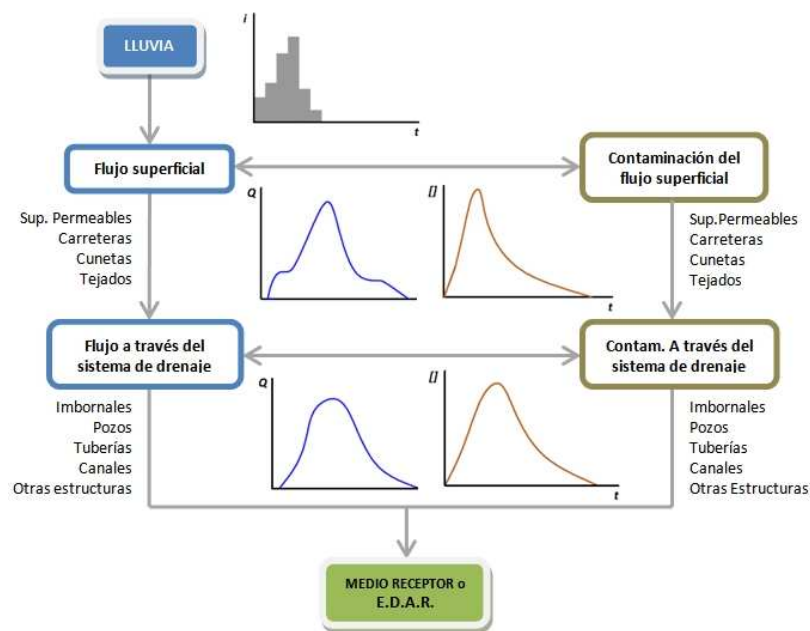


Figura I. 9. Relaciones y etapas de un contaminante asociado a una escorrentía urbana.

Se denomina contaminación difusa a la contaminación producida en la superficie de las cuencas urbanas, ya que su origen y localización corresponde a zonas muy amplias y de difícil acotación (Andrés-Doménech, 2010). La escorrentía urbana es una de las principales fuentes de contaminación difusa de los recursos hídricos (U.S.EPA, National water quality inventory-1988 report to Congress, 1990). El impacto en el medio receptor se traduce en problemas derivados de:

- ◆ El descenso de la concentración de oxígeno disuelto (que puede provocar la mortandad de peces y la reducción de la oxidación natural de elementos tóxicos).
- ◆ El incremento de las concentraciones de nutrientes (con el consiguiente riesgo de eutrofización).
- ◆ La contaminación por agentes patógenos (que puede derivar en problemas de salud pública, por ejemplo, en aguas de baño).
- ◆ La acumulación de elementos tóxicos (que puede tener consecuencias en la cadena trófica, etc.).

Además, socialmente, aumentan los costes de potabilización del agua (Perales Momparler and Andrés-Doménech, 2008). En la tabla siguiente se recogen las aportaciones más frecuentes de contaminantes según la fuente que los produce.

Tabla I. 2. Aportación de contaminantes según la fuente (Barro y Suárez, 2004).

CONTAMINANTE	Atmósfera	Erosión del suelo	Deterioro vehículos y rodadura	Emisiones de vehículos	Productos industria	Combustibles fósiles	Abonos en jardines	Aves y mascotas
Sólidos suspendidos	+	++	++			+		
Materia orgánica		++	++	+				++
N	+	+		++		++	++	++
P		++		+			++	++
Hidrocarburos			++	++	++			
Bacterias/Virus								++
Fe		++						
Mn		++						
Zn		+	++		+		+	
Pb	+			++	+			
Cu			++		++			
Cr			++		++			
Ni			+		++			
Cd			+		++	++		
Sulfuros	+			+		++		++
Ácido Nítrico	+			++		++		
Ácido Sulfúrico	+							
Pesticidas							++	

Por otro lado, las sustancias que pueden ser movilizadas desde la superficie hacia la red de colectores pueden clasificarse en (Andrés-Doménech, 2010; Russo *et al.*, 2006):

- 💧 Sedimentos (entre los cuales se hallan los sólidos en suspensión). Su importancia radica en que frecuentemente, el resto de contaminantes están asociados a ellos.
- 💧 Sustancias con demanda de oxígeno (midiéndose directamente a través del O₂ disuelto o bien indirectamente como DBO₅, DQO y COT).
- 💧 Organismos patógenos.

- ◆ Nutrientes (carbono, nitrógeno, fósforo).
- ◆ Metales pesados (fundamentalmente plomo, cobre y cinc).
- ◆ Otras sustancias tóxicas (hidrocarburos, pesticidas,...).

Hay que destacar que la mayor porción de la masa total de contaminación movilizada durante un evento de lluvia importante, es la transportada por las primeras aguas del hidrograma que llega a una determinada sección de la cuenca. Este fenómeno es comúnmente conocido como primer lavado, o *“first flush”* en la literatura anglosajona.

Varios estudios demuestran que a lo largo de un año, la mayoría de los eventos que producen escorrentía están constituidos por tormentas relativamente pequeñas. La Figura I.10 muestra el ejemplo de una distribución típica de frecuencias de lluvias, representando el porcentaje de eventos de lluvia que son iguales o inferiores a unos determinados volúmenes de precipitación.

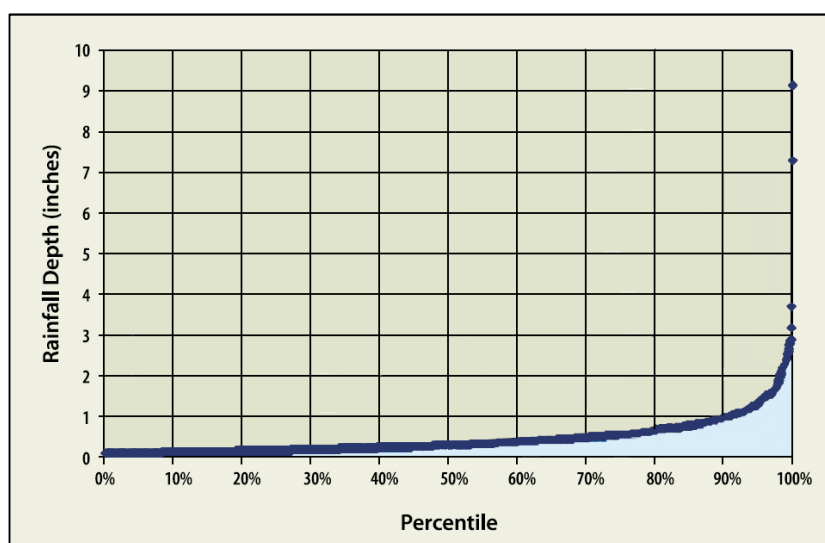


Figura I. 10. Distribución de frecuencias de lluvias de la ciudad de St. Paul, Minneapolis (1971-2000). (Adaptado de U.S.EPA, 2008).

Por ejemplo, en la ciudad de Valencia, entre el 60 y el 70 % de los eventos de precipitación tienen menos de 5 mm de lluvia bruta. Son precisamente estos eventos frecuentes los que generan altas concentraciones de contaminantes en las escorrentías urbanas. (Perales Momparler and Andrés-Doménech, 2008).

Esto se debe fundamentalmente a que estos eventos no realizan un completo primer lavado de la cuenca, de modo que la porción de masa total de contaminación movilizada es transportada por la totalidad del hidrograma. En la Figura I.11, se muestran conjuntamente un polutograma y un hidrograma tipo en una cuenca con primer lavado (izquierda) y sin primer lavado (derecha).

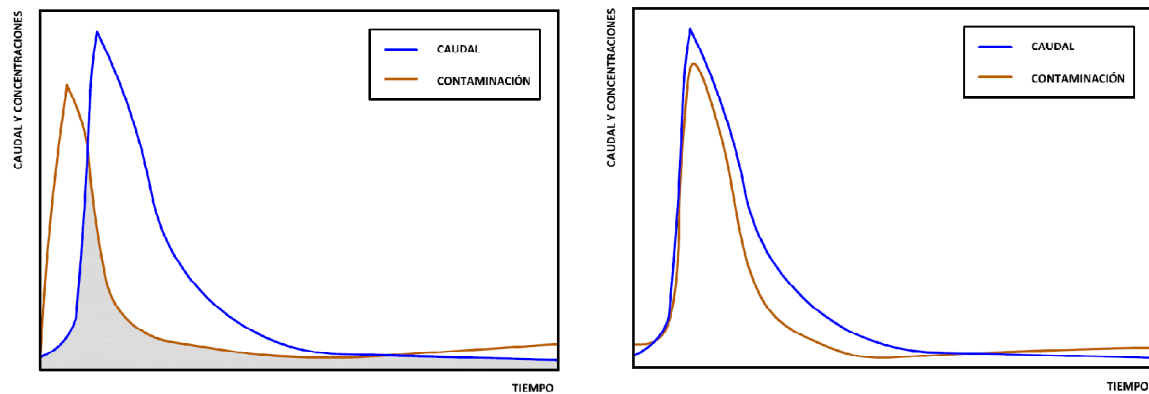


Figura I. 11. Hidrograma y polutograma tipo. (Adaptado de CEDEX, 2008).

No obstante, no parece haber un consenso generalizado sobre el fenómeno del “*first flush*” (Urbonas and Stahre, 1993). Al menos, así lo atestiguan resultados contradictorios que se desprenden de numerosas campañas de campo. Por tanto, no debe prevalecer la idea unívoca de los efectos de primer lavado; el fenómeno existe, pero debe analizarse con detalle en las condiciones locales que corresponda (Andrés-Doménech, 2010).

I.5. EVOLUCIÓN DE LA GESTIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES

Históricamente, el desarrollo de los procesos y sistemas ligados al saneamiento ha sido lento y muy conservador. Esto se debe en parte a que los sistemas de saneamiento han evolucionado a lo largo de los siglos como respuesta a problemas, y bajo un enfoque claramente correctivo.

Inicialmente, era común escuchar por las calles la expresión “agua va”, avisando a los transeúntes de que pronto aparecerían las aguas usadas y cargadas de contaminantes producidas en los hogares. En el siglo V a.C., las civilizaciones griega y romana integraban el drenaje de las aguas pluviales en las calles. Las condiciones de hacinamiento e insalubridad fueron generalizadas y provocaron grandes pandemias. Esto motivó la sustitución de los cauces al aire libre por las canalizaciones soterradas y la construcción de desagües en los propios edificios, mejorando las condiciones higiénico-sanitarias.

Aparecen por tanto los primeros sistemas unitarios, que a lo largo del tiempo han tenido y tienen un peso fundamental en el actual diseño y gestión de los sistemas de saneamiento convencionales. Tal es el caso de la Cloaca Máxima (Figura I.12), construida en Roma con el fin de eliminar los desperdicios generados por la población, cruzaba la ciudad de un extremo a otro llevando el efluente hacia el río Tíber.

Desde entonces, pasando por la Edad Media hasta el siglo XVIII, no se produjeron avances relevantes, pues por ejemplo, ciudades importantes como Londres o París no disponían de infraestructuras de drenaje cubiertas. Tuvo que ser una vez entrado el siglo XIX cuando se produce un mayor avance en el drenaje urbano de las aguas pluviales y residuales, propiciado por los fuertes crecimientos de las ciudades.

En 1895 se promulgó en España la Ley de Saneamiento y Mejora de las poblaciones, pensada para resolver los problemas de los cascos históricos. Durante este siglo, las redes se diseñaban con el objetivo de verter la máxima cantidad que el sistema receptor fuese capaz de diluir, de modo que el control y el tratamiento de las descargas era muy reducido. A partir de aquí surgió el criterio de la dilución, que posteriormente fue evolucionando hasta hoy en día, aunque actualmente está obsoleto (Andrés-Doménech, 2010).

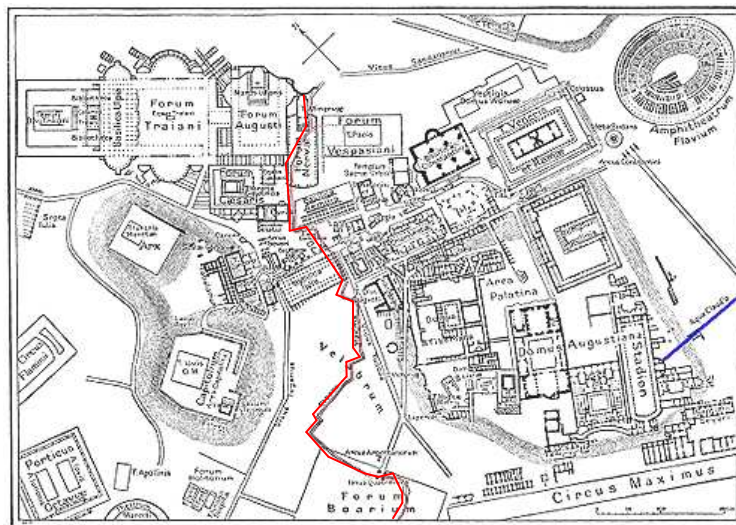


Figura I. 12. Trazado de la Cloaca Máxima en Roma.

A principios del siglo XX, los sistemas de saneamiento comienzan a adoptar la morfología que tienen hoy en día. Estos sistemas son conocidos comúnmente como sistemas de saneamiento convencionales, y tratan de enviar a tratamiento el mayor volumen de agua posible. No obstante, los sistemas de saneamiento convencionales son especialmente vulnerables en tiempo de lluvia. La capacidad de las estaciones de tratamiento y de los colectores se ve superada, produciéndose descargas de sistemas unitarios (DSU). Las DSU suponen un gran impacto sobre los medios acuáticos receptores debido a la carga contaminante de los mismos. No hay que olvidar, tal y como se comenta en apartados anteriores, que la escorrentía del agua de lluvia en zonas urbanas, ejerce un efecto de lavado de las superficies por las que circula, arrastrando todo tipo de partículas y sustancias contaminantes.

Hacia 1960, en el marco de la revolución industrial, se introduce el concepto de calidad del agua y se señalan a los vertidos procedentes de escorrentías urbanas como una de las principales causas del deterioro de los medios receptores. Una vez más, la aparición de una serie de problemas asociados a una determinada práctica, condiciona de forma determinante las nuevas estrategias a desarrollar. Es a partir de entonces cuando se analiza el problema y se plantean métodos de control y tratamiento de las DSU, además de introducirse criterios medioambientales en las pautas de diseño de sistemas de drenaje y saneamiento urbanos.

En los últimos años se ha generado una progresiva concienciación, aunque lentamente, en la línea de que es imprescindible realizar la planificación del saneamiento urbano para permitirle cumplir las tres funciones esenciales tanto en tiempo seco como en tiempo de lluvia:

- 💧 Protección sanitaria de los ciudadanos.
- 💧 Protección ante inundaciones.
- 💧 Protección del medio receptor.

Se trata de técnicas de carácter preventivo que copian el comportamiento de la naturaleza, buscando adelantarse a la aparición de los problemas, mitigarlos desde su origen (infiltración, reutilización y regulación en las partes altas de la red) y no trasladarlos a las partes bajas de las redes de saneamiento. Estas técnicas, se denominan comúnmente como sistemas urbanos de drenaje sostenible (SUDS), y deben estar patentes en las primeras fases de planificación territorial.

I.5.1. Estrategias convencionales

El principio sobre el que se basa el enfoque convencional, es el de evacuar las aguas pluviales y residuales fuera del entorno urbano lo más rápidamente posible. Para ello, las infraestructuras se diseñan para un caudal punta, un periodo de retorno determinado y un nivel de protección deseado, con el fin de conseguir una capacidad hidráulica suficiente que transporte todo el volumen del aguacero.

Una práctica muy común es el diseño de infraestructuras de saneamiento sin tener en cuenta los efectos que los caudales de agua pueden generar en otros puntos de la red. Si a la hora de proyectar un sistema de saneamiento no se tiene en cuenta el desarrollo urbanístico, y los cauces urbanos se canalizan perdiendo su riqueza natural y su capacidad de respuesta frente a crecidas, inevitablemente se generarán problemas de capacidad en el sistema.

Para amortiguar la incapacidad del sistema de saneamiento se introdujeron los aliviaderos (Figura I.13). Los aliviaderos permiten el paso del agua libre o controlado, actuando como reguladores de las redes en momentos de caudales punta, disminuyendo la presión de los sistemas al liberar la cantidad de agua excedente y generando las descargas en sistemas unitarios (DSU).



Figura I. 13. Aliviaderos en la red de saneamiento municipal de Alginet (Valencia).

La problemática asociada a las DSU produjo un cambio en la percepción y el enfoque tanto de éstas como de los aliviaderos. La solución actual a las DSU se suele abordar con medidas implementadas en las partes bajas de la red. Estas incluyen la construcción de grandes y costosas obras, como tanques de tormentas, enormes colectores, plantas centralizadas de tratamiento y tamices de aliviadero para resolver problemas de inundación y minimizar la contaminación al medio receptor. La implementación de estas soluciones convencionales tiene que lidiar con la falta de espacio y la congestión de servicios en los núcleos urbanos consolidados, por lo que inevitablemente tienen un coste asociado muy elevado.



Figura I. 14. Tanque de tormentas en Barcelona (izquierda) y colector de gran diámetro (derecha).

I.5.2. Sistemas de drenaje urbano sostenible (SUDS)

Como medida frente a los problemas en las infraestructuras de saneamiento convencionales, nace un nuevo enfoque de la gestión de las aguas pluviales. Se trata de los sistemas de drenaje urbano sostenible, en adelante SUDS, cuya filosofía, en comparación con las estrategias convencionales, consiste en considerar las aguas pluviales como un recurso, y no como un problema.

En un principio, el sistema se concibe para resolver problemas en tiempo húmedo, pero hay que destacar, que además es útil para gestionar otros tipos de escorrentía superficial en tiempo seco, como la producida por sobrantes de riego, baldeo de calles y/o vaciado de fuentes y estanques ornamentales (Perales Momparler and Andrés-Doménech, 2008).

Además, son totalmente compatibles con los sistemas de saneamiento convencionales, por lo que en la medida de lo posible, pueden integrarse en zonas urbanas consolidadas.

Los SUDS forman parte de una nueva concepción del urbanismo denominada “*Low Impact Development*” (LID) o “*Water Sensitive Urban Design*” (WSUD) que aplica los principios del desarrollo sostenible al diseño urbano, la cual se encuentra muy arraigada en países como Estados Unidos, Australia, Nueva Zelanda y Reino Unido. Es muy común encontrarse a los SUDS con diferentes aceptaciones.

En la literatura española puede aparecer como “*Técnicas de Drenaje Urbano Sostenible*” (TDUS), “*Técnicas de Gestión de la Escorrentía Urbana*” (TGEU), “*Mejores prácticas de control de la escorrentía superficial*” (MPC), “*Técnicas alternativas para soluciones de aguas lluvias urbanas*” o “*Medidas de control de la contaminación*”. En la literatura anglosajona, los términos “*Best Management Practices*” (BMP) y “*Sustainable Urban Drainage Systems*” (SUDS) son los más empleados.

Ya se ha explicado anteriormente cuáles son los efectos del crecimiento urbanístico descontrolado sobre el ciclo hidrológico. Por ello, los SUDS tratan de restituir en la cuenca urbana, en la medida de lo posible, el ciclo hidrológico natural previo a las actuaciones antrópicas, afrontando la gestión de las aguas pluviales desde una perspectiva que combine aspectos hidrológicos, medioambientales y sociales (Perales Momparler and Andrés-Doménech, 2008). Ciertamente es que los SUDS son de difícil aplicación en núcleos urbanos consolidados, por lo que en la mayoría de los casos, se tendrán en cuenta en construcciones y desarrollos futuros.

Los objetivos generales que este enfoque trata de lograr, se muestran representados por el denominado “*triángulo de la sostenibilidad*” (Figura I.15). El triángulo de la sostenibilidad representa que todos los objetivos tengan la misma importancia en el diseño de la solución, y que la solución ideal consiga beneficios en las tres categorías (Woods-Ballard *et al.*, 2007).



Figura I. 15. Triángulo de la sostenibilidad en el drenaje urbano (Adaptado de Woods-Ballard, 2007).

Los objetivos y estrategias particulares de los SUDS (U.S.EPA, 2004a) son:

- Control frente a caudales punta e inundaciones. Consiste básicamente en exigir que la escorrentía originada en las zonas desarrolladas no supere sustancialmente a la existente en las condiciones anteriores al desarrollo urbano (U.S.EPA, 2002). En la Figura I.16 se representa el funcionamiento hidrológico de una cuenca tras su desarrollo urbano. En el caso del hidrograma 1, se puede observar respecto a los hidrogramas 2 y 3, una reducción de los tiempos de concentración de la cuenca y el notable incremento del volumen y caudal pico asociado al aguacero. El área sombreada representa el incremento de volumen y duración del aguacero a consecuencia de la urbanización de la cuenca.

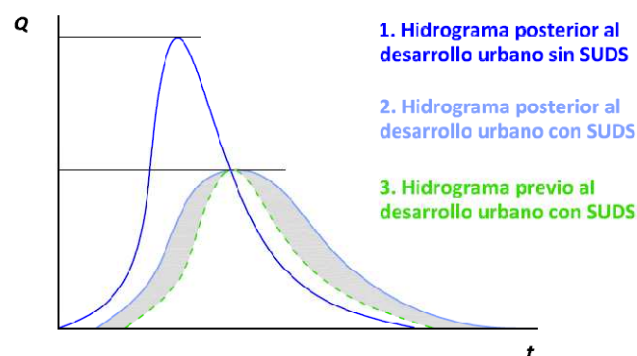


Figura I. 16. Respuesta hidrológica de una cuenca urbana que dispone de SUDS.

- Reducción de algunos contaminantes específicos. Se basa en la eliminación de uno o más contaminantes tomando como indicador de contaminación a los sólidos suspendidos totales (SST). Esto es debido a que los SST representan muy bien el funcionamiento de la contaminación particulada de algunos contaminantes consumidores de oxígeno y metales pesados. Los SST son el indicador más empleado, ya que la tasa de eliminación media anual de este contaminante se encuentra relacionada con la eficacia de los SUDS.

- ◆ Control de la calidad del agua. Se emplea un volumen de almacenamiento para gestionar la calidad del agua y eliminar la contaminación.
- ◆ Control de aspectos relacionados con la recarga de acuíferos, la prevención frente a la erosión de cauces y la protección del hábitat natural. Se pretende proporcionar una aproximación sostenible desde el punto de vista ecológico al proceso de gestión de las aguas de escorrentía urbana.

Para lograr estos objetivos debe realizarse una adecuada planificación y selección del sistema de drenaje urbano a emplear. Esto no es una tarea sencilla, pues deben contemplarse las tres categorías del triángulo de la sostenibilidad (control de la cantidad y calidad del agua, y su servicio).

A la hora de seleccionar el sistema a emplear, deben tenerse en cuenta una gran variedad de factores y condicionantes. Según CEDEX (2008), estos factores y condicionantes a tener en cuenta son:

- ◆ Tipología de la infraestructura de tratamiento.
- ◆ Factores relacionados con el medio receptor.
 - ◇ Naturaleza de las aguas receptoras.
 - ◇ Usos de las aguas afectadas por vertidos de aguas pluviales.
- ◆ Factores físicos y usos del suelo.
 - ◇ Permeabilidad.
 - ◇ Topografía.
 - ◇ Hidrología.
 - ◇ Nivel freático.
 - ◇ Uso del suelo.

- ◊ Zonas sensibles.
- ◊ Factores ambientales y sociales.
 - ◊ Impactos sobre el medio receptor.
 - ◊ Mejora del hábitat receptor de las aguas.
 - ◊ Disponibilidad de recursos hídricos.
 - ◊ Costes de mantenimiento y de construcción.
 - ◊ Nivel de aceptación por la comunidad.
 - ◊ Integración paisajística.
- ◊ Capacidad de gestión de las escorrentías urbanas.
- ◊ Tipo de explotación y mantenimiento a realizar sobre el sistema.
- ◊ Normativas y disposiciones aplicables.

Es habitual emplear varios sistemas de gestión de aguas de escorrentía en la misma cuenca y a distinta escala. Esta práctica se basa en una estrategia de tratamiento en cadena, conocida comúnmente como “tren de tratamiento” (Figura I.17). La jerarquía de técnicas a considerar en el diseño del “tren de tratamiento” comprende (Perales Momparler and Andrés-Doménech, 2008):

- ◊ Prevención: se basa en la aplicación de las medidas no estructurales.
- ◊ Control en Origen: control de la escorrentía en la fuente o en sus inmediaciones.
- ◊ Gestión en entorno urbano: gestión del agua a escala local.
- ◊ Gestión en cuencas: gestión de la escorrentía a escala regional.

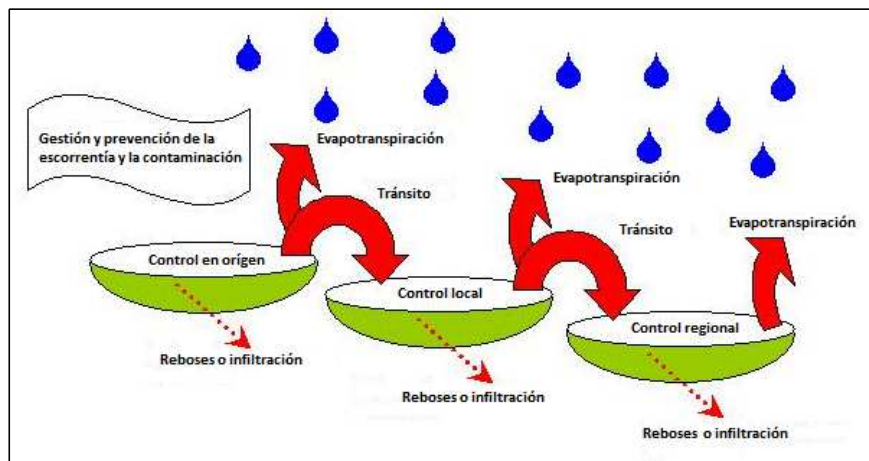


Figura I. 17. Estrategia de tratamiento en cadena para la gestión de las aguas pluviales “tren de tratamiento”. Adaptado de CIRIA (1999).

El empleo de los sistemas urbanos de drenaje sostenible supone obtener una serie de beneficios. Estos se pueden englobar en dos categorías: los beneficios relacionados con el control de la cantidad del agua y el control de la contaminación, y los beneficios económicos, ambientales y sociales.

Los beneficios obtenidos del control de la cantidad de las aguas de escorrentía urbana y de las redes unitarias en tiempo de lluvia, así como del control de la contaminación son (Debo and Reese, 1995; CEDEX, 2008):

- ◆ Reducción de los incrementos en el valor del caudal punta causados por el desarrollo urbano.
- ◆ Mitigación de los problemas de capacidad del alcantarillado aguas abajo.
- ◆ Reducción o eliminación de la necesidad de mejoras en las infraestructuras aguas abajo.
- ◆ Disminución de la erosión de los cauces (con un diseño apropiado) a través del control de la velocidad y de la reducción del caudal.
- ◆ Reducción de la carga contaminante mediante procesos físicos, químicos y biológicos.

- ♦ Mejora de las características del caudal que llega a la planta de depuración.
- ♦ Control de la sedimentación.
- ♦ Mejora de la calidad del agua a través de la filtración de la escorrentía.

En cuanto a los aspectos económicos, ambientales y sociales, que remarca el Victorian Stormwater Committee, (1999):

Beneficios económicos

- ♦ Ahorro en costes de materiales, de ejecución y de tratamiento de la calidad del agua.
- ♦ Suponen un ahorro en costes a la hora de incrementar la capacidad de la red.
- ♦ Representan un valor añadido en la zona donde se aplican.
- ♦ Suponen un mejor aprovechamiento de los recursos.

Beneficios ambientales y sociales

- ♦ Reproducen el ciclo hidrológico natural.
- ♦ Aportan protección a las zonas sensibles.
- ♦ Utilizan las redes de drenaje naturales.
- ♦ Reducen los impactos ambientales.
- ♦ Mejoran la calidad de los hábitats.
- ♦ Proporcionan recarga de acuíferos.
- ♦ Crean entornos paisajísticamente atractivos de gran calidad visual.
- ♦ Permiten vincular varias zonas de las ciudades mediante espacios públicos abiertos.

No obstante, la filosofía del drenaje urbano sostenible también lleva asociados una serie de inconvenientes de carácter económico, ambiental y social. Según el Victorian Stormwater Committee (1999), estos inconvenientes son:

Inconvenientes económicos

- ◆ Están limitados según el modo de urbanizar.
- ◆ Pueden incrementarse los costes de mantenimiento y de operación.
- ◆ Ocupan demasiada superficie, reduciendo así las posibilidades de edificar.
- ◆ En ocasiones deben combinarse con los sistemas de saneamiento tradicionales, como en casos donde es necesario mejorar la capacidad hidráulica y en zonas de topografía desfavorable.
- ◆ La alternancia de terrenos expropiados y sin expropiar pueden dar lugar a ámbitos fragmentados que limiten su aplicación.
- ◆ Los beneficios pueden ser reducidos si se aplican en zonas residenciales consideradas como zonas verdes.

Inconvenientes ambientales y sociales

- ◆ Están limitados por la existencia de un nivel freático próximo a la superficie.
- ◆ Sufren problemas de erosión en zonas de fuerte pendiente.
- ◆ Son sensibles a la naturaleza del terreno donde se ubican.
- ◆ No ofrecen sensación de seguridad.
- ◆ Hay cierta desconfianza por parte de los técnicos a la hora de implantarlos en nuevos desarrollos urbanísticos.

Por su parte, Rodríguez Hernández (2008) recoge la siguiente relación de inconvenientes:

- ◆ El desconocimiento por parte de los diseñadores que limita su aplicación de partida.
- ◆ La desconfianza que genera frente al drenaje convencional.
- ◆ La inexperiencia en el sector de la construcción en su adecuada ejecución.
- ◆ La necesidad de un mantenimiento específico.
- ◆ La existencia de malas experiencias debidas a los puntos anteriores.

I.5.3. Legislación

En este punto se realiza una revisión de la normativa existente y las referencias legales que de forma directa o indirectamente afectan a la gestión de los sistemas de saneamiento y a la calidad del agua en tiempo de lluvia.

I.5.3.1. Legislación europea

Directiva Europea 91/271 sobre el tratamiento de las aguas residuales urbanas.

En su artículo 2 define "aguas residuales urbanas" como "las aguas residuales domésticas o una mezcla con aguas residuales industriales y/o aguas pluviales". En el artículo 4 dice que "los Estados miembros velarán por que las aguas residuales urbanas que entren los sistemas colectores sean objeto, antes de verterse, de un tratamiento secundario o proceso equivalente".

En el Cuadro 3 del Anexo 1 dice: "Considerando que en la práctica no es posible construir sistemas colectores y de tratamiento para que puedan tratar la totalidad las aguas residuales en circunstancias tales como lluvias torrenciales inusuales, los Estados miembros decidirán medidas para limitar contaminación por desbordamiento de aguas pluviales. Estas medidas pueden basarse en coeficientes de dilución, la capacidad de su caudal en época seca o especificando un cierto número aceptable de desbordamientos del año".

Directiva Marco del Agua (2000/60/CE).**Objeto (art.1):**

“El objeto de la presente Directiva es establecer un marco para la protección de las aguas superficiales continentales, las aguas de transición, las aguas costeras y las aguas subterráneas...”. Los objetivos particulares que busca la directiva son: prevenir el deterioro adicional y mejorar el estado de los ecosistemas acuáticos, reducir progresivamente los vertidos, reducción progresiva de la contaminación, paliar los efectos de inundaciones y sequías y garantizar el suministro eficiente.

Considerando (11):

“... asimismo, debe basarse en el principio de cautela y en los principios de acción preventiva, de corrección de los atentados al medio ambiente preferentemente en la fuente misma, y de quien contamina paga...”

Considerando (34):

“A efectos de la protección del medio ambiente, es necesario integrar en mayor medida los aspectos cualitativos y cuantitativos de las aguas, tanto superficiales como subterráneas, teniendo en cuenta las condiciones de esorrentía natural del agua dentro del ciclo hidrológico”.

En el artículo 10, “planteamiento combinado respecto a fuentes puntuales y difusas”; se introduce el concepto de “mejores técnicas disponibles” y “mejores prácticas medioambientales”. Se debe proceder a una catalogación y valoración de técnicas disponibles, tanto en el control y tratamiento de los DSU o reboses de alcantarillado unitario, como para tratar la contaminación de las aguas pluviales.

I.5.3.2. Legislación estatal

Orden del 13 de Julio de 1.993: Instrucción para proyectos de conducciones de vertidos desde tierra al mar.

Esta Orden establece que si el sistema de colectores es de tipo unitario, deberá tenerse en cuenta la pluviometría de la zona y especifica que si la capacidad de éstos es superior a la del emisario, podrá existir un aliviadero que a través de una conducción de desagüe, evacúe al mar el exceso de caudal. También resalta que puede resultar conveniente la construcción de balsas de retención para el caudal excedente. Hay que señalar que esta Instrucción es previa a la Directiva Marco del Agua, y no está adaptada a ella.

Real Decreto-Ley 11/1.995 y Real Decreto 509/1.996 (Transposición de la Directiva 91/271/CE).

En lo que respecta a los sistemas de saneamiento y drenaje en caso de lluvia, hace las mismas referencias que en la Directiva 91/271. En cualquier caso, el Decreto-Ley 509/1.996 en su artículo 2, es más explícito y dice: “El diseño, construcción y mantenimiento de los sistemas colectores deberá hacerse teniendo en cuenta el volumen y las características de las aguas residuales urbanas y el uso de técnicas adecuadas que garanticen la estanqueidad de los sistemas e impidan la contaminación de las aguas receptoras por el desbordamiento de aguas pluviales”.

Normativa “UNE-EN 752: sistemas de desagües y de alcantarillado exteriores a edificios”.

La norma cita, entre los requisitos básicos de comportamiento a los que deben ajustarse los sistemas de desagüe y de alcantarillado, que la frecuencia de rebosamiento estará limitada a valores establecidos, y que el medio receptor deberá protegerse de la contaminación dentro de unos límites prescritos. Se apuntan como factores a considerar para el diseño de los aliviaderos los caudales, el volumen, duración y frecuencia de las descargas, las concentraciones y cargas de contaminantes, y la presión hidrobiológica.

Orden MAM/1.873/2.004 de 2 de Junio.

Establece la necesidad de controlar los vertidos de “redes separativas de pluviales” y “vertidos desde aliviaderos”.

Plan Nacional de Calidad de las Aguas: Saneamiento y Depuración (2.007-2.015)

Este Plan toma en seriamente en consideración la gestión de las aguas pluviales y tiene presente que las descargas de aguas pluviales en sistemas unitarios (DSU), son una presión importante sobre los medios receptores, por lo que considera la implantación de “tanques de tormenta” como una técnica válida y eficiente de gestión de las aguas pluviales para evitar impactos transitorios en tiempo de lluvia, responsables de dañar la calidad del medio receptor y de impedir en muchos casos la consecución del buen estado ecológico de las masas de agua. Es destacable también la inversión en “actuaciones encaminadas a fomentar el I+D+i en el campo del saneamiento y la depuración”.

Real Decreto 907/2.007 de 6 de Julio, por el que se aprueba el Reglamento de Planificación Hidrológica.

Este Reglamento es muy poco explícito con respecto a los sistemas de saneamiento en tiempo de lluvia y su problemática. Tan solo en su artículo 52 “Medidas para prevenir o reducir las repercusiones de los episodios de contaminación ambiental”, en su primer apartado, que “se adoptarán las medidas necesarias para prevenir o reducir los efectos de la contaminación accidental, causados por la industria, instalaciones ganaderas, **tanques de tormenta**, estaciones depuradoras y otros.

“Instrucción de planificación hidrológica” (22 de Septiembre de 2.007) en el marco de la gestión de las aguas pluviales.

La instrucción de planificación hidrológica del Ministerio de Medio Ambiente sigue la doctrina y la estructura marcada por la DMA así como la metodología seguida en su implantación.

Ordenanza de Gestión y Uso Eficiente del Agua en la Ciudad de Madrid

En su artículo 8 “Pavimentos porosos y aguas pluviales” establece que en todas las actuaciones de urbanización, incluidos los proyectos de urbanización de planeamiento, los proyectos de obra de urbanización de espacios libres públicos y los proyectos de edificación que incluyan el tratamiento de espacios libres de parcela, deberán utilizarse superficies permeables, minimizándose la cuantía de pavimentación u ocupación impermeable a aquellas superficies en las que sea estrictamente necesario. Para las zonas ajardinadas se favorecerá la permeabilidad mediante la utilización de acolchados u otras tecnologías con el mismo fin. Todo ello con objeto de favorecer la infiltración y evitar en lo posible la compactación del suelo.

En su artículo 9 “Control de la erosión y contaminación del agua en zonas en construcción y obras en la vía pública” expone que en las zonas en construcción, que impliquen desarrollos urbanos de magnitud superior a 2.500 m² habrá de establecerse un Plan de control de la erosión que incluya una adecuada gestión de las aguas de escorrentía, de conformidad con lo establecido en los Criterios de buenas prácticas que se describen en el Anexo II, de modo que minimice el arrastre incontrolado de materiales y la contaminación de los recursos hídricos.

I.6. TÉCNICAS DE DRENAJE URBANO SOSTENIBLE

I.6.1. Clasificación

A la hora de catalogar las técnicas de drenaje urbano sostenible, son varias las clasificaciones que se encuentran en la literatura, no existiendo un consenso universal que establezca unos criterios de clasificación. A continuación se presentan algunas de las clasificaciones más comunes en función de la zona geográfica de aplicación de los SUDS.

En Estados Unidos, la Agencia de Protección del Medio Ambiente (EPA) toma la clasificación adoptada en la ASCE Nacional Stormwater BMP Database (Base de datos nacional de buenas prácticas ambientales de la ASCE). Esta considera que las Buenas Prácticas Medioambientales (BMPs) se pueden agrupar en dos grandes categorías: estructurales y no estructurales. Las BMPs estructurales se utilizan para tratar el agua de lluvia, ya sea en el punto de generación o el punto de vertido. Las BMPs no estructurales incluyen una gama de técnicas de prevención de la contaminación, educación, institucionales, de gestión y de desarrollo, diseñadas para limitar la transformación de la lluvia en escorrentía y evitar la contaminación en los puntos donde esta escorrentía se genera (U.S.EPA, 1999).

Buenas Prácticas Ambientales estructurales:

- ◊ Sistemas de infiltración:
 - ◊ Depósitos de infiltración.
 - ◊ Sistemas de firmes permeables.
 - ◊ Zanjas y pozos de infiltración.

- ◊ Sistemas de detención:
 - ◊ Depósitos de detención.
 - ◊ Bóvedas, tuberías y tanques subterráneos.

- ◊ Sistemas de retención:
 - ◊ Estanques de retención.
 - ◊ Tanques, túneles, bóvedas y tuberías de retención.
- ◊ Humedales artificiales.
 - ◊ Humedales con depósitos y canales.
- ◊ Sistemas de filtrado:
 - ◊ Filtro superficial de arena.
 - ◊ Filtro subterráneo de arena.
 - ◊ Sistemas biofiltro/bioretención.
- ◊ Sistemas vegetados, biofiltros:
 - ◊ Franjas filtrantes de césped.
 - ◊ Cunetas verdes vegetadas.
- ◊ Minimizar las superficies impermeables directamente conectadas.
- ◊ Combinaciones y sistemas proporcionados por los vendedores.

Buenas prácticas ambientales no estructurales:

- ◊ Educación, reciclado y controles en origen:
 - ◊ Eliminación de productos de la automoción.
 - ◊ Buena gestión de los espacios comerciales y de mercado.
 - ◊ Implicación de la comunidad en general.
 - ◊ Buena gestión industrial.
 - ◊ Control de los sumideros.
 - ◊ Uso adecuado de pesticidas/herbicidas, o uso de productos alternativos.
 - ◊ Uso adecuado de fertilizantes.
 - ◊ Eliminación de productos químicos y tóxicos del hogar.

- ◊ Gestión de los residuos de las siegas.
- ◊ Eliminación de residuos de mascotas.
- ◊ Detección y eliminación de vertidos ilícitos.

- ◊ Prácticas de mantenimiento:
 - ◊ Limpieza de arquetas y elementos de captación.
 - ◊ Barrido de calles y aparcamientos.
 - ◊ Mantenimiento de carreteras y canales.
 - ◊ Empleo adecuado de sal y arena en carreteras, o uso de productos alternativos.
 - ◊ Recogida de sedimentos y flotables de sistemas de drenaje sostenible.
 - ◊ Mantenimiento de la vegetación.
 - ◊ Mantenimiento general de los sistemas de drenaje sostenible.

- ◊ Prácticas de desarrollo de bajo impacto (prácticas de LID):
 - ◊ Minimizar áreas impermeables.
 - ◊ Crecimiento dirigido.
 - ◊ Protección de áreas sensibles.
 - ◊ Preservar los espacios abiertos.
 - ◊ Minimizar las afecciones al suelo y a la vegetación.

En Chile, el Ministerio de Vivienda y Urbanismo realiza una clasificación de las Técnicas Alternativas para Soluciones de Aguas Lluvias Urbanas (aguas pluviales urbanas) basada en los procesos de infiltración, almacenamiento y la combinación de ambos (M.I.N.V.U., 1996):

- ◊ Obras de infiltración:
 - ◊ Estanques de infiltración.
 - ◊ Zanjas de infiltración.
 - ◊ Pozos de infiltración.
 - ◊ Pavimentos porosos.
 - ◊ Pavimentos celulares.

- ◊ Obras de almacenamiento:
 - ◊ Estanques de retención.
 - ◊ Lagunas de retención.
- ◊ Obras anexas:
 - ◊ Franjas filtrantes.
 - ◊ Zanjas con vegetación.
 - ◊ Canales para drenaje urbano.
 - ◊ Caídas y disipadores de energía.
 - ◊ Sedimentadores.
 - ◊ Cámaras de inspección.

Una de las clasificaciones realizadas en el Reino Unido, cataloga a los SUDS de la siguiente manera (Environmental Alliance, 2001):

- ◊ Técnicas de control en origen:
 - ◊ Pavimentos porosos.
 - ◊ Zanjas de infiltración.
 - ◊ Depósitos de infiltración.
- ◊ Sistemas de conducción permeable:
 - ◊ Drenes filtrantes o franceses.
 - ◊ Cunetas de hierba o cunetas verdes.
- ◊ Sistemas de tratamiento pasivo:
 - ◊ Franjas filtrantes.
 - ◊ Depósitos de detención.
 - ◊ Estanques de retención.
 - ◊ Humedales.

En España, (Temprano *et al.*, 1996) clasifican los SUDS según dos criterios.

- ◊ Según el grado de intervención en la estructura de la red:
 - ◊ Medidas no estructurales: medidas complementarias que no precisan actuación alguna sobre la red como la construcción de pavimentos permeables o la higiene urbana.
 - ◊ Medidas estructurales: aquellas que implican mejoras de la red de drenaje, como por ejemplo la modificación de los volúmenes de almacenamiento o el tratamiento de los reboses.
- ◊ Según el lugar del sistema de alcantarillado donde se apliquen:
 - ◊ Control en origen: medidas de control que se aplican previamente al sistema de drenaje.
 - ◊ Control de vertidos: medidas que se aplican a elementos de la red de alcantarillado.

Rodríguez Hernández, (2008) propone la siguiente clasificación:

- ◊ Medidas preventivas:
 - ◊ Legislación.
 - ◊ Formación.
 - ◊ Inversión.
- ◊ Sistemas de infiltración:
 - ◊ Superficies permeables.
 - ◊ Pozos y zanjas de infiltración.
 - ◊ Depósitos de infiltración.

- ◊ Sistemas de captación y transporte:
 - ◊ Drenes filtrantes.
 - ◊ Cunetas verdes.
 - ◊ Franjas filtrantes.
- ◊ Sistemas de almacenamiento.
 - ◊ Depósitos de detención.
 - ◊ Estanques de retención.
 - ◊ Humedales artificiales.

I.6.2. Tipología

En este punto se recoge una descripción de las categorías y técnicas de SUDS siguiendo el modelo de clasificación propuesto por Rodríguez Hernández, (2008).

◊ Medidas preventivas.

Se definen como cualquier actuación de base que evite que se produzcan los problemas asociados a la escorrentía superficial (U.S.EPA, 1999), de modo que las medidas preventivas pueden resumirse en: legislación, formación e inversión (Rodríguez Hernández, 2008).

◊ Legislación.

Para fomentar y lograr la consolidación de los SUDS en las ciudades, es necesario desarrollar políticas municipales que integren aspectos medioambientales y de gestión hídrica en la legislación urbanística, como Planes de Gestión Sostenible de Aguas Pluviales. Según García Gil (2007), los modos de intervención municipal en el medio ambiente urbano son:

- ◊ Regulación: ordenanzas sobre medio ambiente.
- ◊ Control preventivo: licencias y otros instrumentos de control.
- ◊ Sanciones: multas y penalizaciones.

- ◆ Información: acceso libre a la información de las administraciones públicas sobre medio ambiente.
- ◆ Planeamiento urbanístico: instrumento fundamental de protección del medio ambiente urbano.

El desarrollo de legislación adecuada y la generalización de estos sistemas tan sólo es posible mediante la creación de grupos de trabajo (National SUDS Working Group, 2003), los cuales generan documentos de síntesis de gran importancia, recogiendo desde los aspectos legales hasta los aspectos técnicos básicos: glosario, descripciones, normas y detalles de diseño, legislación, responsabilidades de mantenimiento, garantías, bibliografía, organizaciones vinculadas, acrónimos y sitios de Internet relacionados (Rodríguez Hernández, 2008).

- ◆ Formación.

En este caso cobra vital importancia la concienciación de la sociedad a la hora de mantener limpio el entorno urbano, pues unas calles más limpias implicarán una mejor calidad del agua de escorrentía. Unos buenos instrumentos para concienciar a la sociedad son las campañas publicitarias y la formación, pero que de nada sirven sin una adecuada educación y actitud de las personas.

- ◆ Inversión.

Las administraciones públicas, y en especial las autoridades municipales, deben contar con una partida del presupuesto anual que permita elaborar y hacer cumplir adecuadamente las normativas pertinentes que faciliten la generalización de la aplicación del drenaje urbano sostenible, así como realizar las campañas de formación y publicidad necesarias para implicar a toda la sociedad en resolver un problema que es de todos.

Sin un adecuado nivel de inversión económica por parte de las administraciones públicas no es posible afrontar la elaboración de manuales de construcción y programas de seguimiento de los sistemas de drenaje urbano.

Además, en todos los casos es necesario dedicar parte de esta inversión al mantenimiento de los sistemas construidos para asegurar su correcto funcionamiento a lo largo del tiempo (Rodríguez Hernández, 2008).

💧 **Sistemas de infiltración.**

Estos sistemas están diseñados para capturar un volumen de escorrentía de aguas pluviales, retenerla e infiltrarla en el suelo. Este proceso puede tardar varias horas o incluso días para que la escorrentía no se infiltre en el terreno con demasiada velocidad.

La infiltración supone un impacto para la calidad del agua, eliminando los contaminantes por medio de la filtración del agua a través de las capas del suelo. Pero la infiltración también tiene algunos inconvenientes. No es apropiado llevar a cabo ningún sistema de infiltración en zonas donde el agua subterránea es una fuente primaria de agua potable, ya que puede existir riesgo de contaminación. Esto es todavía más restrictivo si se tratan de aguas de escorrentías que provienen de un entorno industrial (U.S.EPA, 1999).

💧 Superficies permeables.

Las superficies permeables consisten en una variedad de tipos de pavimento, adoquines y otros dispositivos que permiten la infiltración de aguas pluviales a través suyo, al mismo tiempo que ofrecen una función estructural, pudiendo ser resistentes al tráfico o no. Las aplicaciones de las superficies permeables se ciñen a zonas sin vehículos pesados, como aparcamientos, calles residenciales, calles de media densidad de tráfico, cubiertas ajardinadas, aceras, paseos, zonas de recreo, etc. Estos sistemas constituyen el núcleo de la presente Tesina, por lo que en el capítulo II se aborda de forma detallada el estado actual de la técnica en materia de pavimentos permeables.



Figura I. 18. Aparcamiento ejecutado con pavimento permeable (izquierda) y cubierta ajardinada (derecha).

◊ Pozos y zanjas de infiltración.

Consisten en excavaciones en zanja o en pozo rellenas con material granular, de modo que permita el almacenamiento y la infiltración de un volumen de escorrentía en el suelo que envuelve a la zanja o al pozo. Pueden emplearse como estrategia para el control de contaminación de la escorrentía en zonas residenciales de media/alta densidad, zonas comerciales y en aparcamientos (CEDEX, 2008).



Figura I. 19. Pozo de infiltración (izquierda), zanja de infiltración (derecha).

◊ Depósitos de infiltración.

Los depósitos de infiltración están diseñados para capturar un volumen de escorrentía, mantenerlo e infiltrarlo en el suelo durante un período de tiempo. Sus principales objetivos son transformar agua superficial en agua subterránea y eliminar los contaminantes contenidos en la escorrentía. Cabe destacar que gestionan cuencas mayores que las de los pozos y zanjas. Pueden aplicarse en las mismas zonas que los pozos y zanjas de infiltración (U.S.EPA, 1999).



Figura I. 20. Depósito de infiltración.

◊ **Sistemas de captación y transporte.**

Los sistemas de captación y transporte actúan como primera etapa de tratamiento de la escorrentía en trenes de tratamiento. Su funcionamiento consiste en conducir las escorrentías de aguas pluviales hacia un punto de vertido y captar los sedimentos más gruesos que ésta arrastra. Estos sistemas permiten los procesos naturales de filtración, infiltración, oxigenación, evaporación y almacenamiento.

Existen dos tipos principales (Rodríguez Hernández, 2008): Subterráneos (drenes filtrantes) y Superficiales (cunetas verdes y franjas filtrantes).

◊ Drenes filtrantes.

Los drenes filtrantes, también conocidos como drenes franceses, son zanjas continuas recubiertas de un geosintético y rellenas de grava que captan y conducen las aguas pluviales.

Estas zanjas pueden contar además con una tubería permeable embebida en el material granular para facilitar la circulación del agua en su interior. Estos sistemas son usados comúnmente para la captación y drenaje de las aguas pluviales en carreteras (Rodríguez Hernández, 2008).



Figura I. 21. Drenes filtrantes paralelos a viales.

◊ Cunetas verdes.

Las cunetas verdes son canales anchos y poco profundos con densa vegetación cubriendo sus taludes y su fondo. Están diseñadas para conducir lentamente las escorrentías, retener sus contaminantes, infiltrarla y reducir su velocidad.



Figura I. 22. Cunetas verdes junto autovía en Edimburgo (izquierda) y en entorno urbano (derecha).

Las cunetas verdes pueden encontrarse húmedas o en seco. Las cunetas en seco se utilizan en zonas donde el agua estancada no es deseada, por ejemplo en zonas residenciales. Por el contrario, las cunetas húmedas se pueden utilizar donde el agua estancada no cree problemas ni molestias y donde el nivel freático esté lo suficientemente cerca a la superficie (U.S.EPA, 1999).

◊ **Franjas filtrantes.**

Las franjas filtrantes son áreas de suelo cubiertas con una densa cobertura vegetal para interceptar la escorrentía urbana procedente de aparcamientos, calles y tejados. Están diseñadas para atrapar los sedimentos que arrastra la escorrentía, para infiltrarla en y en menor medida que las cunetas verdes, para reducir su velocidad. Esta técnica se utiliza con frecuencia como un "tratamiento previo" en trenes de tratamiento (U.S.EPA, 1999).



Figura I. 23. Ejemplos de franjas filtrantes.

◊ **Sistemas de almacenamiento.**

Es el sistema de tratamiento más conocido y empleado en la gestión de las aguas de escorrentía, pues permiten gestionar grandes cuencas en comparación con las técnicas descritas anteriormente. Son comunes del final de línea del tren de tratamiento, y su funcionamiento permite la reducción de caudales punta, laminación del hidrograma de entrada a la estructura, almacenamiento de la escorrentía durante un periodo de tiempo determinado y la mejora de la calidad del agua.

Según la presencia continua de la lámina de agua pueden agruparse en (Rodríguez Hernández, 2008):

- ◊ Sin lámina permanente de agua: depósitos de detención.
- ◊ Con lámina permanente de agua: estanques de retención y humedales artificiales.
- ◊ Depósitos de detención.

Los depósitos de detención se diseñan como una depresión vegetada en el terreno. Son estructuras que se encuentran principalmente vacías, salvo durante e inmediatamente después de un evento lluvioso. La función principal de estos depósitos es laminar las escorrentías, almacenándolas temporalmente y descargándolas controladamente, actuando como zona inundable y reduciendo los riesgos de inundación.



Figura I. 24. Depósito de detención en Barcelona.

- ◊ Estanques de retención.

Los estanques de retención son embalses superficiales y someros, diseñados para tener una reserva permanente de agua que favorezca el crecimiento de vegetación acuática. La escorrentía que llega a la estructura, es retenida y tratada en una piscina de pretratamiento hasta que un nuevo evento de escorrentía la empuja a la piscina de nivel de agua permanente. En estos sistemas es clave el tiempo de retención en el pretratamiento, ya que suscita la eliminación de los contaminantes a través de la sedimentación y por procesos de degradación biológica.



Figura I. 25. Estanque de retención en Reino Unido.

◊ Humedales artificiales.

Los humedales artificiales incorporan las funciones de los humedales naturales. Su diseño se asimila a las zonas pantanosas, con abundante vegetación característica y alternando zonas someras y profundas. La función principal es tratar las escorrentías de aguas pluviales urbanas, sin embargo, pese a que estos sistemas no están diseñados para proporcionar una laminación significativa, pueden proporcionar un almacenamiento temporal por encima del nivel de agua permanente.



Figura I. 26. Ejemplos de humedales artificiales.

CAPÍTULO II

PAVIMENTOS PERMEABLES:

ESTADO DEL ARTE

II.1. PAVIMENTOS PERMEABLES

II.1.1. Antecedentes

Los pavimentos permeables se presentan a día de hoy como la técnica de SUDS más estudiada e investigada, y con las mayores expectativas de futuro para su implantación en España. Las primeras aplicaciones de este tipo de soluciones para el drenaje urbano se remontan a la década de 1970 (Rodríguez Hernández, 2008), por lo que es realmente sencillo encontrar gran cantidad de recomendaciones, manuales de diseño o trabajos de investigación de origen internacional, en los que se hace referencia a los pavimentos permeables.

Los Estados Unidos fueron los pioneros en abrir el camino hacia el estudio y elaboración de guías de diseño sobre superficies permeables (U.S.EPA, 1980; Schueler, 1987; Smith, 2000, Pratt, 2004). Fue a partir de los años 80 cuando se trataron aspectos de calidad del agua en los pavimentos permeables (Day *et al.*, 1981). La utilización de firmes permeables tenía la intención de aliviar la contaminación debida a los vertidos de los sistemas de saneamiento unitarios en tiempos de lluvia, reduciendo además los parámetros de diseño de las infraestructuras de drenaje urbano (Rodríguez Hernández, 2008). Por citar algunos ejemplos de los manuales que se utilizan hoy en día, en el estado de Virginia el “*Virginia DCR Stormwater Design Specification N^o 7*”, o en Nueva York el “*NYC Green Infraestructura Plan*”.

En Chile no existen experiencias sobre este tipo de pavimentos. Sin embargo, el Ministerio de Vivienda y Urbanismo (MINVU) publicó la guía de diseño “*Técnicas Alternativas para Soluciones de Aguas Lluvias en Sectores Urbanos*”. El trabajo fue desarrollado por la Dirección de Investigaciones Científicas y Tecnológicas (DICTUC) a través del Departamento de Ingeniería Hidráulica y Ambiental de la Escuela de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica de Chile, e incluye a los pavimentos permeables entre otras técnicas de SUDS.

Recientemente, en Australia y Nueva Zelanda destacan los trabajos de investigación desarrollados por las Universidades de South Australia y de Auckland, en los que se estudia la funcionalidad de los pavimentos permeables. Como manuales o guías de diseño cabe citar el *“Urban Stormwater: Best Practice Environmental Management Guidelines”* y el *“Water Sensitive Urban Design Technical Guidelines for Western Sydney”*.

Ya en Europa, y concretamente en el Reino Unido, es donde se concentra el mayor número de publicaciones referentes a los pavimentos porosos, destacando a las Universidades de Coventry (Inglaterra) y Abertay-Dundee (Escocia), como los principales referentes. Pratt *et al.*, (2002) elaboraron un manual para la asociación de la construcción CIRIA, enfocado íntegramente en la concepción de sistemas de pavimentos permeables. Entre las publicaciones de CIRIA destaca *“The SUDS manual”*, muy empleado incluso fuera de las fronteras británicas.

En Irlanda, McBride and Knapton (2006), defienden el uso de firmes permeables para cumplir con los requerimientos de las autoridades locales de que cualquier nuevo desarrollo no añada caudales adicionales al sistema de drenaje urbano, manteniendo los niveles de permeabilidad previos al desarrollo (Rodríguez Hernández, 2008). Como publicación referente a reglas, políticas o estándares aplicables en materia de los pavimentos permeables destaca *“Greater Dublin Strategic Drainage Study. Regional Drainage Policies”*.

En Suecia, fue en los años 80 cuando descubrieron que colocando una sub-base granular bajo una capa de asfalto u hormigón poroso, se obtenían importantes ventajas y beneficios en la cantidad y calidad de las aguas pluviales (Hogland *et al.*, 1987 and 1990; Larson, 1990; Pratt, 2004).

En Alemania, los pavimentos permeables han venido utilizándose desde los años 70. Hoy en día, el control de la contaminación del agua es el principal aspecto estudiado, y su construcción se encuentra regulada (Rodríguez Hernández, 2008). Como reglas, políticas o estándares aplicables destaca el *“Planning, Construction and Operation of Facilities for the Percolation of the Precipitation Water”*.

En Francia, alrededor de los años 80, las autovías comenzaban a construirse con una sub-base granular que permitía el drenaje interno de las aguas. A estas estructuras se les denominó “estructuras embalse”, y contaban tanto con firmes de asfalto impermeable, como de asfalto poroso (Raimbault, 1990; 1993a and 1993b, Pratt, 2004). En 1994 se publicó el documento “*Techniques alternatives en assainissement pluvial: Choix, conception, réalisation et entretien*” como guía de las nuevas técnicas alternativas de drenaje urbano.

Finalmente, en España comienza a atisbarse, aunque tímidamente, un crecimiento de las publicaciones, investigaciones, manuales y recomendaciones. En 2008, el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) publicó como complemento para la guía técnica sobre redes de saneamiento y drenaje urbano publicada en 2007, las monografías “Gestión de las aguas pluviales. Implicaciones en el diseño de los sistemas de saneamiento y drenaje urbano”, las cuales mencionan el empleo de pavimentos permeables y de otros SUDS en general.

El Ministerio de Medio Ambiente publicó en 2007 el “*Libro Verde de Medioambiente Urbano*”, el cual hace especial hincapié en el desarrollo de urbanizaciones de bajo impacto, reduciendo el sellado y la impermeabilización del suelo. Señala también la importancia de establecer unos valores mínimos de suelo permeable en los planes urbanísticos, de modo que se permita vincular el desarrollo urbano al ciclo del agua, y captar el agua de lluvia en origen para su aprovechamiento. También en 2007 lanzó la publicación “*La sequía en España. Directrices para minimizar su impacto*”, con el objetivo de proporcionar unas bases científicas al Ministerio para desarrollar la futura política hidrológica, destacando la necesidad de permeabilizar superficies urbanas.

Ese mismo año, expertos en el cambio climático publicaron “*El Cambio Climático en España. Estado de Situación*”, en el cual se propone la promoción de usos del suelo sostenibles que aumenten la retención del agua y las aguas subterráneas, como medidas adaptativas.

En 2009 se editó el documento *“Cambio Global España 2020/2050. Programa Ciudades”* para dar a conocer a la ciudadanía cuál es la problemática asociada a la gestión del agua como recurso escaso. Propone entre otras actuaciones, potenciar la permeabilidad en pavimentos y otras superficies de la vía pública.

En los últimos años, los grupos de investigación de algunas universidades españolas, como el Grupo de Investigación de Tecnología de la Construcción (GITECO) de la Universidad de Cantabria, han sido las principales fuentes de aportación de artículos y trabajos científicos relacionados con los pavimentos permeables. Entre los que destacan los proyectos *“FIDICA”* y *“TRAPI”*.

En 2010 nació el proyecto *“AQUAVAL”*, cuyo objetivo principal trata de implantar planes de gestión sostenible de aguas pluviales mediante SUDS en la provincia de Valencia, gracias a la creación de un Grupo de Trabajo formado por los principales profesionales y entes nacionales e internacionales en materia del agua. El proyecto AQUAVAL contempla la ejecución de pavimentos permeables entre otras técnicas, así como la monitorización de parámetros de cantidad y de calidad para estudiar el comportamiento de estas técnicas frente a eventos de lluvia mediterráneos.

II.1.2. Descripción

Tal y como se explica en el capítulo I, los pavimentos permeables se engloban dentro de las técnicas de drenaje urbano sostenible, cuyo objetivo principal es el fomento de la retención y la infiltración de las escorrentías en el origen del sistema. Pueden utilizarse como alternativa a los pavimentos impermeables tradicionales, reduciendo el volumen y la velocidad de la escorrentía, y mejorando su calidad.

Desde el punto de vista del drenaje urbano sostenible, los pavimentos permeables se conceptualizan según la sección tipo de la Figura II.1, compuesta por varias capas de materiales permeables. Individualmente las capas actúan de modo multifuncional, mientras que en conjunto, ofrecen la capacidad portante necesaria para resistir un tráfico determinado (Rodríguez Hernández, 2008).

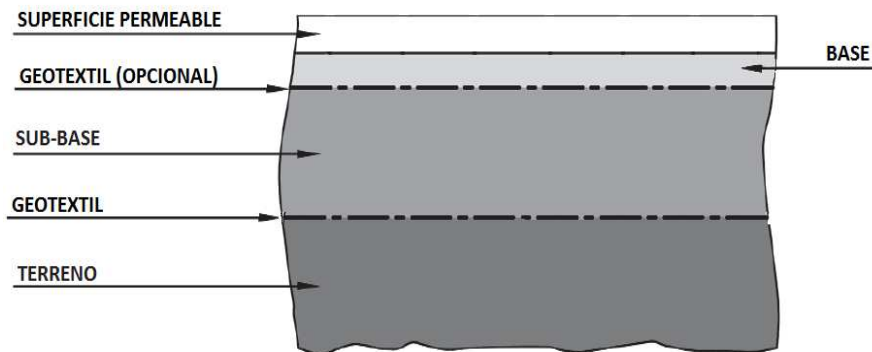


Figura II. 1 Sección tipo de un pavimento permeable (adaptado de Woods-Ballard *et al.*, 2007).

Desde el punto de vista cuantitativo, los procesos que generalmente se dan en las capas de un pavimento permeable son los siguientes:

- ♦ Infiltración/Percolación. (Entendiendo por percolación, como la infiltración a través de la superficie permeable).
- ♦ Retención.
- ♦ Transporte.
- ♦ Almacenamiento.

Desde el punto de vista cualitativo, los tratamientos físicos, químicos y biológicos que ocurren en las capas son (Woods-Ballard *et al.*, 2007):

- ♦ Filtración.
- ♦ Adsorción.
- ♦ Biodegradación.
- ♦ Sedimentación.

La configuración y la naturaleza de los materiales de las capas pueden presentar variantes, pero siempre bajo la condición de permeabilidad creciente desde las capas superiores hacia las inferiores. A partir de la sección tipo de la Figura II.1, las capas que conforman el sistema pueden agruparse en:

- ♦ Superficie permeable.
- ♦ Capas inferiores.

II.1.2.1. Superficie permeable

Se entiende por superficie permeable al pavimento artificial que permite el paso del agua a su través (Castro *et al.*, 2005). Las superficies permeables pueden presentarse de diferentes maneras, permitiendo la infiltración de las aguas pluviales sirviendo como primer filtro, a la vez que actúan como soporte estructural. A grandes rasgos, las tipologías de pavimentos permeables que se pueden encontrar hoy son las siguientes:

- ◆ Césped o grava con refuerzos.
- ◆ Adoquines con ranuras.
- ◆ Bloques porosos.
- ◆ Mezcla bituminosa porosa.
- ◆ Hormigón poroso.

El césped o grava con refuerzos (Figura II.2) proporciona una estética verde con implicaciones ecológicas. Por contra en ocasiones, el césped está mal conservado y la tierra vegetal en la que se asienta es prácticamente impermeable. Los refuerzos empleados para permitir el tráfico ligero sobre el césped o la grava pueden ser de hormigón o plástico. Los refuerzos de hormigón ofrecen una mayor resistencia a los esfuerzos tangenciales originados por el tráfico frenando, acelerando y maniobrando, mientras que los refuerzos de plástico permiten un mejor desarrollo de las raíces del césped que protegen (Rodríguez Hernández, 2008).



Figura II. 2. Césped con refuerzos de plástico (Izquierda) (Rodríguez Hernández, 2008) y con refuerzos de hormigón (derecha). (Zachary, 2005).

Respecto a los adoquines con ranuras (Figura II.3), están constituidos por hormigón tradicional impermeable, de modo que el drenaje se produce a través de las ranuras. El hormigón utilizado en los adoquines sigue un cuidadoso y costoso proceso de fabricación (Evans, 1989), por lo que actualmente se encuentran en desuso. Además, la falta de un correcto diseño de la sección completa del firme provoca normalmente la rotura del refuerzo empleado dando la sensación de falta de capacidad portante (Rodríguez Hernández, 2008).



Figura II. 3. Adoquines con ranuras libres en Inverness (Escocia).

Los pavimentos permeables a partir de mezclas bituminosas porosas y de hormigón poroso (Figura II.4), se obtienen eliminando de las mezclas algunas fracciones de finos. De este modo se constituyen materiales con un alto porcentaje de huecos, y en consecuencia, con una elevada permeabilidad.



Figura II. 4. Mezcla bituminosa porosa (izquierda) y hormigón poroso (derecha). (Rodríguez Hernández, 2008).

Según el porcentaje de huecos (H), las mezclas bituminosas se consideran porosas o drenantes cuando $H > 20\%$. (Gordillo, 2001; Kraemer *et al.*, 2004; Rodríguez Hernández, 2008). En cuanto a los hormigones, para que sean considerados porosos, deben tener un mínimo de 15% de huecos, sin sobrepasar el 25% para evitar problemas de estabilidad (de Solminihac and Castro, 2002; Rodríguez Hernández, 2008).

II.1.2.2. Capas inferiores

Para completar la estructura de un pavimento permeable, debe contemplarse el siguiente conjunto de capas:

- ◆ Base.
- ◆ Sub-base.
- ◆ Geotextil.

En función de la naturaleza de los materiales de estas capas, se pueden catalogar en (Rodríguez Hernández, 2008):

- ♦ Capas granulares.
- ♦ Estructuras de plástico.
- ♦ Geosintéticos.

Con el fin de sintetizar las clasificaciones anteriores, se presenta la Tabla II.1. En ella se recoge la tipología de capas inferiores en función de los materiales en que se pueden ejecutar y/o combinar.

Tabla II. 1. Capas inferiores de un pavimento permeable y materiales de ejecución.

CAPA	MATERIAL
<i>Base</i>	Granular
<i>Sub-base</i>	Granular/ Estructuras de plástico/ Geosintéticos
<i>Geotextil</i>	Geosintéticos

La base consiste en una capa de material granular (de un determinado tipo de árido y granulometría fija) que actúa a modo de cama de asiento para el pavimento. Además, participa en la mejora de la calidad de la escorrentía mediante el proceso de filtrado y las altas actividades biológicas que se producen en su interior (GCPSP, 2005).

La sub-base es una capa de material granular, encargada de almacenar y retener en sus huecos el volumen de escorrentía, para posteriormente, infiltrarlo en el terreno natural o hacia los laterales del firme. Es por tanto responsable de resolver los problemas de cantidad. Del mismo modo que ocurre en la base, también ayuda a mejorar la calidad del agua escurrida mediante el proceso de filtrado y las altas actividades biológicas que se producen en su interior (GCPSP, 2005). Además ofrece soporte estructural, necesario para soportar las cargas de tráfico.

Es posible combinar el material granular con geosintéticos del tipo geomallas de refuerzo y/o geomembranas impermeables. Las geomallas se colocan embebidas en la sub-base con el fin de incrementar su trabazón y mejorar las características resistentes del sistema. Las geomembranas impermeables se utilizan en casos donde no es posible la infiltración al terreno y/o quiere aprovecharse el agua para algún uso. Se colocan entre la sub-base y el terreno natural para evitar el paso del agua creando un volumen estanco, permitiendo el almacenamiento del agua infiltrada. (Rodríguez Hernández, 2008).

Otra opción es reemplazar o combinar el material granular de la sub-base mediante estructuras de plástico, como los depósitos modulares o los conductos planos (Figura II.5). Por un lado, los depósitos modulares proporcionan una mayor capacidad de almacenamiento en detrimento de la capacidad de tratamiento, pues tienen un mayor porcentaje de huecos que el material granular (>90% en estructuras de plástico frente al 40% del material granular). Por el otro lado, los conductos planos mejoran el drenaje longitudinal del sistema.

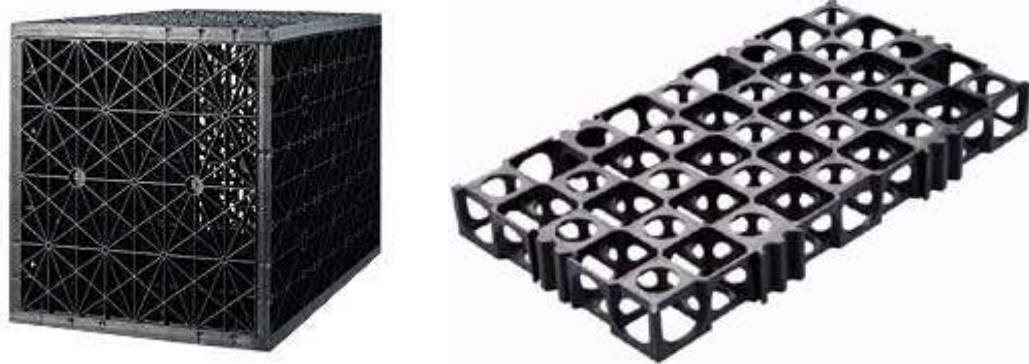


Figura II. 5. Estructuras de plástico. Caja en celosía (izquierda) y conducto plano (derecha). (Fuente: Atlantis).

Respecto al geotextil, éste juega un papel importantísimo en el funcionamiento del sistema. En la sección de un pavimento permeable se coloca normalmente entre la base y la sub-base, y entre la sub-base y el terreno natural.

Las funciones principales de un geotextil son de filtro y separación, por lo que deben tener una abertura de poro y una permeabilidad adecuadas, sin embargo, aquellos colocados sobre la sub-base, proporcionan además refuerzo estructural al sistema frente a las tensiones horizontales producidas por el tráfico de vehículos. Dadas las características de este geosintético, es el principal responsable de la depuración del agua, reteniendo y biodegradando contaminantes como hidrocarburos y aceites.

II.1.3. Clasificación

Son muchas las clasificaciones que pueden hallarse en la literatura respecto de los pavimentos permeables. En general, en la literatura anglosajona se habla de “*pervious pavements*” (Woods-Ballard *et al.*, 2007), y los principales criterios de clasificación son:

- ♦ Según la tipología de firme.
- ♦ Según el destino de las aguas filtradas.

A continuación se describen algunas de las clasificaciones más utilizadas según los criterios de clasificación citados.

II.1.3.1. Según la tipología de firme

En el Reino Unido, Woods-Ballard *et al.*, (2007) distinguen los siguientes tipos:

- ♦ *Pavimentos porosos*. Son aquellos que filtran el agua a través de la totalidad de su superficie. Abarcan las superficies de grava, hormigón poroso o asfalto poroso.
- ♦ *Pavimentos permeables (propriamente dichos)*. Están formados por materiales altamente impermeables combinados con ranuras o materiales permeables. De modo que el agua percola por las discontinuidades y a través de los materiales permeables hacia las capas inferiores del pavimento. Abarcan los pavimentos del tipo césped o grava con refuerzos, y adoquines con ranuras.

En Estados Unidos, Ferguson (2005), distingue nueve tipos de pavimentos permeables:

- ◆ Áridos porosos.
- ◆ Césped poroso.
- ◆ Celdas de plástico.
- ◆ Adoquines con juntas abiertas.
- ◆ Entramados prefabricados de hormigón.
- ◆ Hormigón poroso.
- ◆ Asfalto poroso.
- ◆ Superficies permeables ligeras.
- ◆ Caminos de madera.

En Nueva Zelanda, la clasificación según Hartwell *et al.*, (2004), divide los pavimentos permeables en:

- ◆ *Bloques fabricados con material impermeable.* Incluyen el césped reforzado y entramados prefabricados de hormigón con juntas o huecos.
- ◆ *Bloques fabricados con material poroso.* En este caso abarca los bloques porosos con huecos y superficies granulares.

Por su parte, Rodríguez Hernández (2008), realiza una clasificación en dos categorías fundamentales, claramente diferenciadas:

- ♦ *Firmes permeables con pavimentos permeables discontinuos.* Formados por elementos o materiales impermeables que, combinados o no con materiales porosos, permiten la infiltración del agua a través de huecos, espacios o ranuras de la superficie, asegurando una adecuada capacidad portante. Se incluyen: césped poroso o grava con refuerzos, y adoquines con ranuras o juntas abiertas.
- ♦ *Firmes permeables con pavimentos permeables continuos.* Formados únicamente por materiales porosos que permiten la infiltración del agua a través de toda la superficie por igual, asegurando una adecuada capacidad portante. Se incluyen: Mezclas bituminosas porosas y hormigones porosos.

II.1.3.2. Según el destino de las aguas filtradas

En el Reino Unido, Woods-Ballard *et al.*, (2007) proponen la siguiente clasificación:

- ♦ *Infiltración completa al terreno subyacente* (Figura II.6). Cuando la capacidad de infiltración del terreno es lo suficientemente grande, se puede diseñar el pavimento permeable para que el agua infiltre en su totalidad hacia el mismo.
- ♦ *Infiltración parcial al terreno subyacente* (Figura II.7). Cuando la capacidad de infiltración del terreno es escasa o limitada, se completa la infraestructura con drenes longitudinales en las capas inferiores que evacúan el exceso hacia la red convencional.
- ♦ *Sin infiltración al terreno subyacente* (Figura II.8). Cuando el terreno subyacente es impermeable o se encuentra impermeabilizado mediante geomembranas, el sistema debe contar necesariamente con drenes longitudinales en las capas inferiores que evacúan el agua almacenada hacia la red convencional. Esta alternativa se utiliza cuando la permeabilidad del subsuelo es muy baja (por ejemplo, en terrenos arcillosos), cuando se quiere aprovechar el agua filtrada (en este caso la salida es hacia la red de aprovechamiento), cuando el terreno subyacente es especialmente sensible incluso a las aguas filtradas, o cuando el

nivel freático no se encuentra al menos a más de un metro de profundidad de la superficie del pavimento.

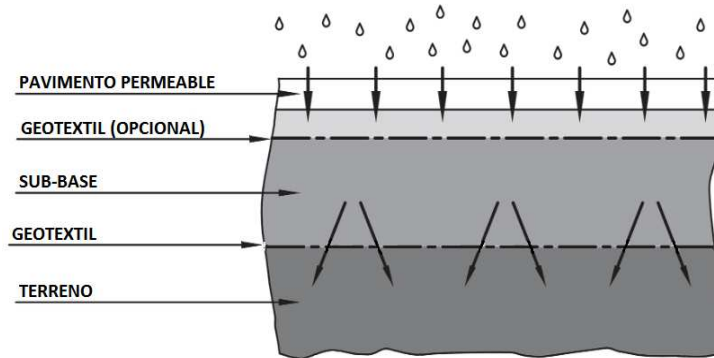


Figura II. 6. . Infiltración completa al terreno subyacente. (Adaptado de Woods-Ballard *et al.*, 2007).

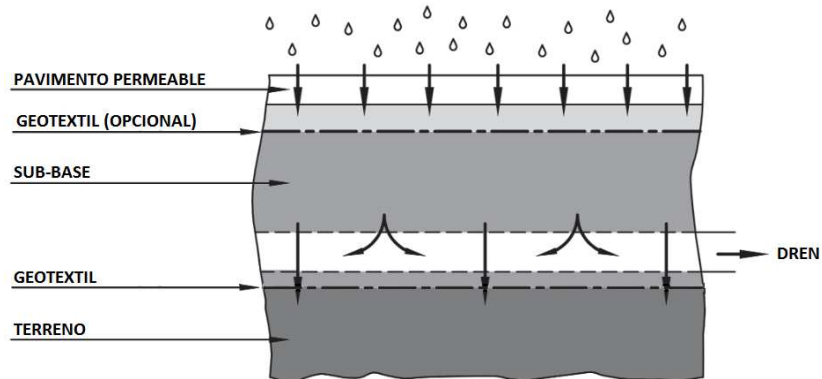


Figura II. 7. Infiltración parcial al terreno subyacente. (Adaptado de Woods-Ballard *et al.*, 2007).

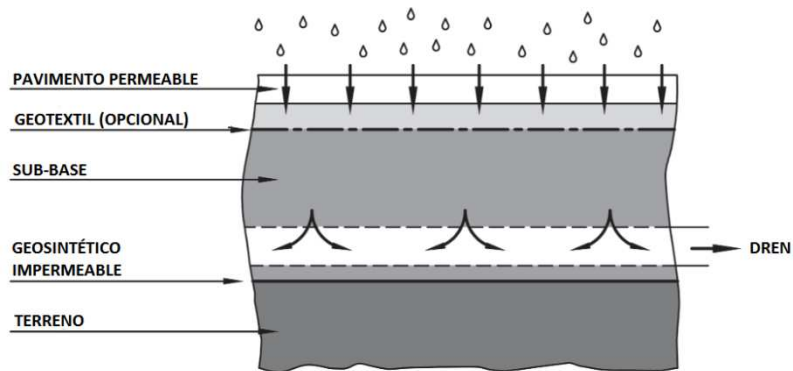


Figura II. 8. Sin infiltración al terreno subyacente. (Adaptado de Woods-Ballard *et al.*, 2007).

En España, Rodríguez Hernández (2008), propone una clasificación que distingue tres tipos de firmes permeables:

- ♦ *Firmes permeables con infiltración.* Son aquellos que permiten la infiltración al terreno del agua infiltrada y filtrada a través de todas las capas permeables del firme, incluida la explanada, con el objetivo de permitir la recarga de las reservas naturales de aguas subterráneas.
- ♦ *Firmes permeables con almacenamiento.* Son aquellos que están diseñados y construidos para permitir el almacenamiento de un determinado volumen de agua en la sub-base, con el objetivo de su posterior valorización mediante su reutilización en usos no potables.
- ♦ *Firmes permeables con drenaje diferido.* Son aquellos que cuentan con un sistema de drenaje subterráneo compuesto por tuberías permeables, con el objetivo de retardar el flujo de aguas pluviales, laminando las puntas de caudal en los sistemas de saneamiento a los que están conectados.

II.1.4. Ventajas

Ya se ha citado anteriormente que los pavimentos permeables corresponden a una de las técnicas de los sistemas de drenaje urbano sostenible. Por este motivo, los pavimentos permeables presentan muchas de las ventajas que ofrecen los sistemas urbanos de drenaje sostenible, ya comentadas en el capítulo I.

Tras realizar una exhaustiva revisión de las fuentes bibliográficas, se han recopilado las ventajas que supone la utilización de los pavimentos permeables, presentándolas a continuación atendiendo a criterios de carácter técnico, social, ambiental y económico.

Por último, se presenta una relación de las ventajas asociadas a la tipología de pavimento según la clasificación de Rodríguez Hernández (2008).

♦ **Ventajas de carácter técnico**

Generalmente tienen una relación directa con el control de la cantidad de las escorrentías urbanas. La gestión de la escorrentía a través de la infiltración, deriva en una reducción del volumen de escorrentía, o bien, en una laminación de los caudales a inyectar en la red de saneamiento convencional (menor caudal pico y mayor tiempo de concentración). Con menores caudales circulando por la red, disminuye la carga hidráulica en el sistema en tiempo de lluvia, y en su caso, se reducen los diámetros de las conducciones.

Bien diseñados, tienen una resistencia y una duración similar a un pavimento convencional. Además, su facilidad de manipulación permite una puesta en obra sencilla, no requieren de grandes espacios adicionales para su instalación y son apropiados para pendientes suaves, por lo que pueden implantarse en zonas urbanas consolidadas.

Otra gran ventaja es, que los pavimentos permeables pueden considerarse como una cadena de drenaje sostenible completa por sí mismos, pues integra los procesos de infiltración, captación, transporte y almacenamiento (Rodríguez Hernández, 2008).

♦ **Ventajas de carácter social**

Dentro de este perfil, las ventajas pueden diferenciarse a su vez según aspectos de seguridad, estética y comodidad.

Desde el punto de vista de la seguridad, gracias a la macro-textura del pavimento, aumenta la seguridad del tráfico en condiciones de lluvia, pues favorece la adherencia neumático-pavimento a altas velocidades, mejora la visibilidad y reduce el aquaplaning. Otra ventaja relacionada con la seguridad, es que proporcionan ventilación al suelo. Esto es muy importante, sobre todo en lugares donde puedan discurrir tuberías de gas enterradas, para evitar posibles explosiones.

Estéticamente, los pavimentos permeables proporcionan una mejor presentación respecto al drenaje convencional, y permiten el crecimiento de vegetación. Por ello, tienen una adecuada integración paisajística en el entramado urbano, y son bien aceptados socialmente.

Además, reducen sensiblemente los niveles de ruido, ayudan a disminuir el efecto “isla de calor” en las ciudades, y si están bien diseñados, evitan la formación de charcos y capas de hielo en la superficie, mejorando la comodidad de los ciudadanos.

💧 **Ventajas de carácter ambiental**

Las principales ventajas por las cuales se impulsa la utilización de pavimentos permeables son: la posibilidad de recarga de acuíferos, y el almacenamiento y reutilización de las aguas pluviales para usos no potables. Estas ventajas toman vital importancia en aquellas zonas donde la disponibilidad de los recursos hídricos es muy limitada.

Gracias a los procesos físicos, químicos y biológicos que suceden en los pavimentos permeables, se mejora la calidad de las escorrentías urbanas. Otra ventaja desde el punto de vista del control de la calidad de las escorrentías, y compartiendo cierta relación de carácter técnico, es la disminución de las descargas de sistemas unitarios (DSU) al reducirse la carga hidráulica en las conducciones.

Además, como ya se ha dicho anteriormente, permite el crecimiento de vegetación. Por último, como ventaja novedosa, los pavimentos permeables pueden reducir las emisiones de CO₂ procedentes de los edificios, suponiendo una fuente de “energía verde” como complemento de las energías renovables.

💧 **Ventajas de carácter económico**

La reducción del volumen de agua en la red convencional, implica una reducción de los costes asociados a otros sistemas de tratamiento (por ejemplo, depuradoras). Por otro lado, la reutilización del agua de lluvia permite su revalorización. Gracias a su estética, puede suponer un valor añadido del suelo.

Además, el mantenimiento necesario para su buen funcionamiento es muy bajo en comparación con otras técnicas de drenaje urbano sostenible.

Por último, las ventajas asociadas a la tipología del pavimento permeable son (Rodríguez Hernández, 2008):

- ♦ Firmes permeables con pavimentos discontinuos.
 - ◊ Excelente estética. Probablemente los pavimentos de adoquines sean los más versátiles y los que mejor acabado ofrecen.
 - ◊ Restitución sencilla. El carácter modular de este tipo de pavimentos permite la fácil restitución de los elementos dañados.
- ♦ Firmes permeables con pavimentos continuos.
 - ◊ Menor coste de ejecución por metro cuadrado. Los materiales empleados son baratos y basta con poca mano de obra.
 - ◊ Puesta en obra rápida y cómoda para grandes superficies. La puesta en obra de los aglomerados porosos es continua, rápida y sencilla.

II.1.5. Inconvenientes

Del mismo modo en que se han presentado las ventajas de los pavimentos permeables, se presentan a continuación sus inconvenientes según los aspectos técnico, social, ambiental y económico. Por último, también se presenta una relación de los principales inconvenientes asociados a la tipología de pavimento según la clasificación de Rodríguez Hernández (2008).

♦ Inconvenientes de carácter técnico

Los principales inconvenientes según aspectos técnicos son: la colmatación (por sólidos suspendidos en la escorrentía o transportados por el aire, así como por partículas adheridas a los neumáticos de vehículos) y la degradación (por ciclos de hielo-deshielo). Además, puede aparecer vegetación indeseada “malas hierbas”.

Son muy sensibles a la compactación del terreno, ya que puede verse reducida su capacidad de infiltración. Solamente soportan pequeñas intensidades de tráfico ligero, y no pueden utilizarse como técnicas de control regional.

Por tanto, un desacertado diseño, una mala ejecución o, un insuficiente o inexistente mantenimiento, producirá una reducción en la fiabilidad del sistema.

Finalmente, debe evitarse la instalación de pavimentos permeables en zonas que puedan tener un gran aporte de sedimentos, terrenos con grandes pendientes, carreteras de alta intensidad de tráfico pesado y donde se produzcan continuos ciclos de hielo-deshielo.

♦ **Inconvenientes de carácter social**

En este caso, el principal inconveniente es la carencia de experiencia y la desconfianza de los técnicos, lo cual supone una limitación a la hora de intentar implantar pavimentos permeables. Desde el punto de vista de la seguridad, existe un riesgo de deslizamiento en los primeros meses de su instalación, debido a la película de ligante que envuelve el árido superficial.

♦ **Inconvenientes de carácter ambiental**

Por su estructura porosa, pueden penetrar contaminantes que de no ser retenidos, adsorbidos o reducidos, continúan moviéndose a través del suelo contaminando las aguas subterráneas. Por ello, debe evitarse su instalación en áreas industriales contaminadas.

En casos donde la infiltración al suelo es muy reducida, si no se produce un adecuado drenaje de la escorrentía almacenada entre eventos de lluvia, pueden darse condiciones anaerobias. Además, el agua almacenada durante un largo periodo de tiempo puede aumentar su temperatura, por lo que su vertido en el medio receptor puede afectar negativamente a los sistemas acuáticos.

◆ **Inconvenientes de carácter económico**

Destaca el elevado coste de instalación, y de mantenimiento de la permeabilidad en casos de condiciones adversas de aporte de sedimentos.

Los inconvenientes asociados a la tipología del pavimento permeable son (Rodríguez Hernández, 2008):

- ◆ Firmes permeables con pavimentos discontinuos.
 - ◇ Mayor coste de ejecución debido al coste de los materiales.
 - ◇ Puesta en obra lenta y laboriosa normalmente manual.
 - ◇ Pueden resultar incómodos de pisar y de rodar con ruedas pequeñas debido a discontinuidades excesivas.
- ◆ Firmes permeables con pavimentos continuos.
 - ◇ Estética limitada, dado que ofrecen un acabado continuo.
 - ◇ Difícil restitución, pues requiere fresado, limpieza y bacheado.

II.1.6. Aplicaciones

Las aplicaciones más comunes de los pavimentos permeables se pueden resumir en:

- ◆ Zonas de baja intensidad de tráfico.
 - ◇ Carreteras de zonas residenciales.
 - ◇ Calles peatonales.
 - ◇ Aceras.
 - ◇ Accesos para vehículos (por ejemplo, en áreas de servicio).

- ◊ Aparcamientos de vehículos ligeros.

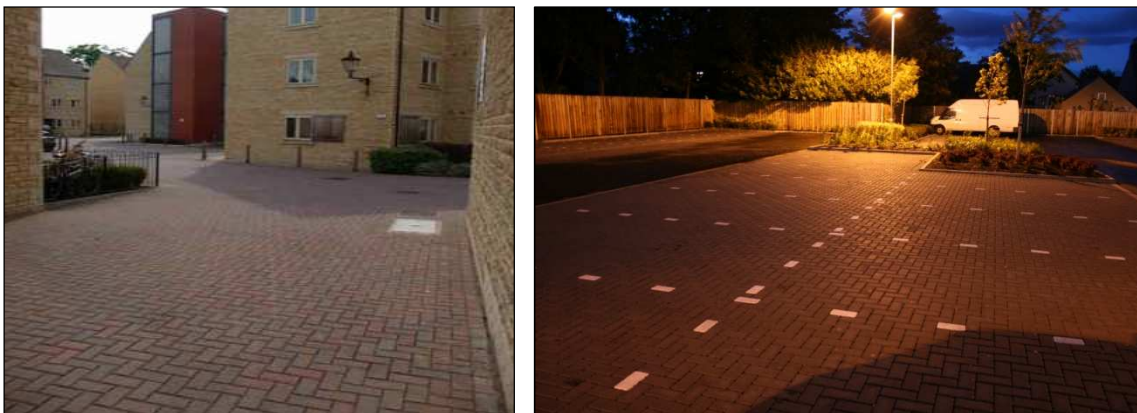


Figura II. 9. Pavimentos permeables ejecutados en calle peatonal (izquierda) y en aparcamiento (derecha).

- ◊ Parques, jardines y zonas verdes.
 - ◊ Alcorques (dotando de continuidad a las aceras para evitar posibles caídas sin afectar las necesidades hídricas de plantas y/o árboles).
 - ◊ Senderos.
 - ◊ Carriles bici y ecuestres.
 - ◊ Instalaciones recreativas.



Figura II. 10. Pavimentos permeables ejecutados en alcorque (izquierda) y en instalación deportiva (derecha).

- 💧 Otras.
 - 💧 Estabilidad de taludes.
 - 💧 Control de la erosión.
 - 💧 Riego de terrenos.
 - 💧 Fuente de calor para edificios.

II.2. REGLAS DE DISEÑO

Como ya se ha comentado en los antecedentes del presente capítulo, comienza a verse en España la intención de implantar manuales y recomendaciones sobre el diseño de los pavimentos permeables. A día de hoy, únicamente el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) propone ciertas recomendaciones en el diseño de esta técnica por medio de la publicación “Gestión de las aguas pluviales. Implicaciones en el diseño de los sistemas de saneamiento y drenaje urbano”, de modo, que son las empresas especializadas y los grupos de investigación, quienes habitualmente ofrecen orientación y guía en el diseño de los pavimentos permeables. Por el contrario, en los países que más tiempo llevan empleando los pavimentos permeables (Estados Unidos y Reino Unido), sí que disponen de normas y manuales sobre el diseño de estos sistemas lo suficientemente consolidados.

El diseño de cualquier pavimento permeable se basa en la premisa de que debe ser capaz de gestionar un determinado evento de precipitación, al mismo tiempo que debe aportar una función estructural. En base a esto, el diseño óptimo de un pavimento permeable debe realizarse atendiendo a dos criterios: hidrológicos e hidráulicos, y estructurales.

- ♦ *Criterios hidrológicos e hidráulicos.* Definen la capacidad de gestionar las escorrentías urbanas de manera eficiente, reteniendo un evento de lluvia deseado, y evacuarlo controladamente hacia el terreno subyacente o al sistema de drenaje en un tiempo entre 24 y 48 horas. Por tanto, el diseño hidrológico e hidráulico de un pavimento poroso, se realiza con el fin de mitigar o solventar los problemas de cantidad y de calidad, ya explicados en el capítulo I.
- ♦ *Criterios estructurales.* Se encargan de que el sistema ofrezca una resistencia estructural suficiente para soportar ciertas cargas de tráfico de vehículos.

II.2.1. Diseño hidrológico e hidráulico

Las herramientas fundamentales para realizar el diseño hidrológico e hidráulico de un pavimento permeable son: la lluvia de cálculo y el volumen de agua afluente que recoge el pavimento. El correcto diseño de estas estructuras pasa por considerar las condiciones climatológicas y topográficas del emplazamiento del pavimento. A partir de la climatología local se obtiene información sobre el régimen de precipitaciones, lo cual es necesario para definir la lluvia de cálculo. Por su parte, el análisis de la topografía permite identificar las cuencas drenantes hacia el pavimento, caracterizadas principalmente por el área y el grado de impermeabilidad, lo que determina el volumen de agua afluente a recoger por el pavimento.

La lluvia de cálculo puede obtenerse mediante la sintetización de una tormenta de diseño (a partir de precipitaciones máximas y curvas IDF), o bien, puede emplearse la serie histórica de eventos. La elección de la tormenta de diseño depende de la función del pavimento permeable, y se caracteriza por su duración (igual al tiempo de concentración de la cuenca, o en su caso, 5 minutos), volumen de precipitación, intensidad y periodo de retorno (habitualmente entre 2 y 10 años).

Es necesario destacar la presencia del cambio climático en el diseño de los SUDS en general. Es precisamente en el Reino Unido, donde han tomado la iniciativa a la hora de introducir los efectos del cambio climático en el diseño de estas estructuras. Debido a que las grandes tormentas ocurren cada vez con mayor frecuencia, las normativas británicas proponen la introducción de un coeficiente de mayoración o "*factor de cambio climático*", aplicado sobre los valores de intensidad de lluvia. No obstante no hay un criterio estandarizado sobre qué coeficiente aplicar, pues por ejemplo, "*The SUDS Manual*" sugiere un incremento de la intensidad entre el 5% y el 30%, en función del tiempo (Tabla II.2). Mientras, la Agencia Medioambiental (Environment Agency) y el Scottish Environment Protection Agency (SEPA), proponen aumentar la intensidad de las lluvias de 1 hasta 100 años de periodo de retorno, en un 20%.

Tabla II. 2. Factores de cambio climático a aplicar en el diseño de SUDS. (Adaptado de Woods-Ballard *et al.*, 2007).

FACTORES DE CAMBIO CLIMÁTICO PROPUESTOS				
PERIODO	1990-2025	2025-2055	2055-2085	2085-2115
FACTOR	5%	10%	20%	30%

Respecto al volumen de agua afluyente que recoge el pavimento permeable, éste se compone de la precipitación directa que cae sobre el mismo pavimento, más la escorrentía movilizada en superficies impermeables adyacentes que drenan hacia la estructura. Existen varios métodos para cuantificar la escorrentía, pero en el caso de pequeñas cuencas típicas de pavimentos permeables, se recomienda la aplicación del Método Racional (A.R.C., 2001).

Según Woods-Ballard *et al.*, (2007), el diseño hidrológico e hidráulico de pavimentos permeables debe tener en cuenta cuatro aspectos:

- ♦ Estimar las características de percolación de la capa de pavimento.
- ♦ Determinar el volumen de almacenamiento (proporcionado por los poros de la sub-base) para alcanzar tasas de rendimiento adecuadas.
- ♦ Estimar la necesidad, y en su caso cuantificar, la capacidad del drenaje longitudinal adicional.
- ♦ Gestionar la respuesta del pavimento ante eventos extremos de precipitación.

Seguidamente se definen y comentan estos aspectos, destacando el volumen de almacenamiento y en la capacidad del drenaje longitudinal, puesto que son dos de los factores cuyo análisis forma parte del objetivo principal de este trabajo.

II.2.1.1. Percolación de la capa de pavimento

La capacidad de percolación de la propia capa del pavimento debe ser significativamente mayor que la máxima intensidad de la lluvia de cálculo. Normalmente no suele ser un factor limitante en el diseño, pues suele ser al menos un orden de magnitud superior a las máximas intensidades de lluvia esperables.

Por ejemplo, valores típicos de percolación a través de la capa de un pavimento de hormigón poroso, pueden encontrarse entre 0,5 y 5 cm/s (Aguado *et al.*, 1995). Hay que tener en cuenta que la capacidad de percolación no se mantendrá constante en el tiempo, sino que disminuirá progresivamente hasta que se estabilice. Este fenómeno es debido a la colmatación, por lo que deberá tenerse en cuenta un factor de seguridad sobre la capacidad de percolación.

A la hora de definir el factor de seguridad, no existe un criterio unificado sobre qué valor emplear, y en qué condiciones, pues este debería determinarse en función del clima y la topografía de la zona de aplicación, y del mantenimiento de la infraestructura.

Actualmente pueden encontrarse en la literatura algunos factores de seguridad recomendados por diferentes autores, como Woods-Ballard *et al.*, (2007), quienes recomiendan un factor de seguridad de 10. Por su parte, Rodríguez Hernández (2008), cita que el factor de seguridad debe ser como mínimo del orden de 10, pudiendo considerarse órdenes mayores como 100 ó incluso 1.000 al disminuir la esperanza de mantenimiento. En Chile, el Ministerio de Vivienda y Urbanismo (1996), emplea un factor de seguridad en función de las propiedades del agua y las condiciones de mantenimiento, y recomienda calcularlo según el procedimiento de la Figura II.9:

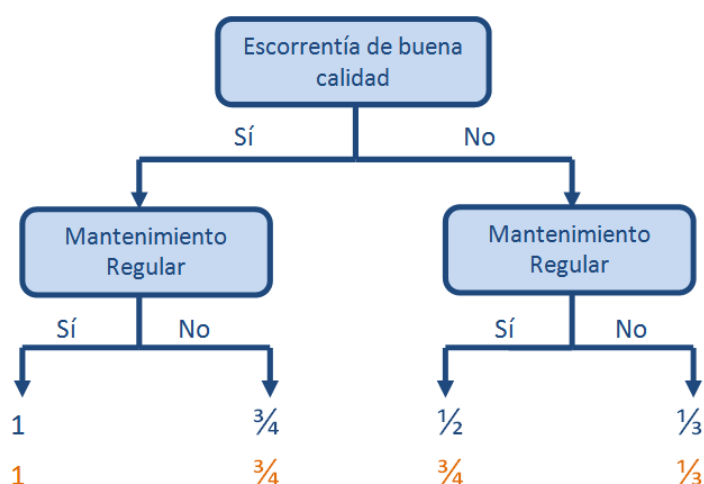


Figura II. 11. Proceso de cálculo del factor de seguridad frente a colmatación para un pavimento continuo (azul) y discontinuo (naranja). (Adaptado de M.I.N.V.U., 1996).

II.2.1.2. Volumen de almacenamiento

La capacidad de almacenamiento en el propio pavimento depende directamente de las características del régimen de precipitación, de la capacidad de infiltración al terreno subyacente, de la capacidad del drenaje complementario (si existe) y del área drenada al propio pavimento. Además, está directamente relacionada con el espesor de cada una de las capas del pavimento y sus respectivos índices de huecos.

Son varios los métodos y criterios que existen para determinar el volumen de almacenamiento y dimensionar la estructura. En Estados Unidos, la mayoría de las normativas emplean el denominado “*Criterio Unificado de Diseño*”, basado en el volumen que es necesario gestionar para cumplir unos determinados objetivos o niveles relacionados con la cantidad y calidad del agua. Los objetivos o niveles que establece el estado de Georgia (A.R.C., 2001), son:

- ◆ Protección frente a avenidas extremas.
- ◆ Protección de llanuras.
- ◆ Protección de cauces.
- ◆ Calidad del agua.

La Figura II.10 representa gráficamente los volúmenes relativos necesarios para cada uno de los niveles anteriores. Cabe destacar que los volúmenes representados no son acumulativos, pues por ejemplo, el volumen de protección de llanuras incluye los propios volúmenes de protección de cauces y de calidad del agua.

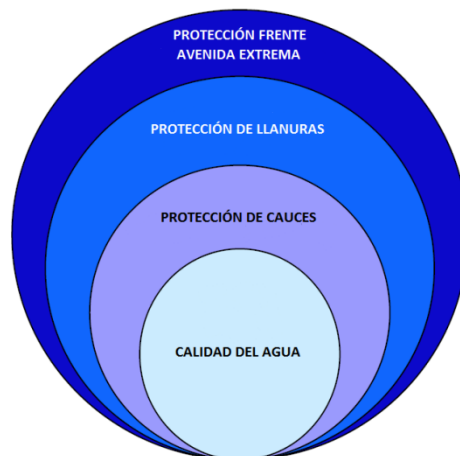


Figura II. 12. Representación gráfica del Criterio Unificado de Diseño. (Adaptado de A.R.C., 2001).

Otro criterio de diseño es el que propone el U.S.EPA (2008), el cual tiene en cuenta la recarga de acuíferos y la reducción de escorrentía:

- ◆ Protección de avenidas.
 - ◇ Protección de llanuras (pequeñas tormentas).
 - ◇ Protección frente avenidas extremas (grandes tormentas).
- ◆ Protección de cauces
- ◆ Calidad del agua.
- ◆ Recarga de acuíferos y/o reducción de escorrentía.

En el caso de los pavimentos permeables, la mayoría de normativas estadounidenses recomiendan su diseño según el criterio calidad del agua, aunque también pueden diseñarse para proporcionar cierto control de la cantidad de agua.

Desde el punto de vista de la calidad del agua, la función principal del pavimento permeable pasa por gestionar las pequeñas tormentas y una fracción de los eventos importantes, debido al grado de contaminación que presentan sus escorrentías por los motivos explicados en el capítulo I.

Concretamente consiste en almacenar como mínimo, el volumen de escorrentía generado por pequeñas tormentas, y el “*first flush*” de los grandes eventos. A este volumen se le denomina “*volumen de calidad de agua*” (WQ_v), y obviamente, es el parámetro básico de diseño del volumen de almacenamiento.

El volumen de calidad de agua se define como el volumen de tratamiento necesario para reducir las cargas de sólidos en suspensión vertidos al medio receptor al menos un 80% del valor medio anual, y se obtiene a partir de series anuales de precipitación (CEDEX, 2008).

Según U.S.EPA (2004a), para definir el volumen de calidad, pueden emplearse dos métodos:

- ♦ Método simplificado (The Short Cut Method).
- ♦ Método hidrológico de pequeñas tormentas (Small Storm Hydrology Method).

Ambos métodos son función de un coeficiente volumétrico de escorrentía (R_v) y del volumen de precipitación caído en la cuenca, y son aplicables a cuencas urbanas de hasta 40-50 hectáreas, que posean un alto grado de impermeabilidad (CEDEX, 2008).

Método simplificado

Habitualmente se utiliza para cuencas donde predomina un determinado uso del suelo o para realizar un cálculo rápido que permita estimar un orden de magnitud del volumen de calidad. El volumen de calidad se obtiene según la siguiente expresión:

$$WQ_v = P \cdot R_v \cdot A \quad (II.1)$$

Donde:

WQ_v : Volumen de calidad.

P : Precipitación de diseño.

R_v : Coeficiente volumétrico de escorrentía (obtenido según la expresión II.2).

A : Área de la cuenca.

$$R_v = 0,05 + 0,009 \cdot I \quad (II.2)$$

El principal inconveniente de este método consiste en que el coeficiente de escorrentía sólo depende del porcentaje de impermeabilidad de la cuenca, sin tener en cuenta la precipitación (CEDEX, 2008).

Método hidrológico de pequeñas tormentas

El volumen de calidad de agua se obtiene del mismo modo que en el Método simplificado mediante la expresión II.1, pero con la diferencia de la estimación del coeficiente volumétrico de escorrentía (R_v).

En este método, R_v se obtiene a partir de los trabajos de Pitt *et al.*, (1994), los cuales consistían en estimar este parámetro en función de los porcentajes de permeabilidad e impermeabilidad de la cuenca, de la precipitación de la lluvia empleada para estimar el volumen de calidad de agua y del uso del suelo. En la Tabla II.3 se presentan los valores de coeficiente volumétrico de escorrentía obtenidos, representados en función del tipo de suelo y de la altura total de precipitación.

Tabla II. 3. Coeficiente volumétrico de escorrentía según el método de Pitt (1994). (Adaptado de U.S.EPA, 2004a).

USOS	PRECIPITACIÓN (mm)			
	19,1	25,4	31,8	38,1
Tejados planos y grandes zonas de aparcamiento sin pavimentar	0,82	0,84	0,86	0,88
Tejados con pendiente y aparcamientos pavimentados	0,97	0,97	0,98	0,98
Pequeñas zonas impermeables y calles pequeñas	0,66	0,7	0,74	0,77
Suelos arenosos (tipo A ¹)	0,02	0,02	0,03	0,05
Suelos limosos (tipo B ¹)	0,11	0,11	0,13	0,15
Suelos arcillosos (tipo C ¹ y D ¹)	0,2	0,21	0,22	0,24

¹ Según la clasificación del Departamento de Agricultura Estadounidense (U.S.D.A., 1985).

Según Pitt *et al.*, (1994), la desconexión de zonas impermeables en cuencas urbanas puede reducir notablemente la escorrentía generada. En este caso, se adoptan unos factores de reducción (Tabla II.4) sobre el coeficiente volumétrico de escorrentía (R_v), en función del tipo de uso del que se desconectan las zonas impermeables y de la altura total de precipitación.

Tabla II. 4. Factores de reducción para el cálculo del coeficiente volumétrico de escorrentía según el método de Pitt (1994). Adaptado de U.S.EPA, 2004a).

USOS	PRECIPITACIÓN (mm)			
	19,1	25,4	31,8	38,1
Centros comerciales y zonas industriales	0,99	0,99	0,99	0,99
Zonas residenciales de media-alta densidad con caminos pavimentados	0,27	0,38	0,48	0,59
Zonas residenciales de media-alta densidad con caminos sin pavimentar	0,21	0,22	0,22	0,24
Zonas residenciales de baja densidad	0,2	0,21	0,22	0,24

Una vez estimado el coeficiente volumétrico de escorrentía, y conocida el área de la cuenca, solamente queda definir la precipitación de diseño. Para ello se utilizan reglas de diseño basadas en percentiles de la serie de precipitaciones del año medio. Las más utilizadas en los Estados Unidos son:

- ♦ Regla del 85%: Se trata de la lluvia del percentil del 85% de la serie de precipitaciones del año medio, es decir, la precipitación asociada al suceso cuya altura total es superior a la del 85% de los sucesos correspondientes al año medio. Esta regla se aplica en el estado de Georgia (A.R.C., 2001), donde la altura total de precipitación es de 1,2 pulgadas (30,5 mm aproximadamente).
- ♦ Regla del 90%: En este caso, es el percentil 90% de la serie de precipitaciones del año medio, y se aplica en los estados de Nueva York (NYSDEC, 2003), Maryland (MDE, 2000) o Vermont (VANR, 2002), cuyas alturas totales de precipitación fluctúan entre 0,7 y 1,3 pulgadas (17,8 y 33 mm) en Nueva York, y entre 0,9 y 1 pulgada (22,8 y 25,4 mm) en Maryland y Vermont (CEDEX, 2008).

Como puede observarse, el orden de magnitud del total de precipitación en los estados citados es de 1 pulgada (25,4 mm), lo cual ha dado lugar a conocer popularmente a estas reglas como la “regla de la pulgada”. La Figura II.11 muestra un ejemplo de la distribución de frecuencias lluvias en una ciudad estadounidense, señalando gráficamente el volumen de tratamiento asociado a la regla de la pulgada.

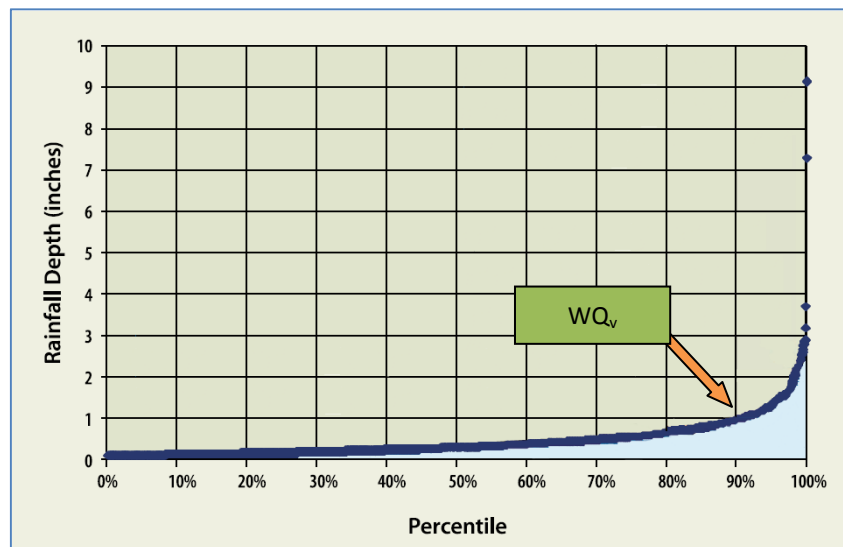


Figura II. 13. Distribución de frecuencias de lluvias de la ciudad de St. Paul, Minneapolis (1971-2000). (Adaptado de U.S.EPA, 2008).

El gráfico muestra que el percentil 90% coincide con un cambio en la curvatura de la serie. Se trata pues, de un punto de inflexión que representa el volumen de tratamiento óptimo, pues respecto de este punto, pequeños incrementos del número de eventos (percentiles), suponen un aumento considerable del volumen de tratamiento.

En resumen, según U.S.EPA (2004a), gestionando un volumen de escorrentía asociado a una precipitación de 1 pulgada, se capturan del 85% al 91% de la escorrentía anual, lo que implica una reducción de la contaminación vertida hacia el medio receptor, en términos de sólidos suspendidos totales, de entre el 80% y el 90% (CEDEX, 2008).

Desde el punto de vista de la cantidad del agua, el criterio de diseño habitual de un pavimento permeable es la recarga de acuíferos y/o reducción de escorrentía. Sin embargo, algunas normativas, como las de los estados de Virginia y Georgia, mantienen que los pavimentos permeables también pueden diseñarse puntualmente en base a los criterios de protección de cauces y de protección de avenidas. Pero con el matiz de que en estos casos es necesaria la combinación con un drenaje adicional u otras técnicas.

Para estimar el volumen de recarga de acuíferos (RE_v), las normativas de Maryland M.D.E. (2000), y Vermont V.A.N.R. (2002), recomiendan calcularlo como una fracción del volumen de calidad de agua, multiplicándolo por un factor específico de recarga. En la Tabla II.5 se recogen los factores específicos de recarga utilizados por estas normativas, en función del tipo de suelo según el U.S.D.A.

Tabla II. 5. Factor específico de recarga para el cálculo del volumen de recarga RE_v . (CEDEX, 2008).

TIPO DE SUELO	DESCRIPCIÓN	PERMEABILIDAD HIDRÁULICA (cm/s)	FACTOR ESPECÍFICO DE RECARGA
A	Bajo potencial de escorrentía. Suelos con gran capacidad de infiltración, (gravas y arenas)	>1,14	0,38 – 0,40
B	Capacidad moderada de infiltración, (arenas margosas)	0,76 - 0,38	0,26 – 0,25
C	Capacidad reducida y lenta de infiltración, (limos y arcillas margosas)	0,38 – 0,13	0,13 – 0,10
D	Gran potencial de escorrentía. Suelos con tasas de infiltración muy lentas. Muy poco permeables, (arcillas)	0,13 - 0	0,017 - 0

Respecto al volumen que es necesario gestionar según el criterio de reducción de escorrentía, U.S.EPA (2008), propone capturar y eliminar el volumen de lluvia asociado al percentil 80% de la serie de precipitaciones, y el percentil 90% en zonas con alta capacidad de infiltración.

En el Reino Unido, el diseño hidráulico de los SUDS se realiza en base a los criterios de cantidad y calidad de agua. Según Interpave (2010), los principales requisitos que deben tenerse en cuenta en el diseño de pavimentos permeables son:

- ♦ Laminar y reducir el volumen de escorrentía. Consiste en evitar la formación de escorrentía generada por todos los eventos de precipitación mayores o igual a 5 mm.
- ♦ Eliminar los contaminantes que arrastra la escorrentía gestionando un volumen de calidad de agua (V_t).

Existen dos métodos para estimar el volumen de calidad (Woods-Ballard *et al.*, 2007):

- ♦ *Método de precipitación variable (Variable rainfall depth method)*. Se basa en una fórmula empírica desarrollada para Escocia (II.3), en función del grado de impermeabilidad de la cuenca, del uso del suelo y de la altura de precipitación correspondiente al percentil 90% de la serie de precipitaciones del año medio. En función de los parámetros empleados, el volumen de calidad oscila entre los 10 mm y 20 mm de escorrentía distribuidos sobre la cuenca.
- ♦ *Método de precipitación fija (Fixed rainfall depth method)*. Se trata de un método más sencillo, puesto que considera una altura de precipitación fija, basada en la experiencia del método anterior. Los valores típicos de precipitación varían entre 11 mm y 15 mm, y es el método utilizado en Inglaterra y en Gales. Para obtener el volumen de calidad, basta con aplicar la precipitación únicamente en las zonas impermeables de la cuenca.

$$V_t(m^3/ha) = 9 \cdot D \cdot \left[\frac{SOIL}{2} + \left(1 - \frac{SOIL}{2} \right) \cdot I \right] \quad (II.3)$$

Donde:

V_i : Volumen de calidad.

SOIL: Parámetro de uso del suelo, obtenido del “Flood Studies Report”, “The Wallingford Procedure” o “The Wallingford Procedure for Europe”.

I : Fracción de la cuenca que es impermeable.

D : Altura de precipitación.

Una vez conocido el volumen que se quiere almacenar en el pavimento permeable, es posible obtener el espesor de la sub-base del pavimento permeable, además del área permeable necesaria. El cálculo puede afrontarse de dos maneras diferentes, planteando un balance de volúmenes, o bien, mediante un modelo matemático de simulación.

El proceso necesario para estimar el espesor de la sub-base a partir del balance de volúmenes es el siguiente:

$$V_{almacenado} = V_{afluente} - V_{efluente}$$

$$V_{almacenado} = (V_{escorrentía} + V_{lluvia}) - (V_{infiltración} + V_{desagüe})$$

$$V_{almacenado} = A_{permeable} \cdot (n_{sub-base} \cdot h_{sub-base} + n_{base} \cdot h_{base} + n_{superficie} \cdot h_{superficie})$$

Considerando que el coeficiente de escorrentía es 1, que la capacidad de campo es 0:

$$V_{lluvia} = I_{lluvia} \cdot A_{permeable} \cdot t_{lluvia}$$

$$V_{escorrentía} = I_{lluvia} \cdot A_{impermeable} \cdot t_{lluvia}$$

$$V_{infiltración} = f_{suelo} \cdot A_{infiltración} \cdot t_{infiltración}$$

$$V_{desagüe} = Q_{desagüe} \cdot t_{desagüe}$$

Siendo $t_{desagüe} \leq t_{lluvia} \leq t_{infiltración}$

Se tiene que:

$$V_{almacenado} = A_{permeable} \cdot (n_{sub-base} \cdot h_{sub-base} + n_{base} \cdot h_{base} + n_{superficie} \cdot h_{superficie}) = I_{lluvia} \cdot t_{lluvia} \cdot (A_{permeable} + A_{impermeable}) - (f_{suelo} \cdot A_{infiltración} \cdot t_{infiltración} + Q_{desagüe} \cdot t_{desagüe})$$

Considerando:

$$A_{infiltración} = A_{permeable}$$

$$t_{infiltración} = t_{lluvia}$$

$$n_{base} \cdot h_{base} + n_{superficie} \cdot h_{superficie} = 0$$

$$V_{desagüe} = 0 \text{ (no existe desagüe)}$$

El espesor de la sub-base en las condiciones de funcionamiento más desfavorables (sin desagüe), resulta:

$$h_{sub-base} = \frac{t_{lluvia}}{n_{relleno}} \cdot \left(I_{lluvia} \cdot \frac{A_{permeable} + A_{impermeable}}{A_{permeable}} - f_{suelo} \right) \quad (II.4)$$

Por otra parte, considerando:

$$A_{infiltración} = A_{permeable}$$

$$V_{afluente} = V_{tratamiento}$$

$$n_{sub-base} \cdot h_{sub-base} + n_{base} \cdot h_{base} = n_{relleno} \cdot h_{relleno}$$

$$V_{desagüe} = 0 \text{ (no existe desagüe)}$$

Se obtiene el área permeable necesaria para un determinado volumen de tratamiento (por ejemplo, el volumen de calidad de agua), también en las condiciones de funcionamiento más desfavorables, como:

$$A_{permeable} = \frac{V_{tratamiento}}{(n_{relleno} \cdot h_{relleno} + n_{superficie} \cdot h_{superficie}) + f_{suelo} \cdot t_{infiltración}} \quad (II.5)$$

II.2.1.3. Capacidad de drenaje longitudinal adicional

Es posible que en ciertas ocasiones no sea viable infiltrar en el suelo el volumen previamente almacenado en la sub-base, por lo que deben tomarse medidas que permitan evacuar el agua almacenada. La propia naturaleza impermeable del suelo, su compactación para conseguir una densidad determinada, o su impermeabilización intencionada para aprovechar el volumen de agua almacenado, limitan potencialmente su capacidad de infiltración. En estos casos está recomendado la utilización de drenes longitudinales (ejecutados mediante tuberías perforadas o drenes franceses), con el fin de suplementar la propia capacidad de infiltración del suelo, actuando como un punto de control, regulando los caudales de salida del sistema.

El diseño del drenaje longitudinal se realiza de manera que sea capaz de evacuar la escorrentía del interior de la sub-base. Actualmente no existen directrices estandarizadas en cuanto a la capacidad con que deben diseñarse los drenes de salida, aunque un rango típico utilizado en el diseño varía entre 1 y 5 l/s/ha. No obstante, para un correcto funcionamiento del drenaje longitudinal, su capacidad de desagüe debe ser mayor que la máxima capacidad de infiltración en el sistema.

La mayoría de las normativas y manuales consultados consideran el drenaje de salida como un orificio, dado por la ecuación (II.6).

$$Q = C_d \cdot A \cdot (2 \cdot g \cdot h)^{0,5} \quad (\text{II.6})$$

Donde:

Q : Caudal desaguado a través del orificio (m^3/s).

C_d : Coeficiente de descarga.

A : Sección transversal del orificio (m^2).

g : Aceleración de la gravedad (m/s^2).

h : Máxima altura del agua sobre el orificio (m).

Otra manera de estimar la capacidad del drenaje de salida, es la que propone la guía de diseño “*The SUDS Manual*”, como la capacidad de drenaje longitudinal a través de la propia sub-base en función de su disposición.

En el caso de una sub-base horizontal, el máximo caudal por unidad de superficie que es posible evacuar, viene dado por la expresión (II.7). Dicha expresión tiene en cuenta la distancia media entre drenes, en el caso de considerar más de uno.

$$q = k \cdot \left(\frac{h}{b}\right)^2 \quad (\text{II.7})$$

Donde:

q : Caudal por unidad de superficie (m/s).

k : Coeficiente de permeabilidad de la sub-base (m/s).

h : Espesor de la sub-base (m).

b : Distancia media entre drenes, (m).

Mientras que si la sub-base cuenta con cierta pendiente, el caudal de drenaje a través de esta se obtiene a partir de la Ley de Darcy (II.8).

$$Q = A \cdot k \cdot i \quad (\text{II.8})$$

Donde:

Q : Caudal a través de la sub-base (m³/s).

A : Sección transversal del flujo (m²).

k : Coeficiente de permeabilidad de la sub-base (m/s).

i : Gradiente hidráulico, aproximado a la pendiente de la sub-base (adimensional).

II.2.1.4. Gestión de eventos extremos de precipitación

El diseño de los pavimentos permeables debe considerar y comprobar para qué eventos extremos se agota la capacidad de almacenamiento, dando lugar por tanto, al comienzo de la esorrentía superficial. Estos sistemas siempre deben incluir elementos de emergencia para los casos en que la capacidad de la infraestructura se vea superada por eventos mayores al evento de diseño.

Según Woods-Ballard *et al.*, (2007) una manera de gestionar las esorrentías superficiales es colocar imbornales ligeramente por encima del nivel del pavimento. Esto facilitaría la formación de algunos charcos en superficie, pero permitiría un óptimo drenaje de aquellos caudales que superen la capacidad de infiltración de la superficie.

No debe permitirse el almacenamiento temporal de la esorrentía por encima de la superficie del pavimento, sobre todo cuando exista riesgo de obstrucción de los huecos de la superficie. Por tanto, al ser los pavimentos permeables una técnica de infiltración, deben incluir en el diseño aquellos elementos de emergencia frente a inundaciones, como tuberías o desagües, que viertan hacia zonas verdes adyacentes. Solamente en el caso de no poder infiltrar total o parcialmente en el terreno el volumen de agua requerido, se dispondrán tuberías para coleccionar los caudales desbordados.

II.2.2. Diseño estructural

El diseño estructural de un pavimento permeable se centra básicamente en la definición del espesor mínimo de la estructura. En este caso, los criterios de diseño deben ser aquellos que proporcionen la capacidad portante adecuada a la categoría de tráfico que deba soportar el pavimento, sin que éste sufra deformaciones importantes.

Aunque el procedimiento de diseño depende de la superficie permeable empleada, siempre se contemplan los siguientes pasos:

1. Establecer la categoría de tráfico.
2. Comprobar la calidad de la explanada para asegurar la capacidad portante de la estructura. En caso de ser necesario, mejorar la capacidad portante.
3. Seleccionar el tipo de sub-base y su espesor.
4. Seleccionar el tipo y espesor de la superficie permeable.

La calidad de la explanada viene determinada según su capacidad portante, y se mide a través del valor del índice CBR (The Californian Bearing Ratio). En concreto, la explanada debe ofrecer un soporte mínimo con un CBR mayor que 5, conforme aumenta el tráfico considerado. Sin embargo, en suelos cuyo CBR es inferior a este valor, puede mejorarse su capacidad portante mediante una ligera compactación, aunque va en detrimento de la infiltración.

Respecto a la base y a la sub-base, la primera consiste generalmente en una capa de grava de 13 mm de diámetro, y suele tener un espesor de entre 25 mm y 50 mm. La segunda está formada normalmente por grava de un diámetro comprendido entre 20 mm y 75 mm, y el espesor mínimo que establecen la mayoría de manuales y normativas para asegurar la funcionalidad del firme desde el punto de vista estructural, es de 15 centímetros. Tal y como se comenta en el punto II.1., es posible reemplazar o combinar el material granular de la sub-base mediante estructuras de plástico, como los depósitos modulares o los conductos planos con resistencias de hasta 500 t/m² según Atlantis (2011).

Puede ser que en ciertas ocasiones resulte viable aumentar el espesor de esta capa, como por ejemplo, cuando se necesite mejorar la capacidad portante del suelo y no sea viable realizarlo mediante compactación para no perjudicar la infiltración al suelo. Concretamente consiste en verter sobre la sub-base una capa de árido por tongadas y compactarlas ligeramente, de modo que el espesor de la sub-base distribuye las cargas del tráfico, compensando la falta de compactación de la explanada (Ferguson, 2005).

En cuanto a la superficie permeable, su espesor viene determinado de acuerdo a la resistencia que debe soportar durante su uso, y de la tipología de superficie. El rango de valores de espesor y los materiales a emplear son muy variables, por lo que se recomienda la participación de los propios fabricantes en el proceso de diseño, para una mejor definición de las características y los materiales a emplear, y conseguir así una óptima adecuación de estos a las circunstancias del emplazamiento.

En el caso de que sea necesario mejorar las características estructurales del pavimento permeable, es posible reforzarlo con geosintéticos o estabilizarlo con cemento o ligantes, (Rodríguez Hernández, 2008).

Según Woods-Ballard *et al.*, (2007), el diseño estructural debe tener en cuenta ciertas consideraciones, como:

- ◆ La mayoría de normas y recomendaciones de diseño de secciones de firme están referidas a materiales convencionales (relativamente densos e impermeables).
- ◆ Debe asegurarse de que no se produzcan pérdidas de resistencia ni rigidez en las capas inferiores, especialmente cuando estas capas se encuentren saturadas.
- ◆ Los geotextiles aumentan la resistencia a la fricción producida entre cada una de las capas, por lo que deben diseñarse cuidadosamente con el objetivo de evitar o minimizar la pérdida de resistencia a estos esfuerzos.
- ◆ Hay que tener especial cuidado en la elección del material granular para evitar un posible lavado de finos que provoquen una pérdida de la resistencia de las capas.

- Debe tenerse en cuenta un aumento del espesor de la sub-base en casos donde se prevean fenómenos de heladas.

La gran mayoría de normativas y manuales de diseño recomiendan varios espesores en función de la calidad de la explanada y de la categoría del tráfico que debe soportar el pavimento permeable, basados en diferentes experiencias con este tipo de pavimentos.

Por ejemplo, en Estados Unidos, U.S.EPA (1980), establece unos espesores mínimos totales (superficie y sub-base) para un pavimento permeable continuo, en función de tres categorías de tráfico e índices CBR mayores de 5, entre 127 mm y 305 mm (Tabla II.6).

Tabla II. 6. Mínimos espesores de un pavimento permeable para varias condiciones de tráfico. (Adaptado de U.S.EPA, 1980).

CATEGORÍA DE TRÁFICO	DESCRIPCIÓN	CBR			EAL ²
		≥15	10-14	6-9	
1	Tráfico ligero	127	178	229	≤5
2	Tráfico ligero-medio (máx. 1.000 vpd ³)	152	203	279	6-20
3	Tráfico medio (máx. 3.000 vpd ³)	178	229	305	21-75

En el Reino Unido, Woods-Ballard et., al (2007), proponen una serie de espesores de la sub-base, en función de 3 categorías de tráfico y de las características de la explanada entre 200 y 450 mm.

Interpave (2010), recomienda en el caso de pavimentos de adoquines, un espesor de superficie fijo de 130 mm, y un espesor de sub-base variable, en función del índice CBR, según el destino de las aguas filtradas y considerando 6 categorías de tráfico.

² Carga equivalente por eje media diaria (80 kN)

³ Vehículos por día.

En los casos de infiltración completa y parcial al terreno subyacente, y un $\text{CBR} \geq 5$ en la explanada, el espesor de la sub-base recomendado está comprendido entre los 250 mm y 450 mm. Mientras que los sistemas sin infiltración al terreno subyacente y con un $\text{CBR} \geq 5$, el espesor varía entre los 400 mm y 600 mm.

En Chile, M.I.N.V.U. (1996), propone los siguientes espesores mínimos de acuerdo a la experiencia del Servicio de Vivienda y Urbanismo (SERVIU):

Tabla II. 7. Espesores mínimos de las capas de un pavimento permeable considerados por M.I.N.V.U. (1996).

CAPA	ESPESOR MÍNIMO (cm)
Superficie	
<i>Aceras</i>	4
<i>Calles de bajo tráfico</i>	5
Base	15
Sub-base granular	15

CAPÍTULO III

RESPUESTA DE UN PAVIMENTO PERMEABLE EN CLIMA MEDITERRÁNEO: ANÁLISIS DE UN CASO REAL

III.1. INTRODUCCIÓN

El núcleo de este capítulo lo constituye fundamentalmente el estudio de la respuesta hidráulica a largo plazo de un pavimento permeable, sometido a unas condiciones pluviométricas características del clima Mediterráneo. Para ello se ha desarrollado una aplicación práctica, tomando como base de partida un caso concreto de pavimento permeable. A partir de esta infraestructura, se ha confeccionado un modelo matemático para su posterior simulación y obtención de resultados.

El pavimento permeable considerado en la aplicación práctica, consiste en el aparcamiento de la futura piscina cubierta de Benaguacil (Valencia), ejecutado con hormigón poroso. Los datos relativos tanto a la definición geométrica como hidráulica del aparcamiento de Benaguacil, han sido proporcionados por el proyecto AQUAVAL (Programa Life+ de Política Medioambiental y Gobernanza 2008), financiado por la Unión Europea y la Diputación de Valencia. El proyecto AQUAVAL pretende impulsar una gestión más sostenible de las aguas pluviales en los municipios, integrándolas en las políticas de recursos hídricos. El principal objetivo de este proyecto consiste en dar soluciones innovadoras a problemas relacionados con la cantidad y la calidad de las escorrentías urbanas mediante el empleo de sistemas urbanos de drenaje sostenible (SUDS). Es decir, AQUAVAL trata de desarrollar sistemas que ayuden a frenar las consecuencias no sólo de las lluvias torrenciales, sino también recoger el agua para su posterior uso. De esta forma, se reduce el impacto del desarrollo urbanístico y se aportan valores sociales y ambientales al entorno local. En el punto III.2 se describen detalladamente las características de la infraestructura, así como de la parcela donde se ubica el aparcamiento, los aspectos hidrológicos e hidráulicos relativos a la zona de estudio y los ensayos realizados in situ, que han sido necesarios para completar el modelo matemático.

Por otra parte, las condiciones pluviométricas mediterráneas (caracterizadas por grandes descargas de precipitación en pequeños intervalos de tiempo) llevan asociadas una fuerte variabilidad espacial y temporal del suceso, en comparación con otras zonas como el Norte de España. En el apartado 3 de este capítulo se lleva a cabo el análisis y la caracterización del escenario pluviométrico que constituye el input de la simulación del modelo matemático.

Concretamente, se han utilizado los datos pluviométricos de la serie continua de registros (1990 – 2009) de discretización temporal cinco-minutal, perteneciente a la estación pluviométrica del SAIH ubicada en Villamarchante, próxima a Benaguacil. A la simulación del modelo matemático considerando todo el registro histórico de lluvias como input, se le denomina “*simulación continua*”. Esta modalidad de simulación presenta ciertas ventajas frente a la simulación con tormentas de diseño, pues permite absorber la variabilidad de los inputs, y representa muy bien los eventos de periodo de retorno inferior a 1 año (U.S.EPA, 2002).

El modelo empleado para la simulación matemática del aparcamiento es el SWMM 5.0 de la EPA de los Estados Unidos. En el punto III.4 de este capítulo se comenta brevemente el funcionamiento interno del programa, así como el módulo de cálculo de SUDS que integra, y además, se recogen los parámetros introducidos en el modelo. También se incluye un pequeño ejemplo del funcionamiento del pavimento permeable frente a un evento de lluvia aislado, con el fin de analizar y observar a pequeña escala, el comportamiento de cada una de las partes que integran el sistema. Finalmente, se describen los escenarios que se han simulado mediante simulación continua para obtener los resultados, usados posteriormente en la evaluación de la eficiencia de la infraestructura desde el punto de vista de cantidad de agua, conformando el núcleo principal del trabajo, el cual se trata en el capítulo siguiente.

Por último, en el punto III.5, se recoge una serie de consideraciones desde el punto de vista de los resultados obtenidos, que no deben dejarse de un lado y que conviene ser tenidas en cuenta.

III.2. CARACTERÍSTICAS DE LA INFRAESTRUCTURA: CASO DE ESTUDIO

III.2.1. Parcela de estudio

El emplazamiento de la parcela considerada en este estudio se sitúa en la localidad de Benaguacil (Valencia), próxima a los municipios de Villamarchante y Liria. Se trata de una parcela de 825 m² de superficie y planta cuadrangular, ubicada en el polideportivo municipal, junto a la “Zona Industrial de Almacén” (Figura III.1) cuyas coordenadas U.T.M. son:

X: 707.138,24 m; Y: 4.386.378,70 m

Probablemente, el uso original de la parcela fuera destinado a la agricultura, pues la tradición agraria de la zona y la existencia, aunque ya escasa, de algunos sectores con cultivos en las inmediaciones de la parcela de estudio, así lo hacen pensar. Recientemente, el crecimiento del municipio y la proliferación de infraestructuras de transporte (autovía y ferrocarril), propiciaron el aislamiento de la parcela careciendo de un uso determinado. Actualmente, dicho sector constituye el aparcamiento para vehículos de la futura piscina cubierta municipal (Figura III.2).



Figura III. 1. Localización de la parcela de estudio junto al Polideportivo Municipal y la “Zona Industrial de Almacén” (Benaguacil).

La parcela de estudio limita al Norte con la carretera CV-50, al Sur y al Oeste con la red de metro y tranvía de MetroValencia, y al Este con el propio Polideportivo Municipal. Dicha parcela se encuentra sobre la llanura costera del río Túria, la cual es parte integrante del valle fluvial terminal.

Por ello, la zona donde se desarrolla la aplicación práctica, se caracteriza por pendientes suaves y por la existencia de numerosos cauces muy someros. A partir de la hoja geológica 695 (Liria) del Instituto Geológico y Minero de España, se observa que la litología de la zona donde se ubica la parcela de estudio se corresponde con limos carbonatados con cierta presencia de cantos angulosos. Lo cual implica que el suelo sobre el que se asienta el propio aparcamiento posee un alto grado de impermeabilidad.



Figura III. 2. Planta general de la parcela de estudio. (Adaptado de AQUAVAL).

III.2.2. Pavimento permeable

En el capítulo II se explicaba que el diseño de un pavimento permeable debe atender a criterios hidráulicos e hidrológicos y estructurales. En este caso de estudio, el diseño del pavimento se realizó en base a criterios estructurales, y no hidráulicos, debido a la inexistencia de restricciones en cuanto a los caudales de vertido tanto a la red de saneamiento como al cauce cercano. No obstante, se comprobó que la infraestructura cumpliera el criterio de volumen de calidad.

El dimensionamiento del pavimento permeable se realizó tomando como punto de partida, la sección de firme convencional especificada en el correspondiente proyecto de urbanización (Figura III.3). Dicha sección consistía en 20 cm de base de zahorra artificial compactada al 100% del Próctor Modificado, sobre la que se vertía una capa de hormigón HF-4,0 de 20 cm de espesor, con mallazo #15x15 cm \varnothing 8 mm.

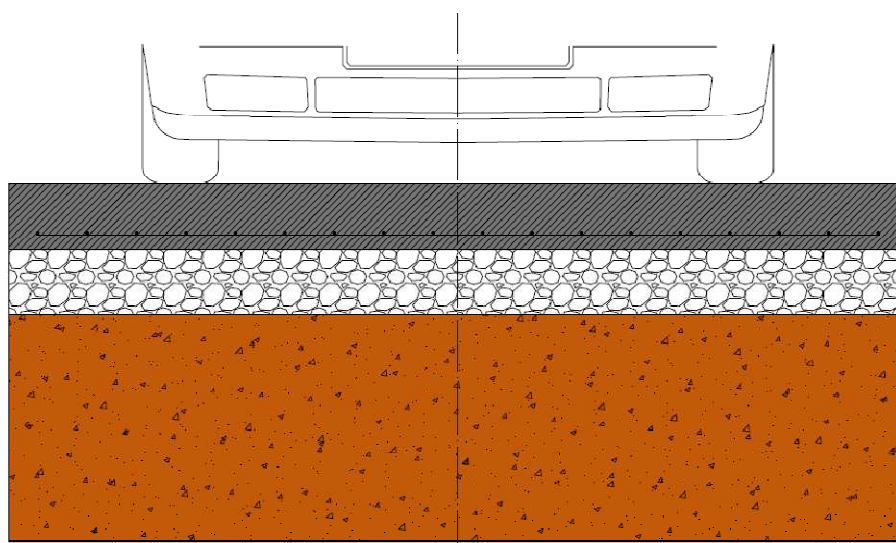


Figura III. 3. Sección de firme convencional.

Dado que el diseño de la sección finalmente considerada tenía en cuenta la ejecución de un hormigón poroso con un ligante comercial llamado “*Ecocreto*”, se siguieron las especificaciones sugeridas por el propio distribuidor, comprobándose que se encontraban en concordancia con las referencias incluidas en el capítulo II.

Finalmente, la sección adoptada para el aparcamiento (Figura III.4) consistió en:

- ◆ Pavimento de hormigón poroso fabricado con árido 6-12 mm y aditivo Ecocreto, con un espesor de 12 cm.
- ◆ Sub-base de árido limpio, tamaño 25-50 mm, y un espesor de 25 cm.
- ◆ Geotextil de filtro y separación “Polyfelt Tencate TS 10”.

Se trata de la estructura de firme que *Ecocreto* detalla para un tráfico intenso, siendo la equivalente a un pavimento de hormigón convencional de espesor 20 cm. Con el fin de mejorar la capacidad portante de la explanada, se ha considerado una fina capa de gravas compactadas por encima del terreno natural.

Quizás llama la atención la no presencia de la capa de base entre el propio pavimento de hormigón y la sub-base. No obstante, la configuración de las capas de este tipo de estructuras puede presentar múltiples variantes, tal y como se apunta en el capítulo II. En este caso, como ya se ha citado anteriormente, se siguieron las sugerencias del distribuidor del producto comercial, el cual afirmaba la no necesidad de incorporar la capa de base.

Dado que el terreno natural está formado por una capa poco permeable cerca de la superficie (arenas limosas conocidas localmente como *tap*), se completa la sección con un dren inferior (Figura III.4) para permitir la evacuación final del agua no infiltrada en el terreno natural, hacia el colector de pluviales de la urbanización de la piscina cubierta (Figura III.11).

El dren inferior consiste en una zanja drenante o dren francés, formado por una solera de hormigón, un relleno de gravas de tamaño 25-50 mm, y un filtro de arena según la Figura III.4.

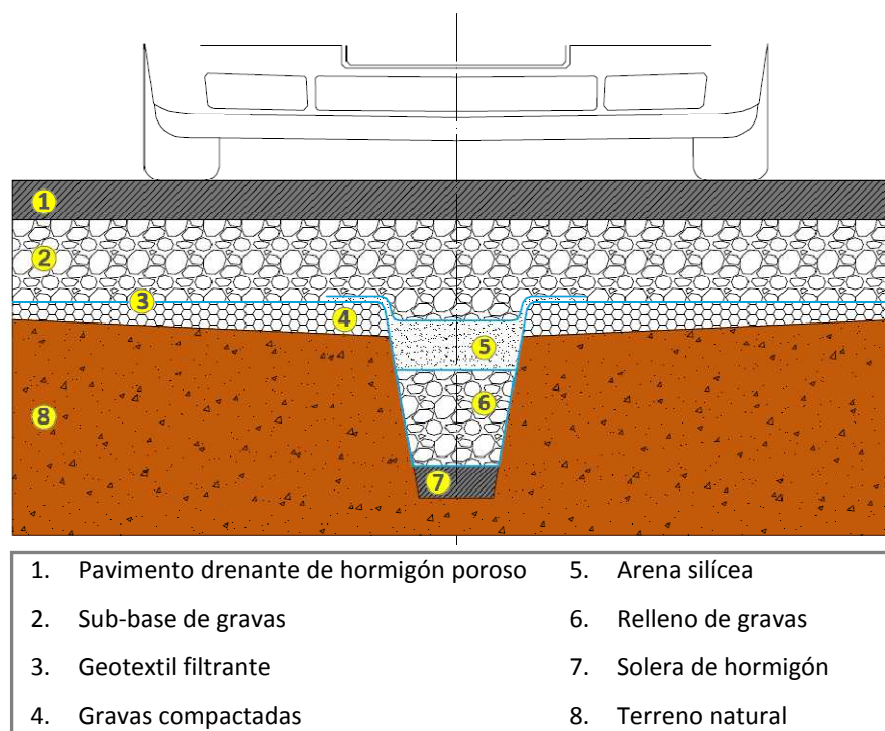


Figura III. 4. Sección del aparcamiento ejecutado con pavimento poroso (Adaptado de AQUAVAL).

La ejecución de esta estructura consiste en llevar a cabo los pasos que se describen a continuación. Para una mejor concepción del proceso constructivo del aparcamiento, se incluye un reportaje gráfico de los pasos contemplados.

- ◆ Construcción del dren inferior.
- ◆ Vertido de una fina capa de gravas sobre el terreno natural.
- ◆ Compactación del fondo de caja.
- ◆ Extensión del geotextil sobre la capa de gravas compactadas.
- ◆ Colocación sobre el geotextil, de la capa de árido limpio que conforma la sub-base.
- ◆ Vertido del hormigón poroso sobre la sub-base.



Figura III. 5. Construcción del dren inferior.



Figura III. 6. Vertido de la fina capa de gravas (ligeramente compactadas) sobre el terreno natural, y terminación del dren inferior.



Figura III. 7. Extensión del geotextil sobre la capa de gravas compactadas.



Figura III. 8. Colocación de sub-base granular sobre geotextil.



Figura III. 9. Vertido del hormigón poroso sobre la sub-base.



Figura III. 10. Aspecto final del aparcamiento ejecutado con hormigón poroso.

Otras consideraciones que se tuvieron en cuenta en el diseño fueron las siguientes:

- ◆ Considerar una franja horizontal y deprimida respecto del pavimento de al menos 50 cm de ancho, entre los taludes vegetados y el pavimento. Con esto se pretende evitar la colmatación de los poros del pavimento como consecuencia del arrastre de sedimentos en las escorrentías provenientes de los taludes.
- ◆ Separar la zona de pavimento permeable del terreno adyacente mediante una capa de geotextil para evitar un posible lavado de finos y la colmatación de la estructura.

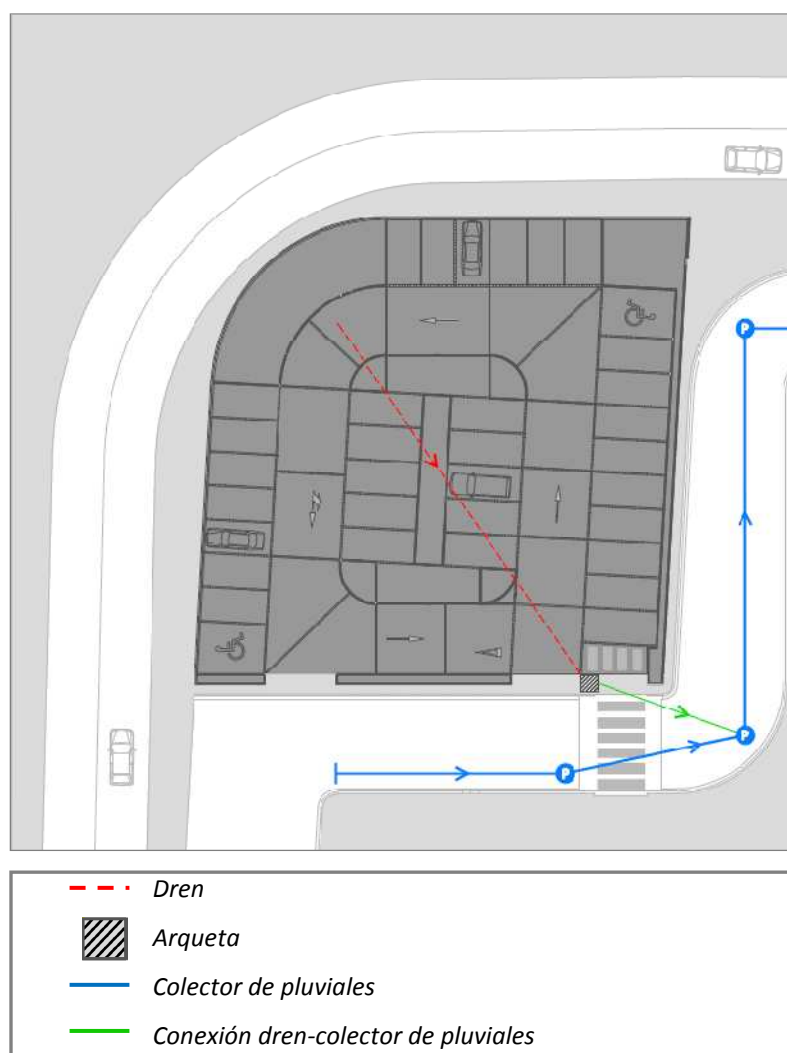


Figura III. 11. Localización del drenaje inferior y conexión al colector de pluviales.

III.2.3. Aspectos hidrológicos e hidráulicos

Cada uno de los componentes de la sección de un pavimento permeable juega un importante papel a la hora de conseguir un apropiado funcionamiento hidráulico del sistema. La caracterización hidrológica e hidráulica de la estructura, pasa por definir y caracterizar aquellos aspectos hidrológicos e hidráulicos, que son intrínsecos de los propios componentes que conforman el pavimento permeable. No obstante, no hay que centrarse únicamente en la propia infraestructura. Deben caracterizarse también sus condiciones de contorno (por ejemplo, su cuenca de drenaje), pues están directamente relacionadas con el principal input del sistema.

Por tanto, se describen a continuación los aspectos hidrológicos e hidráulicos más relevantes, referentes al pavimento permeable en sí mismo (superficie permeable, sub-base, geotextil y dren) y a sus condiciones de contorno (cuenca drenante, explanada, conexión a la red municipal de saneamiento).

III.2.3.1. Referentes al pavimento permeable

Del capítulo anterior se extrae que una de las funciones principales de un pavimento permeable es permitir el paso del agua a través de sus capas o componentes. Quizás por este motivo, el parámetro que resulta más interesante de definir en un pavimento permeable, no es otro sino la permeabilidad.

La capacidad de percolación del hormigón poroso se ha estimado mediante ensayos, resultando ser de 1,18 cm/s lo que equivale a 43.200 mm/h. Estos ensayos se encuentran explicados detalladamente en el siguiente punto del presente capítulo.

Respecto a la sub-base, el parámetro a destacar es el máximo volumen de almacenamiento disponible. Para determinarlo, es necesario estimar el volumen de huecos del material que conforma la sub-base. En este caso, se trata de unas gravas con un volumen de huecos del 40%. Por lo tanto, considerando los 25 cm de espesor de la capa y el volumen de huecos indicado, el máximo volumen almacenable en toda la extensión del pavimento permeable se obtiene de la siguiente manera:

$$V_{m\acute{a}x} = 0,25 \cdot 825 \cdot 0,4 = 82,5 \text{ m}^3$$

Cabe destacar que se trata del máximo volumen almacenable solamente en la sub-base, sin tener en cuenta la fina capa de gravas sobre el terreno natural, la capa de hormigón poroso, ni el dren (en el caso de que la salida estuviera impedida y no se produjera desagüe hacia el colector de pluviales). Considerando un correcto funcionamiento del dren, este se ha diseñado para ser capaz de evacuar un caudal máximo de 5 l/s/ha (Woods-Ballard *et al.*, 2007).

En cuanto a las propiedades hidráulicas del geotextil empleado (TenCate Polyfelt), consisten en una abertura característica (O_{90}) de 105 micras, y una permeabilidad normal al plano de 130 mm/s.

III.2.3.2. Referentes a las condiciones de contorno

Las condiciones de contorno vienen marcadas por las entradas y las salidas del sistema. Por un lado, la cuenca drenante resulta ser directamente proporcional al volumen de escorrentía que entrará en el pavimento permeable. Mientras que la capacidad de infiltración de la explanada, marcará que cantidad de escorrentía se infiltrará en el terreno, representando una de las salidas del sistema.

En este caso, la cuenca drenante coincide con la del aparcamiento, que no es más que la propia parcela donde se ubica, sin existir áreas impermeables adyacentes que supongan aportes externos. Por tanto, la superficie de la cuenca es de 825 m² y tiene unas pendientes del 0,5% hacia la diagonal central del aparcamiento, según la Figura III.12.

En cuanto a la explanada, su capacidad de infiltración estimada mediante ensayos convencionales es de $2,64 \cdot 10^{-4}$ cm/s (valor del orden de magnitud de suelos impermeables). Además, también se le ha dotado de unas pendientes del orden del 0,5% hacia la diagonal central del aparcamiento, paralelas al pavimento terminado. Del mismo modo que con los ensayos de capacidad de percolación del hormigón poroso, también se explican detalladamente los ensayos de capacidad de infiltración de la explanada en el siguiente punto del presente capítulo.

Otro aspecto a tener en cuenta es la conexión del dren inferior con el colector de pluviales, pues representa la otra salida del sistema. Un correcto diseño de la estructura de salida, junto con un adecuado estudio del comportamiento del colector de pluviales, sobretodo en época de lluvia, ayudan a un óptimo funcionamiento del sistema. Pues no tiene sentido verter al colector, si este ya se encuentra al límite de su capacidad.

En el caso del aparcamiento se contempló la colocación de un tubo dren ($\varnothing 100$ mm), convenientemente protegido con geotextil, uniendo la zanja drenante con una arqueta. A su vez, un colector ($\varnothing 200$ mm) une dicha arqueta con el colector de pluviales. Se consideró también la colocación de un tubo ($\varnothing 100$ mm) en la parte superior de la sub-base, actuando a modo de aliviadero de la capa de almacenamiento.



Figura III. 12. Cuenca drenante (azul) y orientación de las pendientes (amarillo).

III.2.4. Ensayos realizados

Como se ha dicho en el punto anterior, la permeabilidad es el parámetro que más interesa definir en un pavimento permeable. En la bibliografía se puede encontrar gran cantidad de valores de permeabilidad recomendados, tanto de hormigones porosos como de tipos de suelo.

Sin embargo, por la importancia e influencia de este parámetro en el funcionamiento del sistema, es recomendable la ejecución de los correspondientes ensayos para estimar su valor con la máxima precisión, siempre que sea posible.

Los ensayos que se describen a continuación permiten estimar la permeabilidad del hormigón poroso (capacidad de percolación), y de la explanada de terreno natural (capacidad de infiltración).

III.2.4.1. Ensayo de capacidad de percolación

Se trata del ensayo de “Permeabilidad in situ de pavimentos drenantes con el permeámetro LCS”, ideado y desarrollado en el Laboratorio de la Cátedra de Caminos, de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, de Santander, basado en la norma NLT-327/88.

Esta norma describe el procedimiento que debe seguirse para la realización de medidas de permeabilidad in situ en las mezclas drenantes utilizadas en capas de rodadura y arcenes. Para ello se emplea el permeámetro LCS, representado en la Figura III.13, el cual se constituye básicamente por las siguientes partes:

- ♦ Una base de apoyo formada por una placa rígida circular de acero, de 165 mm de diámetro y 10 mm de espesor, con un orificio circular en su centro de 40 mm de diámetro.
- ♦ Un tubo cilíndrico circular, de unos 40 mm de diámetro exterior, 30 mm de diámetro interior y 45 mm de altura, embutido en el orificio circular de la base de apoyo, como se indica en la figura.

- ♦ Un tubo cilíndrico transparente de 94 mm de diámetro interior y unos 500 mm de altura, unido rígidamente y con cierre estanco a la base de apoyo. El tubo llevará marcadas dos señales de medida, grabadas en toda su periferia y situadas respectivamente a 100 y 350 mm del fondo de la base de apoyo.
- ♦ Una pesa tórica de $20 \pm 0,5$ kg de masa, cuyo orificio y base permitan un apoyo estable sobre la placa circular.
- ♦ Un anillo circular estanco de caucho celular de 16 mm de espesor, que se adapte perfectamente a las irregularidades superficiales del pavimento para impedir el escape superficial del agua durante el ensayo. Para ello, su deformación o reducción de espesor bajo la carga de la pesa tórica deberá ser del $8 \pm 0,5$ % a los 30 segundos de carga, alcanzando una deformación final constante del $12 \pm 0,5$ % a los 5 minutos.



Figura III. 13. Permeámetro LCS (Rodríguez Hernández, 2008).

El procedimiento para llevar a cabo dicho ensayo conlleva realizar 3 pasos:

- 1) Se sitúa el permeámetro en el punto elegido para el ensayo y se coloca la pesa tórica sobre la base.
- 2) Se llena de agua el tubo transparente del permeámetro hasta unos 15 cm por encima de la marca superior de medida, y a continuación se deja que se vacíe para mojar y saturar el pavimento en la zona de medida.
- 3) Se vuelve a llenar el permeámetro de la misma forma y se anota el tiempo de evacuación en segundos que tarda el nivel del agua en descender desde la marca superior de medida hasta la inferior.

El resultado del ensayo realizado sobre un punto del pavimento es el tiempo en segundos obtenido según el paso 3.

El valor de la permeabilidad se obtiene a partir de la correlación encontrada entre el propio coeficiente de permeabilidad y el tiempo de evacuación (expresión III.1), para mezclas bituminosas drenantes con las siguientes características:

- ♦ Tamaño máximo (mm): 10-12
- ♦ % pasa tamiz UNE 2,5 (mm): 10-15
- ♦ % pasa tamiz UNE 80 (μm): 2-6
- ♦ % betún s/a: 3,5-5,5
- ♦ Espesores de la capa comprendidos entre 2 y 6 cm.

$$\ln K = 7,624 - 1,348 \cdot \ln T \quad (\text{III.1})$$

Siendo:

K = coeficiente de permeabilidad, en $(\text{cm/s}) \times 10^{-2}$.

T = tiempo de evacuación del agua, en segundos.

Para el presente trabajo se llevaron a cabo cuatro ensayos en laboratorio, localizados en cuatro puntos diferentes de una losa de hormigón poroso de dimensiones 150 cm x 80 cm x 5 cm, según el croquis de la Figura III.14.

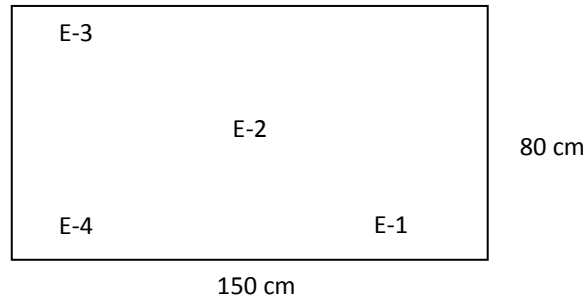


Figura III. 14. Croquis de la losa de hormigón poroso y localización de los puntos de ensayo.

Los resultados de tiempo de evacuación obtenidos directamente de los ensayos y los correspondientes valores de coeficiente de permeabilidad se recogen en la siguiente tabla:

Tabla III. 1. Resultados de los ensayos de permeabilidad.

ENSAYO	LOCALIZACIÓN	TIEMPO DE EVACUACIÓN (s)	K (cm/s)·10 ⁻²	K (cm/s)
1	E-1	7,22	142,48	1,42
2	E-2	7,40	137,83	1,38
3	E-3	11,28	78,08	0,78
4	E-4	8,59	112,73	1,13

Por tanto, el coeficiente de permeabilidad finalmente adoptado, es el resultante de la media de los cuatro resultados obtenidos, siendo:

$$K = \frac{1,42 + 1,38 + 0,78 + 1,13}{4} = 1,18 \text{ cm/s}$$

Lo que equivale a 43.200 mm/h.

III.2.4.2. Ensayo de capacidad de infiltración

Consiste en realizar el ensayo de infiltración en el interior de excavaciones en suelos secos o semisaturados. Se trata de un ensayo propuesto por el BRE Digest 365 “Soakaway Design” incluido en la normativa británica, a realizar en los lugares propuestos para la construcción de estructuras filtrantes.

El ensayo consiste en la ejecución de un número determinado de excavaciones en zanja de determinadas dimensiones, su llenado de agua hasta un cierto nivel, y la medición de los tiempos de infiltración hasta su vaciado.

Si una de las dimensiones de la estructura filtrante es superior a 25 metros, se ejecutarán dos zanjas. Para dimensiones mayores, se tendrá en cuenta la ejecución de una zanja por cada 25 metros. En casos donde puedan preverse ciertas variaciones en las características del suelo, la distancia entre zanjas se reducirá a 10 metros.

La profundidad de las zanjas debe coincidir aproximadamente con la cota de la superficie donde se producirá la infiltración al terreno. Las dimensiones ideales de la zanja están comprendidas entre 0,3 m y 1 m de ancho, y entre 1 y 3 m de largo.

El procedimiento para llevar a cabo dicho ensayo conlleva realizar los siguientes pasos:

- 1) Ejecutar la excavación en zanja con las dimensiones determinadas.
- 2) Determinar el área mojada correspondiente a la superficie interna de la zanja, incluyendo los lados y la base, cuando esta se encuentre llena de agua a la mitad de su capacidad.
- 3) Llenar la zanja con agua.
- 4) Medir el nivel de agua en pequeños intervalos de tiempo, según se vacía la zanja.
- 5) Repetir los pasos 2 al 4 dos veces más, si es posible.

El resultado de los ensayos se obtiene según la expresión III.2, en función del tiempo que tarda en vaciarse un determinado volumen de agua.

$$q(m/s) = \frac{V_{p75-25}}{a_{p50} \cdot t_{p75-25}} \quad (III.2)$$

Siendo:

Q = Capacidad de infiltración (m/s).

V_{p75-25} = Volumen almacenado entre el 75% y el 25% del nivel de agua, respecto del nivel inicial (m³).

t_{p75-25} = Tiempo transcurrido durante el vaciado de la zanja, entre el 75% y el 25% del nivel de agua, respecto del nivel inicial (s).

a_{p50} = Superficie de la base y los lados de la zanja cuando el nivel de agua se encuentre al 50% del nivel inicial (m²).

El valor de “ q ” correspondiente a una determinada zanja, será el valor más pequeño obtenido de los tres ensayos. En el caso de que se contemplen varias zanjas, la capacidad de infiltración se obtiene como la media de los valores de “ q ” correspondientes a cada zanja.

En este caso, puesto que una de las dimensiones del aparcamiento es superior a 25 m, se realizaron dos excavaciones de dimensiones contempladas en la Tabla III.2, y representadas en la Figura III.15.

Tabla III. 2. Dimensiones de las zanjas ejecutadas para los ensayos de infiltración.

ZANJA	Ab (m)	Lb (m)	Ac (m)	Lc (m)	H (m)
1	1	1,70	1,10	1,85	0,5
2	1,1	1,80	1,20	2	0,6

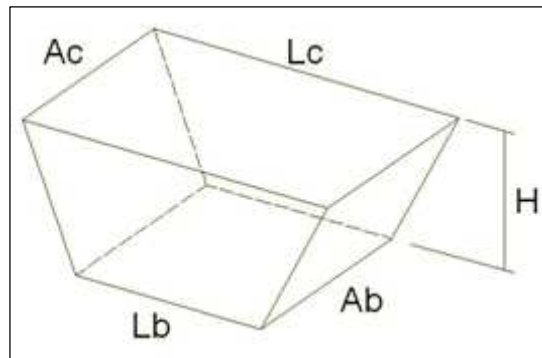


Figura III. 15. Croquis de la zanja.

El ensayo se realizó una sola vez en la zanja 1, mientras que en la zanja 2, se llevó a cabo en dos ocasiones. Para la medida del nivel de agua, el origen se consideró en el fondo de la propia zanja, adoptando un nivel de agua creciente hacia arriba. En todos los ensayos, las zanjas se llenaron hasta una altura de 40 cm, manteniendo un resguardo de 10 cm en la zanja 1, y de 20 cm en la zanja 2.

Los datos medidos referentes a sendas zanjas se recogen en la Tabla III.3. A partir de estos datos, se incluye también una representación gráfica de la evolución del nivel del agua en la zanja respecto del tiempo (Figuras III.17 y III.18).

Tabla III. 3. Datos medidos en los ensayos de capacidad de infiltración del terreno en las zanjas 1 y 2.

ZANJA 1 - ENSAYO 1			ZANJA 2 - ENSAYO 1			ZANJA 2 - ENSAYO 2		
H ₁₀₀	H ₇₅	H ₂₅	H ₁₀₀	H ₇₅	H ₂₅	H ₁₀₀	H ₇₅	H ₂₅
40 cm	30 cm	10 cm	40 cm	30 cm	10 cm	40 cm	30 cm	10 cm

t (min)	Z _{agua} (cm)	Z _{agua} (%)	t (min)	Z _{agua}	Z _{agua} (%)	t (min)	Z _{agua}	Z _{agua} (%)
0	40	100	0	40	100	0	40	100
0,55	39,5	98,75	1,5	30	75	6	30	75
6	39	97,5	3	29	72,5	7	27,7	69,25
16,05	38,7	96,75	5,03	28	70	12	26,5	66,25
32,30	38	95	6,48	27	67,5	14	25,5	63,75
44,05	37,5	93,75	7,51	26	65	17	22,5	56,25
62,05	37	92,5	11,51	25,6	64	23	21	52,5
72,55	37	92,5	15,51	25	62,5	26	18,5	46,25
84,55	36,4	91	17,51	24	60	29	15	37,5
96,55	36,35	90,88	19,51	23	57,5	35	14	35
138,55	35,4	88,5	24,51	20	50	40	13	32,5
153,55	35,2	88	27,18	19	47,5	45	11,5	28,75
166,55	35	87,5	30,93	18	45	50	10	25
292,55	32	80	34,01	17	42,5	66	9	22,5
361,60	30	75	37,01	16	40	78	8	20
1161,60	10	25	41,01	15	37,5	88	6	15
			44,01	14	35	112	5	12,5
			57,01	12	30	122	4	10
			62,01	11	27,5	133	3	7,5
			69,01	10	25	156	2	5
			72,01	8	20			
			74,01	6	15			
			80,01	5	12,5			
			89,01	4	10			
			97,01	2	5			
			105,01	1,5	3,75			

Hay que destacar que en el caso del ensayo de la zanja 1, los datos facilitados por AQUAVAL solamente corresponden al intervalo de tiempo de 0 a 292,55 minutos. Esto significa que transcurrido ese tiempo, el nivel del agua en la zanja alcanza el 80% del nivel inicial.

Dada la necesidad de conocer el tiempo transcurrido entre el 75% y el 25% del nivel de agua respecto del nivel inicial (t_{p75-25}) según la expresión III.2, se optó por extrapolar la serie para obtener el tiempo en el que el nivel del agua alcanzaría dichos porcentajes.

Para ello se representó gráficamente la serie (t, Z_{agua}) en una hoja de cálculo, y se le ajustó una línea de tendencia lineal según la expresión III.3, representada en la Figura III.16. Siendo la variable “y” la correspondiente al nivel del agua, y la variable “x” el tiempo transcurrido:

$$y = -0,025x + 39,04 \quad (\text{III.3})$$

De modo que si el 75% del nivel inicial de agua en la zanja corresponde a un nivel de 30 cm, y el 25% se corresponde con 10 cm de columna de agua, los tiempos asociados a dichos niveles se obtienen de la siguiente manera:

$$30 = -0,025 \cdot x_{75\%} + 39,04 \quad (\text{III.4})$$

$$10 = -0,025 \cdot x_{25\%} + 39,04 \quad (\text{III.5})$$

$$x_{75\%} = 361,60 \text{ minutos}$$

$$x_{25\%} = 1.161,60 \text{ minutos}$$

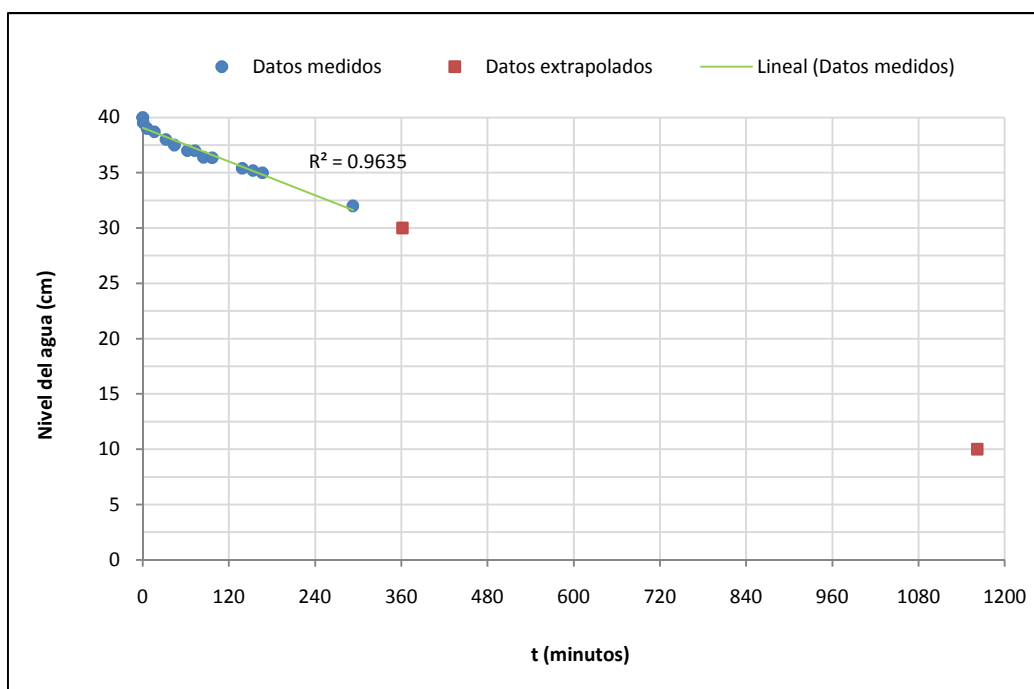


Figura III. 16. Representación gráfica de los datos medidos en el ensayo de permeabilidad en la zanja 1 y su ajuste correspondiente, así como de los datos extrapolados.

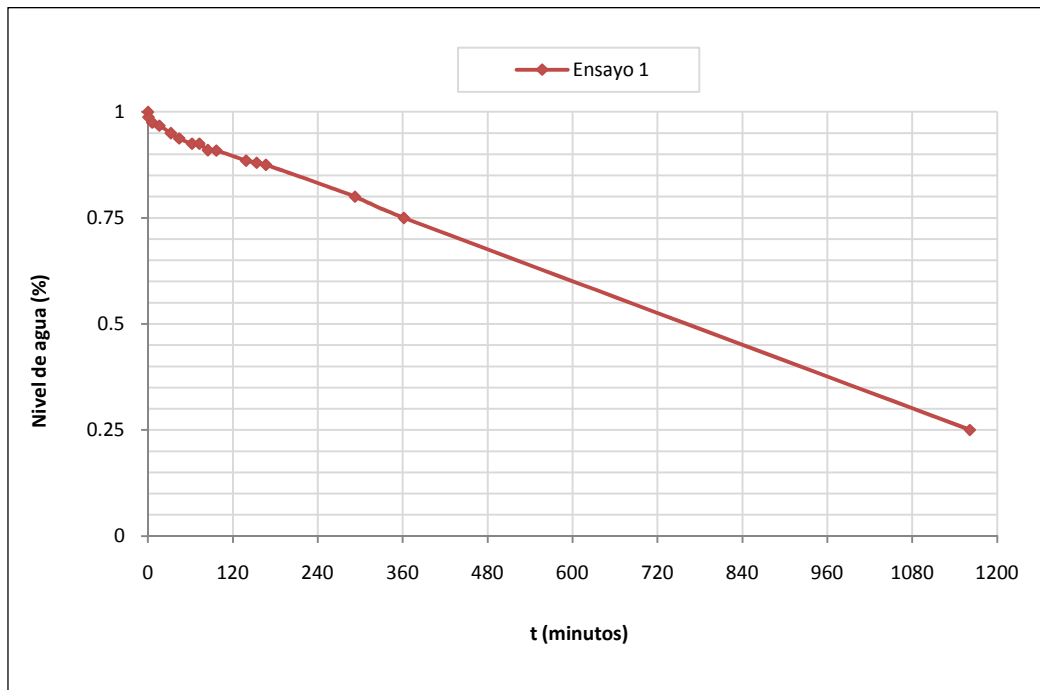


Figura III. 17. Evolución porcentual del nivel del agua respecto del tiempo. Zanja 1 - Ensayo 1

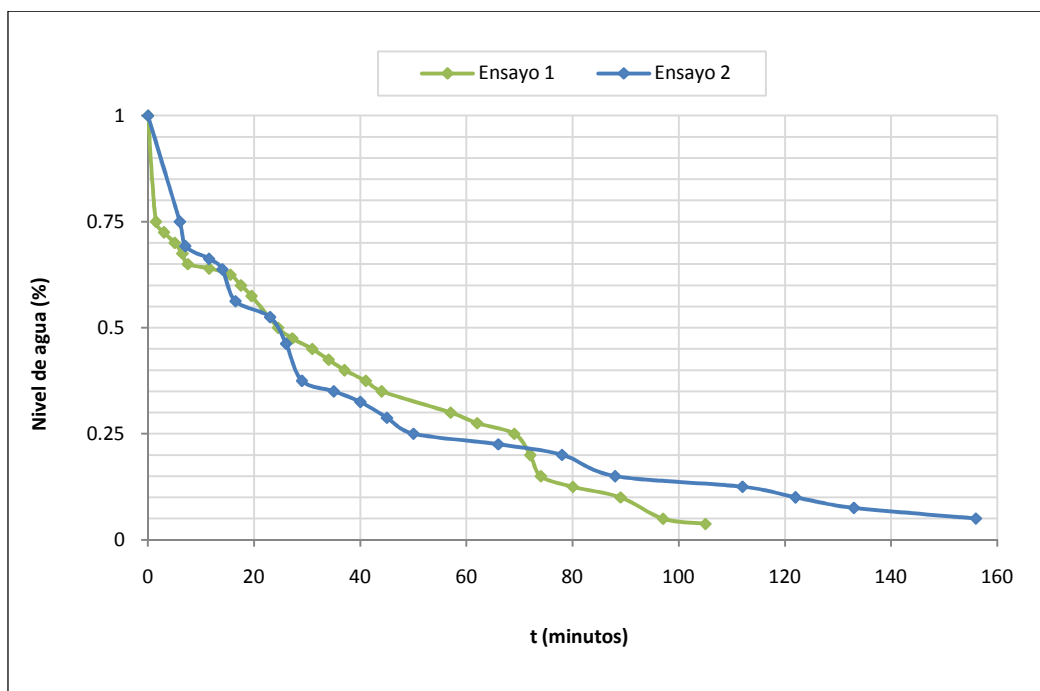


Figura III. 18. Evolución porcentual del nivel de agua respecto del tiempo. Zanja 2 - Ensayos 1 y 2.

A partir de los datos medidos y de la geometría de la zanja, se estiman los parámetros necesarios para obtener los valores de capacidad de infiltración según la expresión III.2, representados en la Tabla III.4.

Tabla III. 4. Capacidad de infiltración calculada en las zanjas 1 y 2.

	Zanja 1	Zanja 2	
	Ensayo 1	Ensayo 1	Ensayo 2
t75	361,60	15,51	29
t25	1161,60	105,01	156
tp75-25 (s)	47999,99	5370	7620
V75	0,54	0,62	0,62
V25	0,17	0,20	0,20
V75-25 (m3)	0,36	0,41	0,41
ap50 (m2)	2,81	3,47	3,47
q (m/s)	$2,64 \cdot 10^{-6}$	$2,28 \cdot 10^{-5}$	$1,56 \cdot 10^{-5}$

Por tanto, puesto que se han ejecutado dos zanjas y en ninguna de ellas se llevaron a cabo los tres ensayos recomendados por la norma, se tomó el valor de capacidad de infiltración del suelo más desfavorable, obtenido del siguiente modo:

$$\text{Zanja 1} \rightarrow q_1 = 2,64 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zanja 2} \rightarrow q_1 = 2,28 \cdot 10^{-5} \text{ m/s} \\ \rightarrow q_2 = 1,56 \cdot 10^{-5} \text{ m/s} \end{array} \right\} q_{\text{medio}} = 1,89 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$$

De manera que la capacidad de infiltración del suelo es de $2,64 \cdot 10^{-6}$ m/s puesto que es inferior a los $1,89 \cdot 10^{-5}$ m/s obtenidos en la zanja 2.

III.3. ANÁLISIS Y CARACTERIZACIÓN DEL ESCENARIO PLUVIOMÉTRICO

III.3.1. Objeto

En las reglas de diseño expuestas en el capítulo II, se alude a que un pavimento permeable debe ser capaz de gestionar un determinado evento de precipitación. Por ello, el dimensionamiento hidráulico de los pavimentos permeables, debe tener como punto de partida la caracterización del régimen pluviométrico de la zona de aplicación de los mismos.

Habitualmente, los métodos hidrológicos de diseño adoptan criterios de extremos vinculados a períodos de retorno para la definición de los parámetros de diseño (caudales de pico de avenida fundamentalmente). Esta idea redundante en el concepto de tormenta de diseño asociada a una determinada frecuencia de excedencia. La obtención de estos criterios para la evaluación del funcionamiento de un pavimento permeable, no puede basarse en el mismo procedimiento, puesto que en este caso, todo el rango de lluvias es importante. Por otra parte, así como en los enfoques de diseño tradicionales la variable clave es la intensidad máxima, entran en juego ahora otras, igualmente decisivas como el volumen y duración de evento y el tiempo de separación entre episodios de lluvia (tiempo seco) (Andrés-Doménech, 2010).

Es por lo tanto necesario abordar una caracterización completa del proceso temporal de precipitación, con el objetivo de identificar y caracterizar los eventos de precipitación estadísticamente independientes que constituyen el input de la simulación matemática que se aborda posteriormente.

III.3.2. Metodología

El primer paso para abordar la caracterización del proceso temporal de precipitación, es definir la propia serie de precipitaciones. Para ello debe contarse con una serie continua de registros de discretización temporal tal que permita caracterizar las variables implicadas: tiempo de separación entre episodios de lluvia (tiempo seco entre eventos), duración de los eventos de precipitación, intensidad máxima y volumen de los mismos.

En la aplicación práctica de este trabajo se han utilizado los datos facilitados por el Sistema Automático de Información Hidrológica (SAIH) de la Confederación Hidrográfica del Júcar (CHJ).

El SAIH constituye una red de recogida de datos de precipitación y de control de los caudales circulantes (niveles en embalses, cauces y canales, posiciones de compuertas,...) que cubre el territorio adscrito a la CHJ. El SAIH del Júcar fue el primero en realizarse en España y está en funcionamiento desde finales de 1989. La red de telemedida consta de un total de 137 puntos de toma de datos. Los datos captados por los distintos sensores se registran en los denominados puntos de control que transmiten su información vía radio y vía satélite al Centro de Proceso de Cuenca situado en la sede de la Confederación en Valencia, donde se analiza la información recibida.

La inexistencia de estaciones pluviométricas en el propio municipio de Benaguacil, llevó a considerar la serie de precipitaciones correspondiente a la estación pluviométrica más cercana geográficamente. Según esto, la estación pluviométrica más cercana a Benaguacil se corresponde con la del municipio de Villamarchante (separados aproximadamente 4 km), la cual lleva midiendo la lluvia continuamente desde 1990 con una discretización temporal de 5 minutos. Por tanto, los datos de Villamarchante se adoptan como representativos para el caso desarrollado. No obstante, en la aplicación práctica de este trabajo se han empleado los datos correspondientes a los primeros 20 años de la serie histórica (1990 - 2009).

Una vez definida la serie pluviométrica, el siguiente paso antes de realizar la simulación matemática, consiste en la separación de la serie continua de registros pluviométricos en eventos de precipitación estadísticamente independientes. El hecho de separar o aislar un evento de precipitación, conlleva determinar dos aspectos: el inicio y el final del propio evento. Según Andrés-Doménech (2010), si dos pulsos de lluvia están separados por un lapso de tiempo relativamente corto, lo más probable es que pertenezcan al mismo evento.

No obstante, si ese espacio temporal es largo, la tendencia es que éstos pertenezcan a episodios diferentes. Por lo tanto, la separación de la serie continua consiste en fijar cuál es la separación mínima (en adelante separación crítica) entre pulsos de lluvia independientes.

Esto se entiende mejor a partir de la Figura III.19, donde se representa el proceso de lluvia a analizar: la serie bruta registrada por el pluviómetro (a), la serie discretizada en intervalos de tiempo regulares (b) donde se define la serie de duraciones de tiempo seco entre pulsos de lluvia (variable t_b) y la serie separada en eventos independientes (c) donde para que dos pulsos de lluvia pertenezcan a eventos independientes, su tiempo seco de separación debe superar cierto umbral crítico t_{bcrit} por determinar.

Las investigaciones llevadas a cabo por Restrepo-Posada y Eagleson (1982), se presentan como las más recurridas para la identificación de la separación crítica, y por tanto, de los eventos de precipitación.

Estos autores proponen asumir los eventos de precipitación como sucesos estadísticamente independientes, de modo que la separación crítica será aquella que dé lugar a que la serie de separaciones entre eventos se rija mediante un proceso de Poisson, esto es, esté distribuida exponencialmente (Andrés-Doménech, 2010).

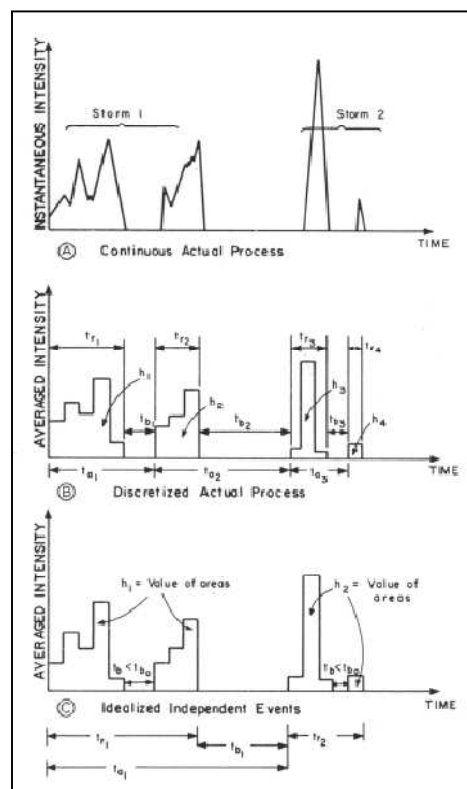


Figura III. 19. Definición de los parámetros de evento para la identificación de t_{bcrit} (Restrepo-Posada and Eagleson, 1982).

Por su parte, Bonta y Rao (1988) corroboran esta teoría profundizando en algunos aspectos adicionales, entre los cuales la necesidad de contar con una serie de al menos 10 años para que los resultados obtenidos sean estadísticamente significativos.

En el caso práctico de este trabajo se aplica la metodología usada por Andrés-Doménech *et al.*, (2010), en varias localizaciones españolas, añadiendo otros criterios de identificación basados en el análisis de bondad de los ajustes exponenciales obtenidos mediante los criterios de Kolmogorov-Smirnov, Nash-Suttcliffe y la evolución del momento de primer orden con la separación crítica. En la referencia citada, se puede encontrar detalladamente la metodología empleada.

III.3.3. Identificación y caracterización de eventos estadísticamente independientes

La metodología usada por Andrés-Doménech *et al.*, (2010) para la identificación de eventos estadísticamente independientes, consiste en llevar a cabo los siguientes pasos:

1. Asumir que la variable de separación entre eventos (t_b) se distribuye exponencialmente (proceso de Poisson).
2. A partir de la serie de lluvias original, obtener o redefinir series independientes para diferentes valores de separación crítica (t_{bcrit}).
3. Extraer de las series obtenidas, las series de separación entre eventos (t_b) correspondientes.
4. Realizar el ajuste exponencial a cada una de las series extraídas.
5. Adoptar el valor de separación crítica (t_{bcrit}) que suponga el ajuste más aproximado al modelo de Poisson.

Los parámetros de decisión considerados por Andrés-Doménech *et al.*, (2010) para elegir el valor adecuado de separación crítica (t_{bcrit}) son:

- ♦ Coeficiente de variación (CV). El ajuste que más se aproxime al modelo exponencial debe tener un CV próximo a la unidad, lo cual es una propiedad definitoria del modelo exponencial.
- ♦ Índice de Nash-Sutcliffe. Cuanto más próximo sea a la unidad, mejor será el ajuste.
- ♦ Test de Kolmogorov–Smirnov (KS). Se trata de un test de bondad de ajuste recomendable para poblaciones del tipo subyacente exponencial, que en este caso, se aplica al momento de primer orden (valor esperado) de la función de distribución exponencial para observar su evolución con la separación crítica. Si el valor del estadístico es inferior a un valor crítico modificado para un nivel de confianza $1-\alpha$, se dice que el test de bondad es positivo, es decir, que la función de distribución supuesta es, en efecto, exponencial de parámetro β .

La aplicación de esta metodología a la serie histórica de Villamarchante (1990 – 2009), se realiza en primer lugar sobre la serie original, asumiendo como separación crítica su propia discretización temporal (5 minutos). Denominando como S a la variable aleatoria “separación entre eventos” y tras el ajuste, se puede observar que la serie original de separación entre eventos no se ajusta a una distribución exponencial (Figura III.20).

Hay que destacar que el test de bondad de Kolmogorov – Smirnov se ha realizado para un nivel de confianza del 95%. Por ello, para comprobar que la función de distribución es exponencial de parámetro β , el valor del estadístico KS debe ser inferior a un valor crítico modificado de 1,094.

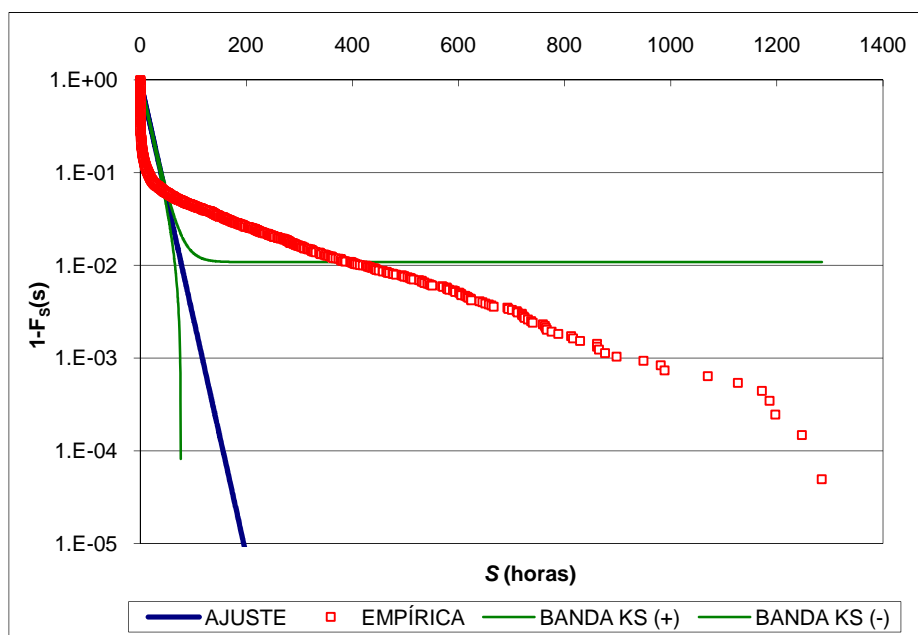


Figura III. 20. Funciones de distribución empírica y ajustada para un $S_{min}= 5$ min con las bandas de confianza al 95% del test de Kolmogorov - Smirnov.

Siguiendo el mismo proceso, se realizan varios ajustes para valores de separación entre eventos crecientes, cuyos resultados se muestran en la Tabla III.5. Además, en la Figura III.21 se representan gráficamente los parámetros de decisión para elegir el valor adecuado de separación crítica (S_{min}).

Tabla III. 5. Ajustes del modelo exponencial a la variable S en función de diferentes separaciones S_{min} .

Separación crítica (h)	β	CV	Nash - Suttcliffe	Estadístico KS	Separación Media (h)
0,083	0,0590	4,66	0,427	68,03	17,0
1	0,0173	2,40	0,417	23,96	57,7
2	0,0133	2,05	0,530	18,18	75,1
6	0,0090	1,60	0,747	10,57	111,4
12	0,0068	1,33	0,900	5,46	147,3
16	0,0060	1,22	0,947	3,74	165,3
18	0,0058	1,18	0,961	3,13	173,3
20	0,0055	1,13	0,973	3,10	182,1
22	0,0053	1,09	0,979	3,18	190,2
24	0,0051	1,07	0,981	3,31	195,8
26	0,0050	1,04	0,981	3,40	202,0
30	0,0047	1,00	0,979	3,65	210,9
36	0,0045	0,97	0,974	4,04	220,7
48	0,0041	0,89	0,953	4,54	242,7

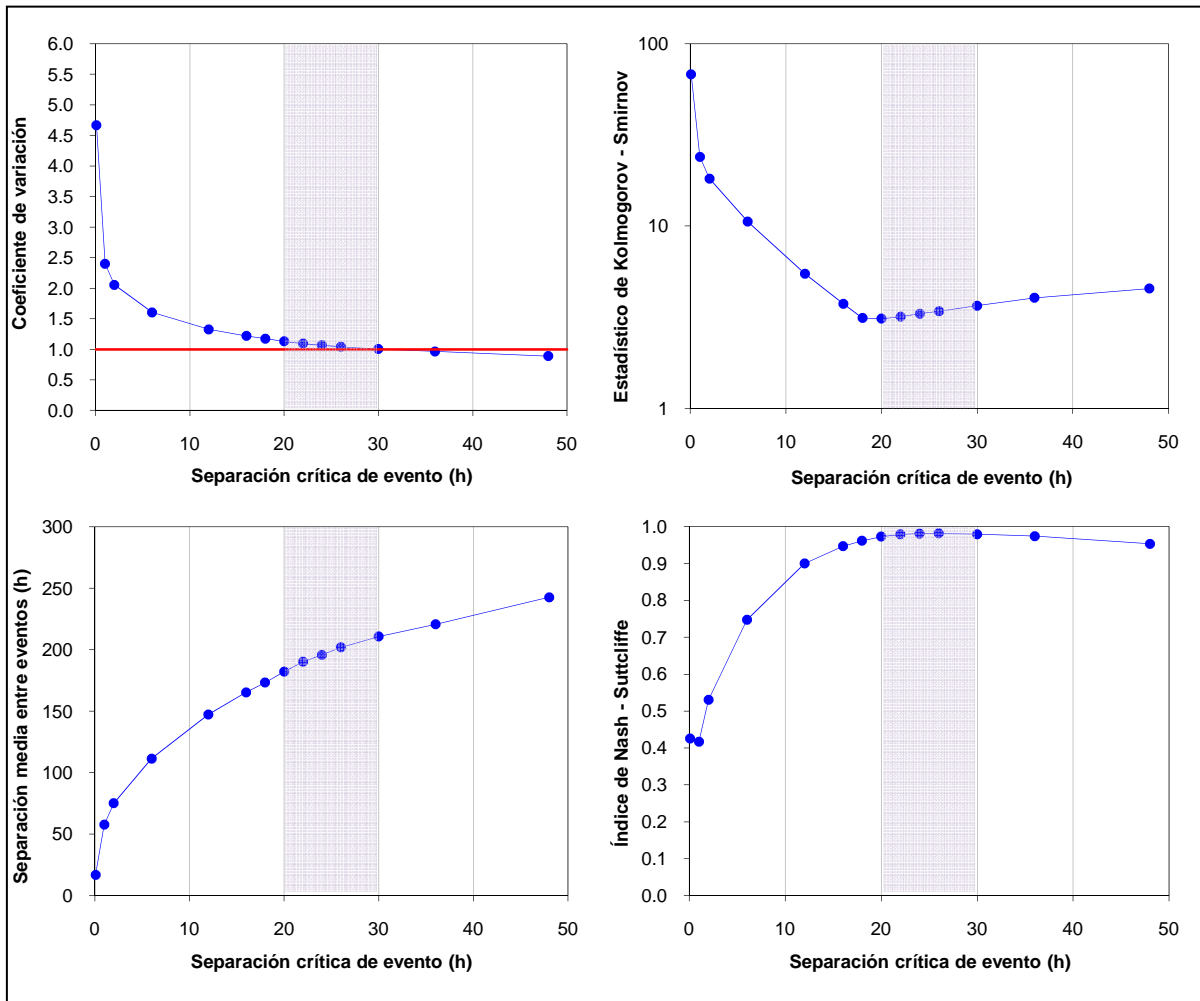


Figura III. 21. Parámetros de decisión para la determinación de la separación crítica.

A la vista de los resultados obtenidos, la separación crítica que define eventos independientes se encuentra en el intervalo entre las 20 y las 30 horas (banda sombreada en la Figura III.21), puesto que es cuando se satisface simultáneamente que el coeficiente de variación es aproximadamente 1, el índice de Nash-Shuttcliffe es prácticamente igual a la unidad, y el estadístico KS presenta el valor mínimo.

Como puede comprobarse, ninguno de los ajustes realizados supera estrictamente el test de bondad de Kolmogorov – Smirnov, aunque sí se han obtenido valores próximos al valor crítico del test para un nivel de confianza del 95%.

Finalmente, tras acotar los posibles valores de separación crítica y a partir de la representación conjunta de las distribuciones empírica y teórica ajustada, se adopta una separación crítica para la definición de eventos de **26 horas**. Lo que significa que dos pulsos de lluvia que disten en el tiempo más de este valor pertenecen automáticamente a eventos de precipitación diferentes.

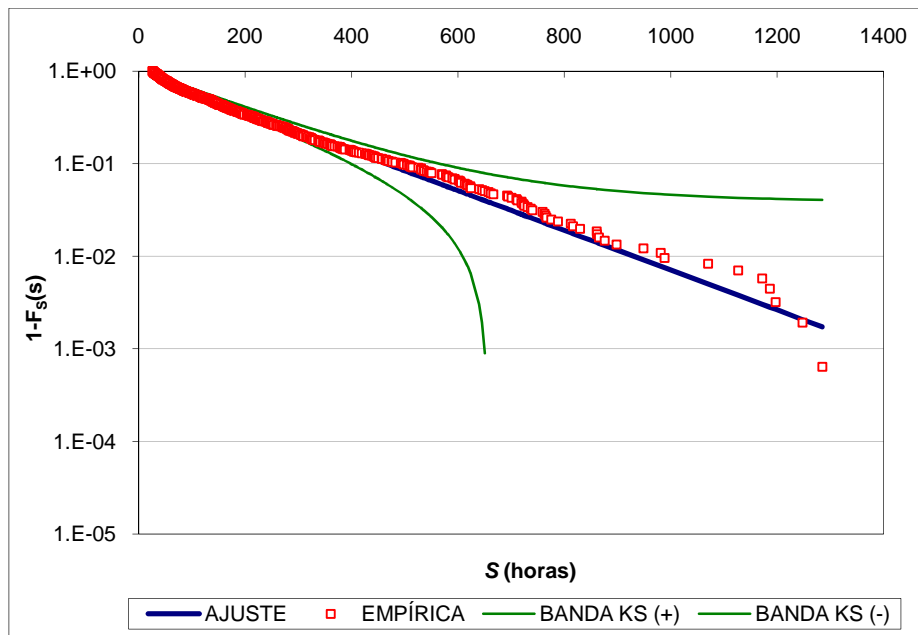


Figura III. 22. Funciones de distribución empírica y ajustada para un $S_{min}= 26$ h con las bandas de confianza al 95% del test de Kolmogorov - Smirnov.

Con este criterio, resultan en la serie un total de **752 eventos independientes**, de los cuales, el 27% corresponde a eventos de escasísima notoriedad, debido por una parte a la propia sensibilidad del pluviómetro y por otra, porque se encuentran por debajo de un umbral de escorrentía práctico a la hora de generar escorrentía.

Por ello, se han eliminado de la serie todos aquellos eventos con un volumen bruto de lluvia inferior a 1 mm. De este modo, la serie se reduce a un total de **548 eventos**, lo que supone un promedio de 27,4 eventos/año. Esta nueva serie de episodios generada constituye el input meteorológico de la simulación matemática posterior.

Para completar el análisis, se presentan a continuación una serie de gráficas que muestran la distribución porcentual de los 548 eventos estimada en función de algunas de las variables características de episodios pluviométricos. Particularmente, estas gráficas pretenden caracterizar la serie pluviométrica obtenida para una separación crítica entre eventos de 26 horas, en función de las variables: duración de evento, duración efectiva de lluvia, intensidad pico y volumen precipitado.

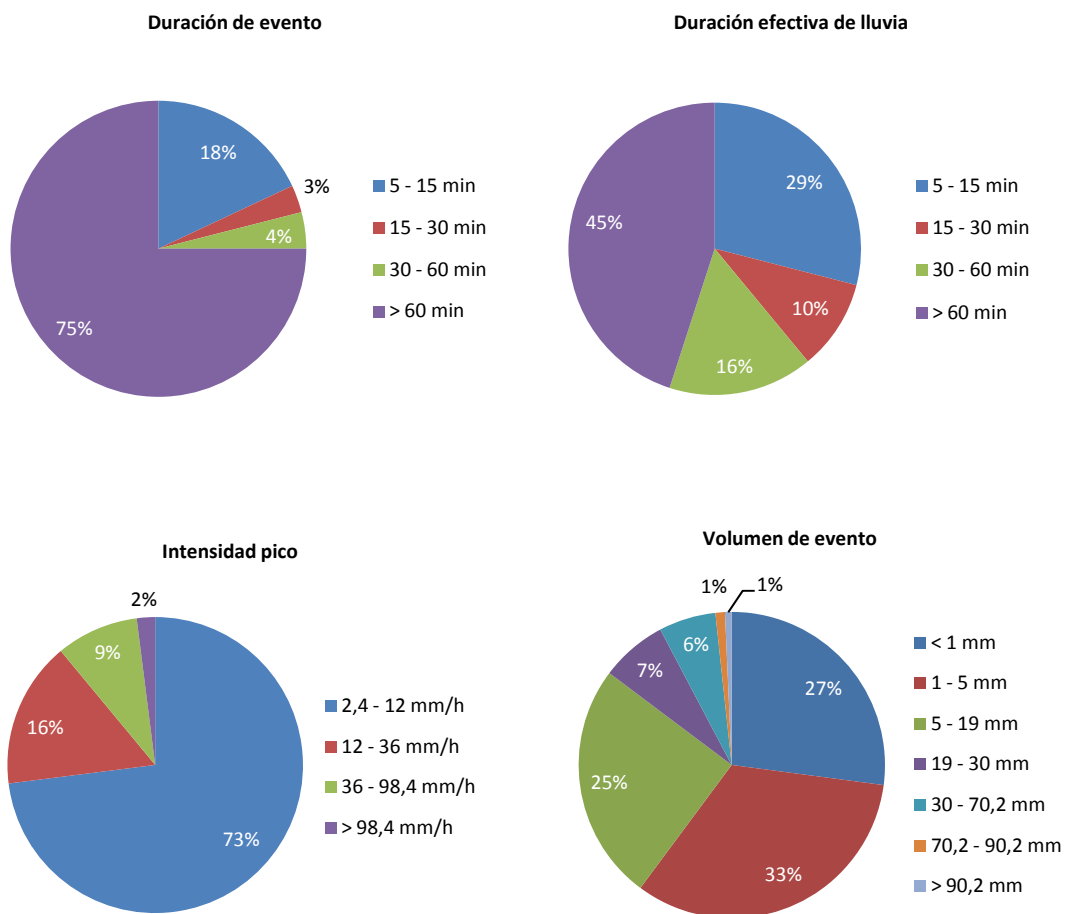


Figura III. 23. Caracterización de la serie pluviométrica para una separación crítica entre eventos de 26 horas.

III.4. SIMULACIÓN MATEMÁTICA

Para analizar la respuesta hidráulica del sistema, se ha creado un modelo matemático de simulación. Para ello se ha empleado el modelo de dominio público SWMM 5.0 de la EPA de los Estados Unidos (Rossman, 2004). Este modelo, además de contemplar la escorrentía urbana y los procesos de flujo, integra un módulo de cálculo específico para SUDS denominado LID (*Low Impact Development*). La versatilidad de este modelo de simulación, y su condición de libre distribución y código abierto, le ha permitido convertirse en uno de los más empleados en muchos países, como Estados Unidos, Canadá, Australia y en Europa, con el fin de abordar numerosos estudios centrados en el análisis de la problemática de la cantidad y la calidad de agua (Huber and Dickinson, 1992).

III.4.1. El modelo SWMM

El *Stormwater Management Model* (SWMM) es un modelo dinámico de simulación del drenaje urbano, que se desarrolló por primera vez en 1971, habiendo experimentado desde entonces diversas mejoras (Huber and Dickinson, 1992). El EPA SWMM 5.0 proporciona un entorno integrado que permite introducir datos de entrada para la definición del área de drenaje, simular el comportamiento hidráulico, estimar la calidad del agua y ver todos estos resultados en una gran variedad de formatos. Entre estos, se pueden incluir mapas de contorno, gráficos, tablas, diagramas de perfil y análisis estadísticos de frecuencia.

Este modelo se puede utilizar para un único evento pluviométrico (tormenta de diseño asociada a una frecuencia de excedencia), o para realizar una simulación continua en periodo extendido. Básicamente se compone de dos módulos de cálculo: el módulo de escorrentía o hidrológico, y el módulo de transporte o hidráulico.

III.4.1.1. Módulo de escorrentía o hidrológico

Funciona con una serie de cuencas sobre las cuales cae el agua de lluvia generándose la escorrentía, inducida por ciertos procesos hidrológicos. Los procesos que considera este módulo de cálculo son:

- ◆ Variabilidad temporal de las precipitaciones.
- ◆ Evaporación de las aguas superficiales estancadas.
- ◆ Acumulación y deshielo de nieve.
- ◆ Intercepción de precipitaciones por almacenamiento en depresiones.
- ◆ Infiltración de las precipitaciones en la zona no saturada del suelo.
- ◆ Recarga de acuíferos.
- ◆ Intercambio de flujo entre sistemas acuíferos y sistemas de transporte.
- ◆ Considerar el modelo de embalse no lineal para el flujo superficial.
- ◆ Capturar y retener parte de lluvia y/o escorrentía mediante diferentes técnicas de SUDS.

III.4.1.2. Módulo de transporte o hidráulico

Analiza el recorrido de la escorrentía a través de un sistema compuesto por tuberías, canales, dispositivos de almacenamiento y tratamiento, bombas y elementos reguladores. Para ello, SWMM contiene un conjunto de herramientas de modelación hidráulica que permiten:

- ◆ Manejar grandes redes de drenaje.
- ◆ Utilizar una gran variedad de geometrías de conducciones (abiertas y cerradas) y de cauces naturales.
- ◆ Modelar elementos especiales, como unidades de almacenamiento y tratamiento, divisores de flujo, bombas, vertederos y orificios.
- ◆ Aplicar caudales externos y concentraciones para determinar la calidad del agua, el intercambio de caudales entre sistemas acuíferos, caudales en tiempo seco y aportes externos.
- ◆ Realizar el análisis hidráulico mediante distintos métodos, como el flujo uniforme, onda cinemática u onda dinámica.
- ◆ Modelar distintos regímenes de flujo.
- ◆ Aplicar controles dinámicos para simular el funcionamiento de las bombas, la abertura de los orificios o la posición del labio de los vertederos.

III.4.2. Módulo de cálculo LID

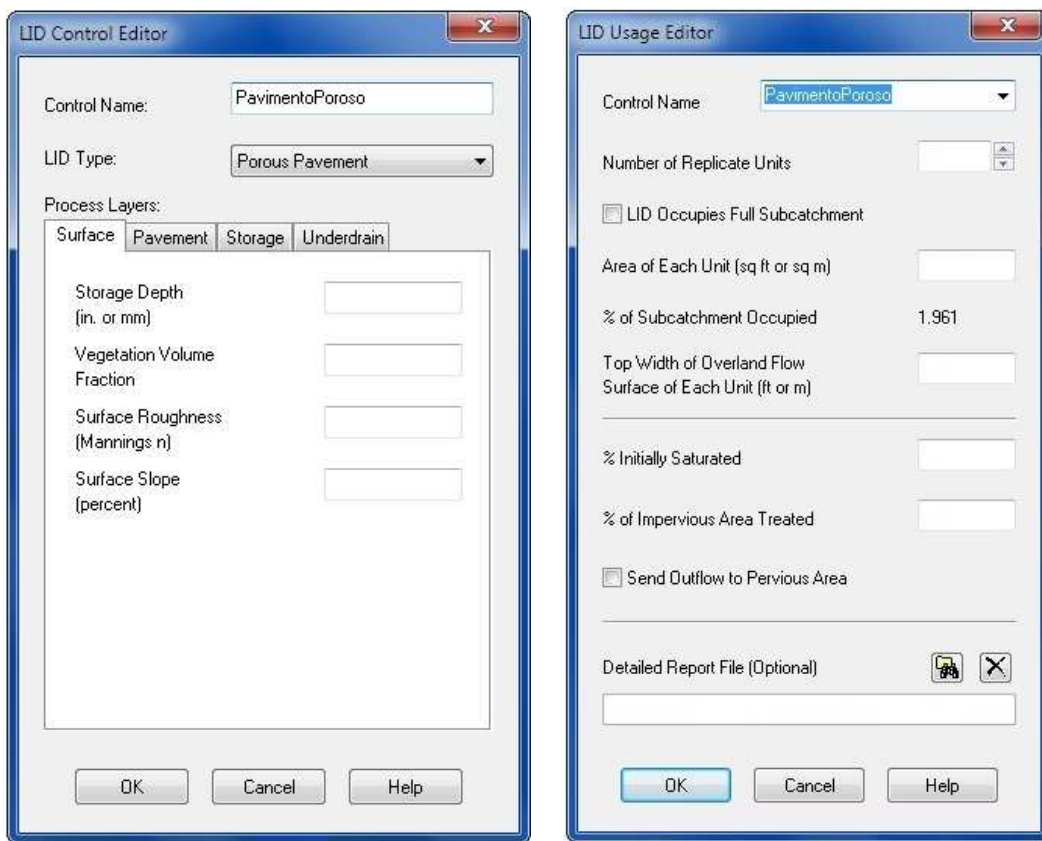
Una de las características más relevantes de SWMM para el estudio que se aborda, es que ofrece la posibilidad de controlar la cantidad y calidad de las escorrentías urbanas, cumpliendo con el principal objetivo de los SUDS. En el capítulo I se citaba que los SUDS están diseñados para capturar la escorrentía superficial urbana, además de retenerla e infiltrarla en el terreno.

El módulo LID permite modelar estos procesos de captura, retención e infiltración de escorrentías urbanas mediante la incorporación de diferentes técnicas de SUDS en la zona de estudio, las cuales son consideradas como una propiedad de cuenca. Concretamente, SWMM puede modelar de forma genérica cinco tipos diferentes de técnicas de SUDS:

- ◆ Zonas de bio-retención.
- ◆ Zanjias de infiltración.
- ◆ Pavimentos porosos.
- ◆ Cunetas vegetadas.
- ◆ Depósitos.

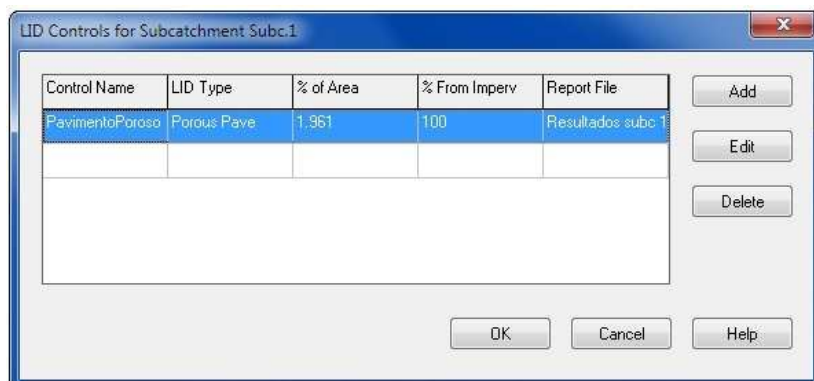
La estructura de este módulo de cálculo está formada por dos comandos de edición (*LID control editor* y *LID usage editor*) y uno de consulta (*LID group editor*), mediante los cuales se define y configura el sistema de drenaje urbano sostenible en una cuenca determinada:

- ◆ *LID control editor*. Permite seleccionar y definir la técnica de SUDS a emplear en la cuenca de estudio, así como sus parámetros geométricos, hidrológicos e hidráulicos. (Figura III.24a).
- ◆ *LID usage editor*. Especifica cómo se configuran las técnicas empleadas dentro de la propia cuenca, definiéndose entre otros parámetros, el área que ocupan respecto de la superficie total de la cuenca, y el porcentaje de escorrentía generado en la misma que debe ser gestionado por la infraestructura. (Figura III.24b).
- ◆ *LID group editor*. Consiste en un visor que permite consultar e identificar las técnicas de SUDS contempladas en la cuenca. Se presenta como un resumen general de algunos de los parámetros fijados en el comando “*LID usage editor*”. (Figura III.24c).



(a)

(b)



(c)

Figura III. 24. Interfaz gráfica de los comandos LID control editor (a), LID usage editor (b) y LID group editor (c).

El análisis del funcionamiento de los SUDS contemplados en la cuenca se realiza a partir de los valores totales calculados de escorrentía, infiltración y evaporación. SWMM ofrece la posibilidad de consultar un informe de estado, en el cual se presenta un balance global de agua sobre cada estructura de SUDS contemplada, expresado por unidad de área (Figura III.25). Este balance se realiza sobre las entradas de agua totales al sistema, sobre las salidas del sistema (la infiltración, la evaporación, la escorrentía superficial y el drenaje interno) y sobre el volumen almacenado.

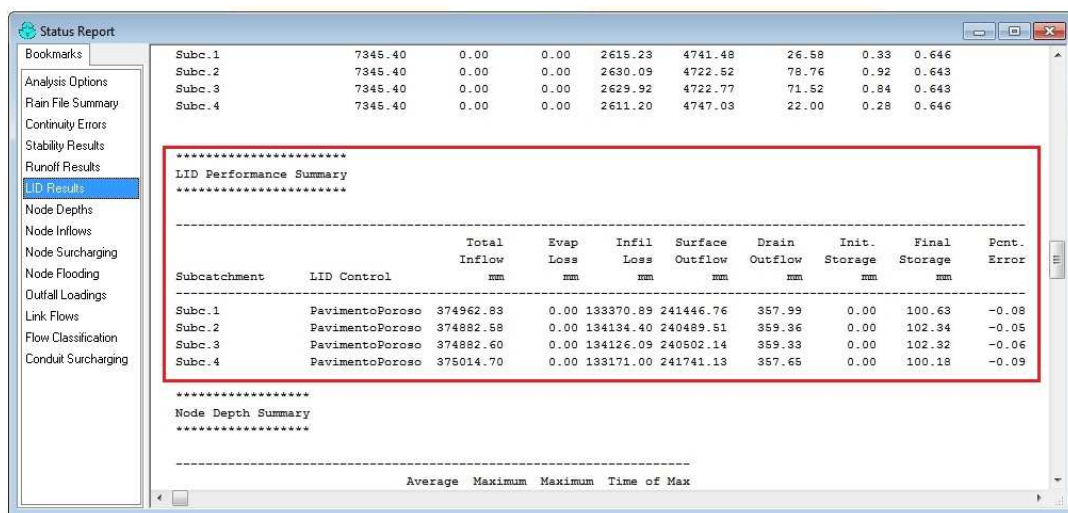


Figura III. 25. Balances de agua sobre las unidades de SUDS contempladas en la cuenca (LID control), presentados en el informe de estado de SWMM.

III.4.3. Conceptualización del sistema

La zona de estudio se ha conceptualizado en SWMM mediante una cuenca (en este caso el aparcamiento), que solamente recoge las aguas de lluvia caídas en la misma, puesto que carece de cuencas adyacentes que supongan aportes externos. La escorrentía generada se inyecta en un nodo ficticio, circula por una conducción y sale finalmente del sistema para conectarse a la red de drenaje municipal. En la Figura III.26 se representa esquemáticamente la conceptualización de la zona de estudio en SWMM.

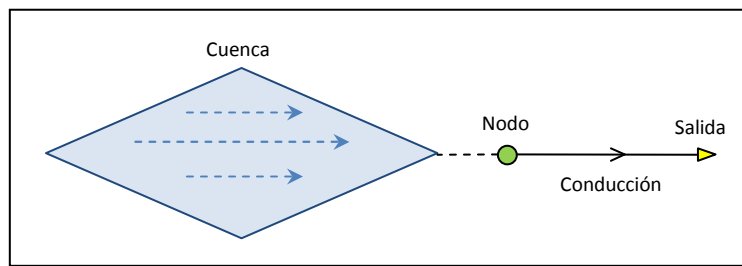


Figura III. 26. Conceptualización de la zona de estudio en SWMM.

En este caso, la técnica empleada corresponde a un pavimento poroso, representado como una sucesión vertical de capas con unas determinadas propiedades. Durante la simulación, SWMM realiza un balance sobre cada capa, permitiendo conocer el movimiento del agua y su almacenamiento entre éstas. En la Figura III.27 se representan esquemáticamente los procesos y las líneas de flujo características en un pavimento poroso.

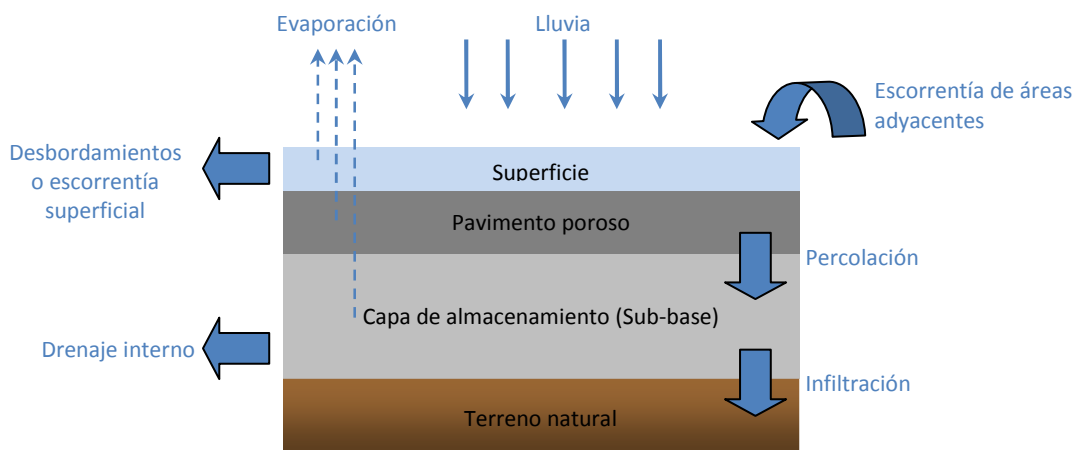


Figura III. 27. Esquema conceptual de flujos en un pavimento poroso.

El esquema de funcionamiento de un pavimento poroso en SWMM puede representarse mediante dos nodos divisores y dos unidades de almacenamiento, como se muestra en la Figura III.28.

La lluvia que cae sobre el pavimento poroso se moviliza en primer lugar hacia el *Divisor 1*, donde la intensidad de precipitación se compara con la tasa de percolación del pavimento poroso.

Si la tasa de percolación del pavimento poroso supera la intensidad de precipitación, la lluvia filtrada por el pavimento poroso es dirigida a la *Unidad de Almacenamiento 1*, que tiene una superficie igual al área del pavimento poroso y una profundidad igual a la profundidad del almacenamiento (sub-base), afectada por la porosidad.

Una vez agotada la capacidad de almacenamiento de la *Unidad 1*, el exceso de flujo se dirige al *Divisor 2*. El caudal de entrada al *Divisor 2* se compara con la conductividad hidráulica saturada del terreno natural, de modo que si el caudal de entrada es igual o inferior a la tasa de infiltración hacia el terreno natural, se dirige a la *Unidad de Almacenamiento 2* (el suelo natural).

Si el caudal de entrada al *Divisor 2* excede la tasa de infiltración hacia el terreno natural, se dirigirá hacia el sistema de drenaje, y de éste a la salida del sistema.

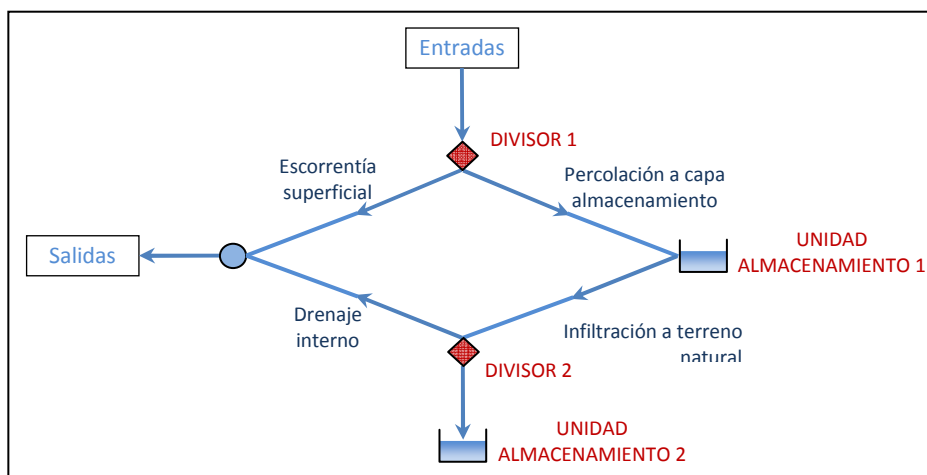


Figura III. 28. Conceptualización de un pavimento poroso en SWMM.

De entre todos los procesos que caracterizan el funcionamiento de un pavimento poroso, y desde el punto de vista de la simulación matemática, hay que destacar la importancia de la escorrentía superficial, la percolación e infiltración y el drenaje interno, sin olvidar también el importante papel que juega el transporte hidráulico en el sistema. Es por tanto necesario conocer la formulación en la que SWMM se basa para modelar estos procesos, y así entender mejor tanto el funcionamiento como los resultados de un pavimento poroso tras la simulación.

A continuación se sintetizan y se detallan los procesos y ecuaciones que SWMM utiliza para modelar la escorrentía superficial, los procesos de percolación e infiltración, el drenaje interno y el transporte hidráulico (Rossman, 2004).

💧 Escorrentía superficial

El esquema conceptual de la escorrentía superficial sobre el que se basa SWMM se muestra en la Figura III.29. La superficie de la cuenca se considera como un embalse no lineal, cuyas entradas provienen de las escorrentías generadas en cuencas adyacentes y/o directamente de la precipitación. En cuanto a las salidas, pueden representarse por la infiltración al terreno, la evaporación y la propia escorrentía superficial hacia otras cuencas.

La capacidad de este “embalse” es el valor máximo de un parámetro denominado “almacenamiento en depresión”, que se corresponde con el máximo almacenamiento en superficie debido a la inundación del terreno, al mojado de la superficie del suelo y a la intercepción de caudales de escorrentía superficial. La escorrentía superficial por unidad de área “ Q ”, se produce solamente cuando el nivel del agua en el “embalse” excede el valor del máximo almacenamiento en depresión “ d_p ”, en cuyo caso, el caudal de salida se obtiene por aplicación de la ecuación de Manning. El calado del agua “ d ” en la cuenca se actualiza constantemente con el tiempo mediante la resolución numérica del balance de caudales sobre la misma.

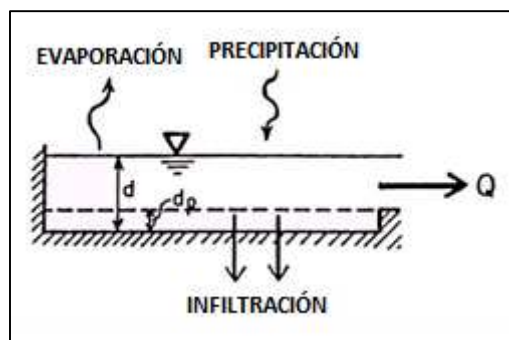


Figura III. 29. Representación del embalse no lineal de una cuenca en SWMM (Adaptado de Rossman, 2004).

◊ **Percolación / Infiltración**

Tanto el proceso de percolación como de infiltración están gobernados por las mismas ecuaciones. La infiltración es el proceso de penetración de la lluvia a través de la superficie hacia la zona no saturada de una cuenca. Sin embargo, cuando el proceso ocurre a través de la capa porosa del pavimento, se habla de percolación. SWMM ofrece tres opciones para modelar este proceso.

- ◊ Ecuación de Horton. Este método se basa en observaciones empíricas y propone que la infiltración decrece exponencialmente desde un valor inicial máximo hasta un cierto valor mínimo a lo largo del evento de lluvia. Los parámetros de entrada requeridos por este modelo son los valores de infiltración máxima y mínima, un coeficiente de decaimiento que describe la rapidez con la que la infiltración disminuye con el tiempo, y el tiempo necesario para saturar completamente un suelo que inicialmente estaba seco.
- ◊ Método de Green-Ampt. Este método asume que la infiltración se comporta como un frente húmedo a lo largo de la columna de suelo, que separa el suelo con un determinado contenido inicial de humedad del suelo completamente saturado de la parte superior. Los parámetros de entrada requeridos son el déficit inicial de humedad del suelo, la conductividad hidráulica del suelo y la altura de succión en el frente húmedo.
- ◊ Método del número de curva del SCS. Asume que la capacidad de infiltración total de un suelo se puede obtener a partir de números de curva tabulados, correspondientes a determinados tipos de suelo. Durante un evento de lluvia, la capacidad de infiltración se representa como una función de la lluvia acumulada y de la capacidad de infiltración restante. Los parámetros de entrada para este método son el número de curva, la conductividad hidráulica del suelo (utilizada para estimar un tiempo de separación mínimo entre los distintos eventos de lluvia) y el tiempo que tarda en saturarse completamente un suelo cuando inicialmente se encontraba completamente seco.

💧 Drenaje interno

El caudal de drenaje viene determinado en función de la altura de agua almacenada, un coeficiente de descarga “C” y un exponente “n” según la expresión III.1. Esta ecuación es la que SWMM emplea para estimar el caudal de drenaje por unidad de área de pavimento poroso:

$$q = C \cdot (h - H_d)^n \quad (\text{III.1})$$

Donde q es el caudal de salida (mm/ hr), h es la altura de agua almacenada (mm), y H_d es la altura del desagüe. Un valor típico del exponente “n” es 0,5. En este caso, la expresión III.1 se corresponde con la ecuación de descarga a través de un orificio. Un cálculo aproximado de “C” puede ser el mostrado en la expresión III.2⁴, basado en el tiempo T necesario para drenar una profundidad D de agua almacenada.

$$C = \frac{2 \cdot D^{1/2}}{T} \quad (\text{III.2})$$

💧 Modelo hidráulico de transporte

El transporte de agua por el interior de los conductos es gobernado por las ecuaciones de conservación de la masa y de la cantidad de movimiento para el flujo transitorio gradualmente variado (es decir, las ecuaciones de Saint Venant). Concretamente SWMM ofrece la posibilidad de resolver estas ecuaciones mediante tres modelos hidráulicos de transporte:

- 💧 Modelo de Flujo Uniforme. Representa la forma más simple de representar el comportamiento del agua en el interior de los conductos. Para ello se asume que en cada uno de los incrementos de tiempo de cálculo considerados, el flujo es uniforme.

⁴ Para un valor de $n=0,5$

De esta forma el modelo simplemente traslada los hidrogramas de entrada en el nudo de aguas arriba del conducto hacia el nudo final del mismo, con un cierto retardo y cambio en el aspecto del mismo. Para relacionar el caudal con el área y el calado en el conducto, se emplea la ecuación de Manning.

Este modelo no tiene en cuenta el almacenamiento de agua que se produce en los conductos, los fenómenos de resalto hidráulico, las pérdidas a la entrada y salida de los nodos, el flujo inverso o los fenómenos de flujo a presión. Este modelo de análisis solo puede utilizarse en sistemas ramificados, y no es sensible al incremento de tiempo, por lo que es únicamente apropiado para realizar análisis preliminares utilizando simulaciones continuas de gran escala temporal.

- ◊ Modelo de Onda Cinemática. Resuelve la ecuación de continuidad junto con una forma simplificada de la ecuación de cantidad de movimiento en cada una de las conducciones. Esta última requiere que la pendiente de la superficie libre del agua sea igual a la pendiente de fondo del conducto. El caudal máximo que puede circular por el interior de un conducto es el caudal a sección llena determinado según la ecuación de Manning. Cualquier exceso de caudal sobre este valor se pierde del sistema o permanece estancado en la parte superior del nudo de entrada, para entrar posteriormente de nuevo en el sistema cuando la capacidad del conducto lo permita. Este modelo permite que el caudal fluctúe espacial y temporalmente en el interior del conducto. Esto crea cierta atenuación y retraso en los hidrogramas de salida respecto de los caudales de entrada en los conductos. No obstante, no puede considerar efectos como el resalto hidráulico, las pérdidas a la entrada y salida de los nodos, el flujo inverso o los fenómenos de flujo a presión, y su aplicación se restringe a redes ramificadas.
- ◊ Modelo de Onda Dinámica. Resuelve las ecuaciones completas unidimensionales de Saint Venant, y por tanto, genera resultados más precisos. Estas ecuaciones suponen la aplicación de la ecuación de continuidad y de cantidad de movimiento en las conducciones, y la continuidad de los volúmenes en los nudos.

Con este modelo es posible representar el flujo presurizado cuando una conducción cerrada se encuentra totalmente llena, de modo que el caudal circulante por la misma, puede exceder el valor del caudal a sección llena que se obtiene según la ecuación de Manning. Este exceso de caudal bien puede perderse o bien, puede generar un estancamiento en la parte superior del nudo y volver a entrar en el sistema posteriormente. Puede contemplar efectos como el almacenamiento en los conductos, los resaltos hidráulicos, las pérdidas a la entrada y salida de los nodos, el flujo inverso o los fenómenos de flujo a presión. Puede aplicarse para cualquier configuración de redes y es adecuado para sistemas en los que los efectos de resalto hidráulico, originados por las restricciones del flujo aguas abajo y la presencia de elementos de regulación como orificios o vertederos, sean importantes. El inconveniente de este modelo radica en la necesidad de utilizar incrementos de tiempo de cálculo pequeños, necesitando así mayores recursos computacionales.

III.4.4. Parámetros adoptados

Los parámetros adoptados en el modelo provienen directamente de la propia definición de la infraestructura, de valores tabulados recomendados en el manual del modelo, así como de los ensayos realizados sobre el pavimento poroso y el terreno natural subyacente, presentados en el punto 2 del presente capítulo. Se presentan a continuación los parámetros más relevantes adoptados en el modelo de simulación, correspondientes al caso de estudio.

III.4.4.1. Parámetros de cuenca

Los parámetros de cuenca permiten definir las propiedades tanto geométricas como hidrológicas e hidráulicas de la propia cuenca de drenaje. El caso estudiado (el propio aparcamiento) trata de una cuenca de 825 m² de superficie y una pendiente media del 0,5%.

Se considera totalmente permeable, puesto que coincide exactamente con el aparcamiento ejecutado con hormigón poroso, cuyo coeficiente de rugosidad de Manning adoptado es 0.017, obtenido según la expresión (III.3) propuesta por la U.S. FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (1975) para un D_{50} de 0,5 cm.

$$n = 0,0395 \cdot D_{50}^{\frac{1}{6}} \quad (\text{III.3})$$

Por otra parte, se ha considerado que no se produce almacenamiento en depresión dada la condición de total permeabilidad de la superficie de la cuenca. El modelo de infiltración usado para la modelación de la percolación es el de Horton (debido a que es el que mejor se ajusta acorde a los datos iniciales recogidos), con una tasa de infiltración máxima de 43.200 mm/h (obtenida del ensayo de percolación), una tasa de infiltración mínima de 4.320 mm/h (estimada del 10% de la tasa de infiltración máxima), una constante de decaimiento de 2 l/s y un tiempo de secado de 8 días (fijados según las recomendaciones de Rossman, 2004). Por último, el input sobre la cuenca lo constituye la serie histórica de precipitaciones de la estación de Villamarchante (1990 - 2009) tratada según el punto 3.

III.4.4.2. Parámetros de LID

Seleccionando la opción de pavimento poroso en el “LID control editor” del módulo LID, se definen los parámetros del propio pavimento permeable correspondientes a las capas de superficie (*surface*), pavimento (*pavement*), sub-base o almacenamiento (*storage*) y drenaje interno (*underdrain*). A continuación se describen los parámetros adoptados y en la Figura III.30 se muestra su introducción en SWMM.

♦ Superficie

Se considera que no se producen almacenamientos en superficie y que no existe cobertura vegetal. El coeficiente de rugosidad de Manning adoptado y la pendiente media son los de la propia cuenca, $n = 0,017$ y pendiente del 0,5% respectivamente.

♦ Pavimento

El espesor de la capa de hormigón poroso es de 120 mm, y posee un índice de huecos de 0,21 (correspondiente a una porosidad del 18%). Se considera que toda la fracción del pavimento es permeable con una tasa de percolación de 4.320 mm/h, igual a la tasa de infiltración máxima de la cuenca afectada por un factor de seguridad de 10. El factor de colmatación del pavimento se considera nulo, pues no se ha modelado como tal, sino que se ha tenido en cuenta introduciendo el factor de seguridad en la tasa de percolación del pavimento poroso. Hay que destacar que esta capa del pavimento no va a ser restrictiva en cuanto a la percolación, puesto que dicha tasa resulta muy superior al máximo valor de la precipitación considerada en el cálculo posterior.

♦ Sub-base o almacenamiento

El espesor de la sub-base es de 250 mm, y posee un índice de huecos de 0,67 (correspondiente a una porosidad del 40%). La conductividad hidráulica del terreno es de 9,504 mm/h o lo que es lo mismo $2,64 \times 10^{-4}$ cm/s, y el factor de seguridad frente a colmatación es nulo.

♦ Drenaje interno

Se considera que la salida a través del dren situado en la base de la capa de almacenamiento se produce a través de un orificio (expresión III.1), de modo que el valor del exponente “n” fijado es de 0,5. La capacidad hidráulica del dren se limita a 5 l/s/ha (o lo que es lo mismo 1,8 mm/h), lo que supone un coeficiente de descarga “C” igual a 0,114 mm/h según la expresión anterior.

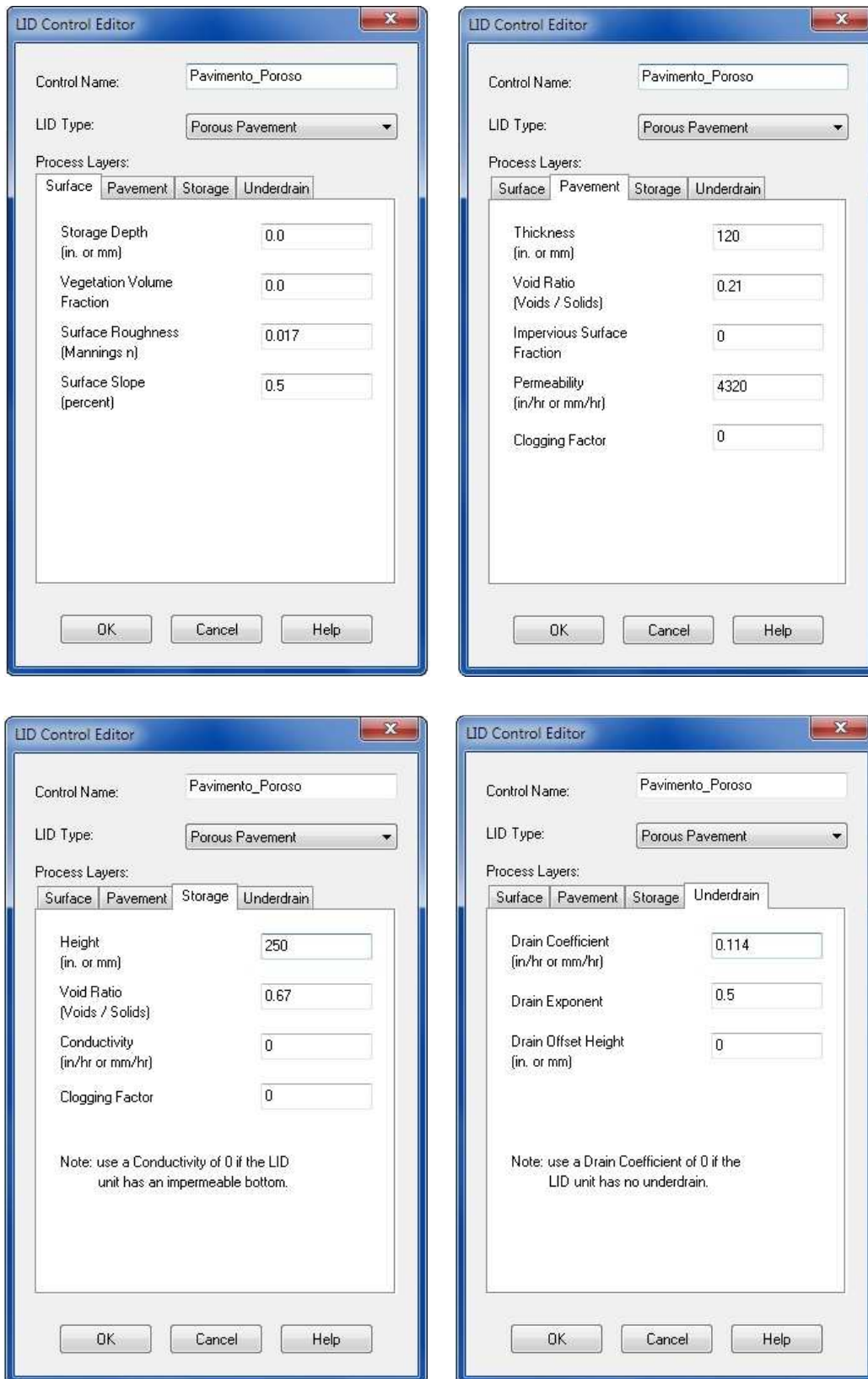


Figura III. 30. Introducción de los parámetros de LID en SWMM (módulo LID).

Además de los parámetros nombrados anteriormente, se han adoptado una serie de consideraciones e hipótesis:

- ◆ El nudo de salida del sistema es del tipo desagüe libre.
- ◆ La conducción se ha dimensionado con suficiente capacidad hidráulica para evitar su entrada en carga ($I=5\%$; $\varnothing=500$ mm).
- ◆ La humedad inicial del pavimento poroso es 0.
- ◆ Se ha tomado el modelo de Onda Dinámica como modelo hidráulico de transporte.
- ◆ Se ha adoptado un paso de tiempo de cálculo adecuado para que el error en el balance de escorrentía y de transporte sea lo más reducido posible.
- ◆ Se ha obviado el efecto de la evaporación puesto que con la definición independiente de eventos, cabe esperar que el efecto de ésta sea despreciable.

III.4.5. Funcionamiento hidráulico del pavimento permeable

Tras presentar el modelo de simulación empleado en la aplicación práctica del trabajo, y particularmente el módulo que permite modelar diferentes técnicas de drenaje urbano sostenible (módulo LID), se muestra a modo de ejemplo la respuesta hidráulica de un pavimento permeable frente a un evento de lluvia aislado de corta duración, obtenida mediante SWMM.

Se ha diseñado una estructura de pavimento permeable basada en el caso de estudio explicado en el punto 2 de este capítulo, para introducirla en el modelo matemático y posteriormente realizar la simulación. Precisamente, se han considerado los mismos parámetros de cuenca y la mayoría de los parámetros del módulo LID fijados en el caso de estudio. Las únicas diferencias respecto del caso de estudio son: el espesor de la sub-base (150 mm) y el caudal de salida a través del dren ($q=1 \text{ l/s/ha}=0,36 \text{ mm/h} \rightarrow C=0,029 \text{ mm/h}$). En la Tabla III.6 se recoge un resumen de algunos de los parámetros adoptados en el ejemplo.

El input del modelo lo constituye la precipitación producida por una tormenta de 2 horas de duración, de intensidad pico 217,4 mm/h y con un volumen total caído de 134 mm. Como puede comprobarse, la tormenta considerada se corresponde con un evento de lluvia de intensidades extremas.

El motivo por el cual se ha elegido un evento de este tipo, redundaba básicamente en conseguir unos resultados lo suficientemente vistosos de cara al ejemplo presentado.

Tabla III. 6. Parámetros de cuenca y de LID adoptados en el ejemplo de funcionamiento de un pavimento permeable.

PARÁMETROS DE CUENCA		
Superficie (m ²)	825 (el propio aparcamiento)	
Pte. media (%)	0,5	
n (Manning)	0,017	
Modelo infiltración	Horton	
PARÁMETROS DE LID		
Pavimento	Espesor (mm)	120
	Tasa de percolación (mm/h)	4.320
Sub-base	Espesor (mm)	150
	Conductividad hidráulica del terreno (mm/h)	9,504
Drenaje interno	Coefficiente de descarga (mm/h)	0,029
	Exponente "n"	0,5

Una vez simulado el modelo, se obtienen los resultados presentados en las Figuras III.31, III.32 y III.33, las cuales representan conjuntamente las variables intensidad de lluvia "I", escorrentía superficial "ES" y calado en la sub-base "Y" (Figura III.31), la intensidad de lluvia "I", infiltración al terreno "i" y caudal drenado "q" (Figura III.32), y la intensidad de lluvia "I", percolación a través del pavimento poroso "p" y calado en la sub-base "Y" (Figura III.33).

Según se desarrolla la tormenta en el tiempo, se pueden distinguir tres fases en la respuesta de la infraestructura: fase de crecimiento (a), fase de estabilización (b) y fase de recesión (c).

♦ Fase de crecimiento (a):

Comienza a llover y la precipitación percola a través del pavimento poroso hasta llegar a la sub-base. Como el ratio de percolación es muy superior a la capacidad de infiltración del terreno, el agua se almacena rápidamente en la sub-base. En estos momentos el input ($I = p$) es muy superior a los outputs ($O = i + q$), de manera que se llega a ocupar todo el volumen disponible. Este aumento de volumen almacenado se transforma en un aumento del calado en la sub-base, hasta que alcanza su valor máximo (150 mm).

♦ Fase de estabilización (b):

Continúa lloviendo y con la capacidad de almacenamiento agotada, se producen desbordamientos en superficie dando lugar a la formación de escorrentía superficial. Al producirse los desbordamientos, la percolación a través del pavimento disminuye drásticamente hasta que se estabiliza. Una vez finalizado el aguacero, cesa la formación de escorrentía. No obstante, todavía se produce la percolación suficiente para mantener el nivel máximo en la sub-base.

♦ Fase de recesión (c):

Deja de producirse percolación hacia la sub-base y se inicia su descarga hasta su vaciado total, pues los outputs ($O = i + q$) son superiores a los inputs ($I = 0$).

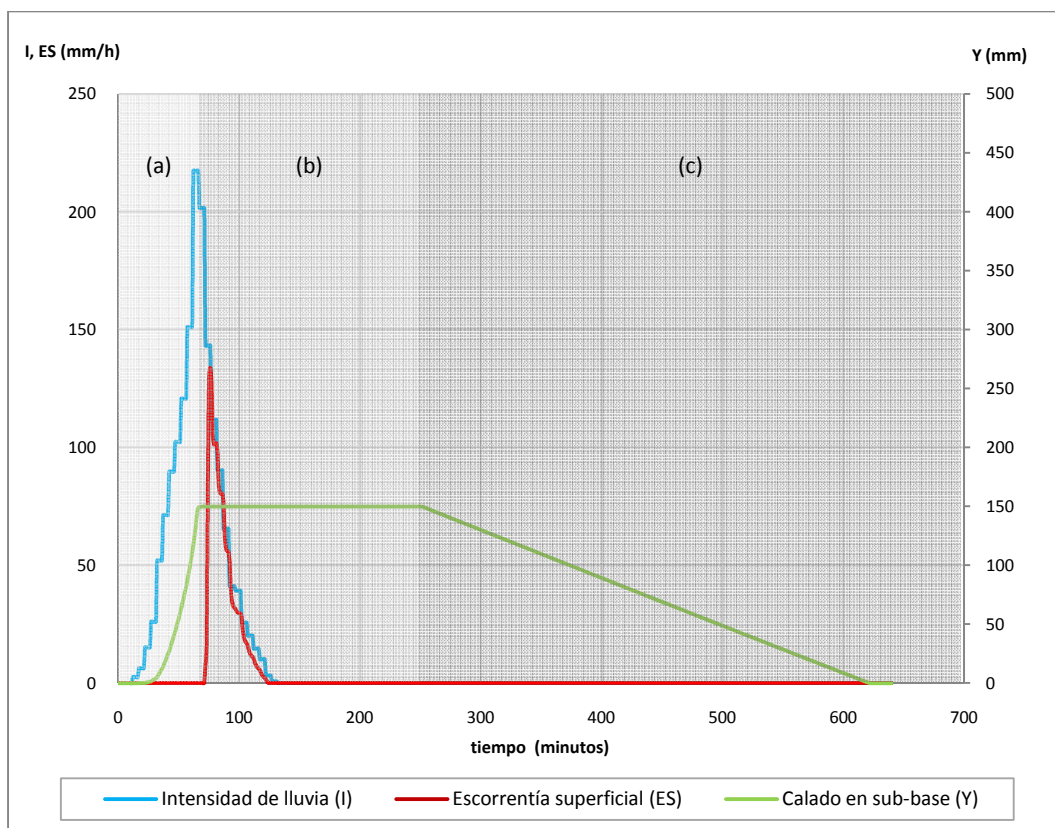


Figura III. 31. Respuesta de las variables "ES" e "Y" en un pavimento poroso frente a un evento de lluvia.

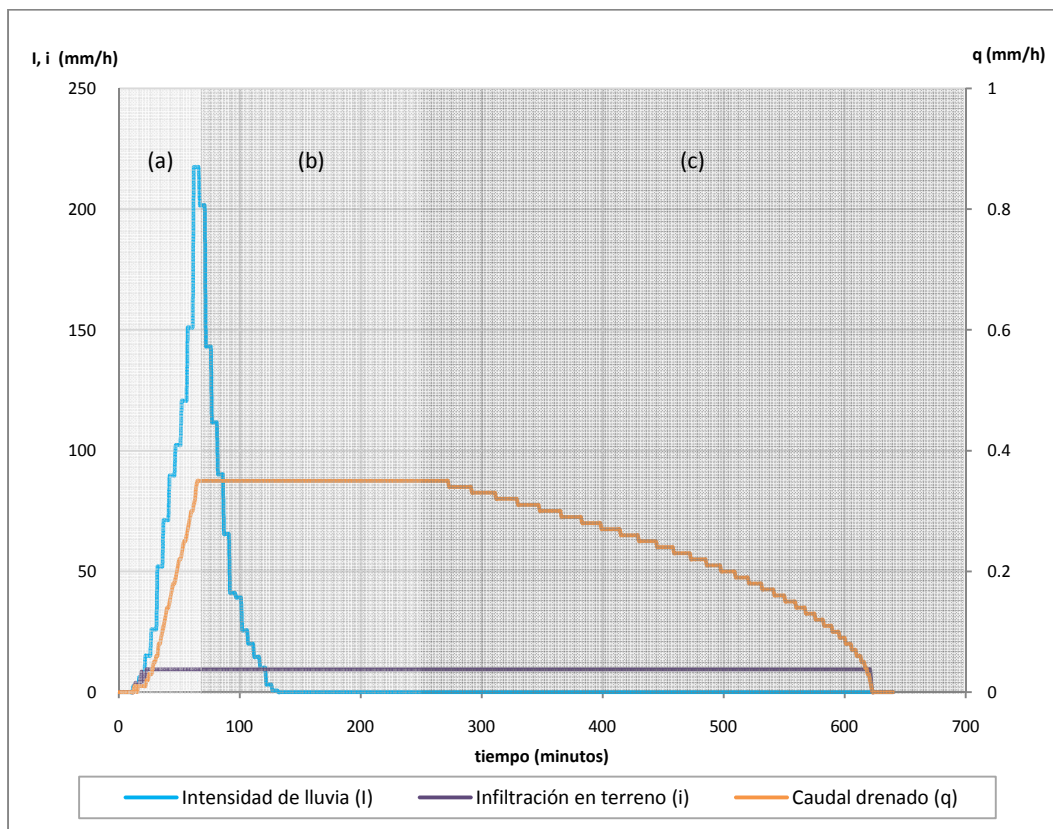


Figura III. 32. Respuesta de las variables "i" y "q" en un pavimento poroso frente a un evento de lluvia.

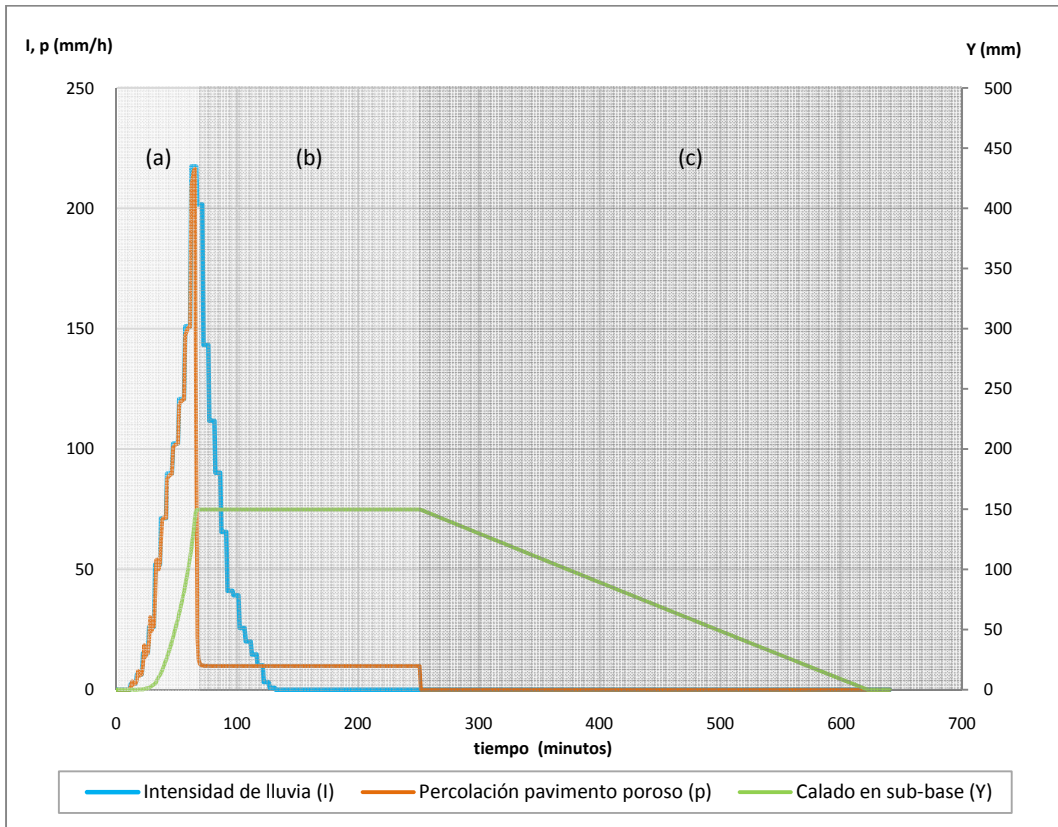


Figura III. 33. Respuesta de las variables "Y" y "p" en un pavimento poroso frente a un evento de lluvia.

III.4.6. Escenarios simulados

Tomando como referencia la infraestructura descrita anteriormente, se detallan los cuatro escenarios simulados en SWMM a partir de la serie de precipitaciones obtenida en el punto III.3. Estos escenarios se plantean en función de parámetros de diseño del pavimento permeable (caudal de drenaje interno, espesor de la capa de almacenamiento y conductividad hidráulica del terreno natural), y de parámetros de cuenca (cantidad de superficie drenante), con el objetivo de analizar su influencia en el funcionamiento del sistema.

- ◊ Escenario 1. Se pretende observar la influencia de la naturaleza del terreno natural y del caudal de drenaje interno sobre el funcionamiento de la infraestructura. Para ello, se ha considerado un caudal de drenaje “q” variable y el siguiente rango de permeabilidades “k” características de diferentes terrenos:
 - ◊ Arena limosa (caso de estudio, $k=2,64 \cdot 10^{-4}$ cm/s).
 - ◊ Arenas sucias ($k=10^{-5}$ cm/s).
 - ◊ Limos ($k=10^{-6}$ cm/s).
 - ◊ Arcillas limosas ($k=10^{-7}$ cm/s).
 - ◊ Arcillas impermeables ($k=0$ cm/s).

El espesor de la capa de almacenamiento “e” se mantiene fijo (250 mm) y el área de la cuenca drenante “A” coincide con la del propio aparcamiento.

- ◊ Escenario 2. Se pretende estudiar la influencia del espesor de la capa de almacenamiento (sub-base) y del caudal de drenaje interno sobre el funcionamiento de la infraestructura. Para ello, se ha considerado el siguiente rango de espesores: 150 mm; 200 mm; 250 mm; 300 mm; 350 mm. Además, el caudal de drenaje se considera variable, el terreno natural se asume totalmente impermeable ($k=0$ cm/s) y el área de la cuenca drenante coincide con el propio aparcamiento.

- ♦ Escenario 3. Se adoptan los parámetros originales del caso de estudio ($k=2,64 \cdot 10^{-4}$ cm/s; $e=250$ mm; $q=5$ l/s/ha), salvo que en este caso, la superficie que drena hacia el pavimento poroso (A) se ve incrementada en N veces la superficie original del aparcamiento. Con esto se pretende observar la influencia que tendrá el aumento de la superficie drenante en la respuesta del pavimento poroso, en caso de que éste tuviera aportes externos.
- ♦ Escenario 4. Se mantiene fijo el espesor de la sub-base, original del caso de estudio ($e=250$ mm), el terreno subyacente es totalmente impermeable ($k=0$ cm/s), y se consideran variables tanto el caudal de drenaje como la superficie drenante, con el fin de observar la influencia que tendrán estos dos parámetros en la respuesta del sistema.

Hay que destacar que en los escenarios 3 y 4, la cuenca drenante del aparcamiento ya no coincide con el propio aparcamiento, sino que tal y como se ha explicado, la superficie de la cuenca se incrementa en n veces la superficie original. En este caso, los parámetros adoptados en el modelo de simulación, correspondientes a la porción de la cuenca considerada como aparcamiento, son los expuestos en el punto III.4.4. Respecto al resto de cuenca adyacente al aparcamiento, se ha supuesto totalmente impermeable, con un coeficiente de rugosidad de Manning típico del asfalto ($n=0,016$), y un almacenamiento en depresión de 1 mm.

Por tanto, se plantean los escenarios 1 y 2 para el estudio de la influencia de los parámetros de diseño (k , e , q). En el escenario 3 se contempla la influencia del parámetro de cuenca (A), y en el escenario 4 los parámetros de diseño y de cuenca (q , A).

Con todo esto, en el siguiente capítulo se proponen finalmente los ábacos que asignan a los pares de diseño (q, k) , (q, e) y (q, A) las correspondientes eficiencias eventual (ρ_e) y volumétrica (ρ_v) de cara a la caracterización del funcionamiento del pavimento permeable desde el punto de vista hidráulico.

III.5. CONSIDERACIONES

El proceso de modelización implica adoptar una serie de parámetros con un claro sentido físico, al mismo tiempo que simplificar la realidad. Al asumir esta simplificación, se está asumiendo también que los parámetros manejados no son totalmente representativos de fenómenos concretos. Es una práctica habitual fijar los parámetros de un modelo a partir de valores tabulados que ofrecen los manuales de diseño, lo cual no representa la mejor forma de hacerlo.

Una manera que se presenta fiable para adoptar los parámetros de un modelo de simulación, es la calibración. Se trata de una herramienta válida para analizar el funcionamiento de una infraestructura (en este caso, un pavimento permeable), que consiste en contrastar los resultados obtenidos tras la primera simulación con datos reales. Para abordar la calibración del modelo es necesario disponer de los datos reales. Estos se consiguen mediante la instrumentación adecuada que permita aforar aquellos parámetros influyentes en la respuesta de la infraestructura frente a una determinada solicitud.

Un ejemplo de la instrumentación necesaria para medir la respuesta hidráulica de una red de drenaje, estaría compuesta por un pluviómetro para medir la precipitación caída en la cuenca, y un caudalímetro para registrar el hidrograma en un determinado punto de la red. De la comparación entre los hidrogramas simulado y registrado, se determinará si el modelo reproduce la realidad de un modo suficientemente fiel, y hasta qué punto algunos parámetros han sido sobreestimados o infraestimados (CEDEX, 2008).

No obstante, no siempre se dispone de tiempo suficiente ni de medios económicos para abordar un proceso de calibración. Este es el caso de la aplicación práctica que se ha llevado a cabo en este trabajo. Además, la simplificación del fenómeno de la evaporación, la consideración de un factor de seguridad frente a la colmatación constante y por el simple hecho de no calibrar el modelo matemático realizado, conviene ser lo suficientemente prudente en la interpretación de los resultados obtenidos que se presentan en el siguiente capítulo.

Pese a esto, el modelo representa una adecuada aproximación a la realidad, pues los parámetros más influyentes en el funcionamiento hidráulico de la infraestructura que se han adoptado en el modelo, están lo suficientemente estudiados y contrastados históricamente, o bien, se han obtenido físicamente in situ. Hay que destacar que coincidiendo con la finalización de este trabajo, se prevé llevar a cabo la monitorización de la infraestructura, así como la recogida de registros reales de parámetros de cantidad y de calidad de agua.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

IV.1. INTRODUCCIÓN

La producción de escorrentía en entornos urbanos se presenta como el principal problema desde el punto de vista de la cantidad de agua, puesto que es la principal responsable de generar inundaciones. Se dice que un pavimento permeable falla cuando su capacidad de almacenamiento se ve agotada y comienzan a producirse reboses en la propia superficie. Por tanto, un pavimento permeable que sufra un menor número de fallos, será más eficiente desde el punto de vista de la gestión de las escorrentías (pues es uno de los objetivos que persiguen los SUDS).

La estimación de cuán eficiente es una determinada estructura dichas escorrentías, puede suponer un primer acercamiento en el diseño de SUDS. Mediante la caracterización del régimen de eventos de precipitación y la simulación continua del modelo matemático, abordados en el capítulo anterior, se obtienen los patrones que describen el régimen de volúmenes escurridos en la cuenca y el régimen de eventos que producen escorrentía en el pavimento permeable. Para evaluar el rendimiento de la estructura, a partir de estos resultados se obtienen los índices de eficiencia eventual (ρ_e) y de eficiencia volumétrica (ρ_v) en función de los parámetros de diseño y de cuenca.

El índice de eficiencia eventual (ρ_e) evalúa la frecuencia con la que no se produce escorrentía superficial sobre el pavimento poroso, es decir, la frecuencia con la que infraestructura es capaz de gestionar completamente la lluvia caída. Por su parte, el índice de eficiencia volumétrica (ρ_v) establece el ratio de escorrentía gestionada por el pavimento respecto de la escorrentía producida por la lluvia caída. Los índices ρ_e y ρ_v se definen como:

$$\rho_E = 1 - \frac{N_E}{N} \qquad \rho_V = 1 - \frac{\sum_{i=1}^N E_i}{\sum_{i=1}^N P_i}$$

Siendo N_E el número de eventos que generan escorrentía superficial de los N eventos simulados en la serie (548 eventos), P_i el volumen de lluvia precipitado en el evento i y E_i la correspondiente escorrentía superficial producida sobre el pavimento poroso.

Los resultados obtenidos para cada indicador se concentran en sendos ábacos, permitiendo analizar conjuntamente la influencia de los parámetros de diseño y de cuenca sobre la eficiencia eventual y volumétrica.

IV.2. INFLUENCIA DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO

En el capítulo II se hacía hincapié en que uno de los pilares del diseño de cualquier pavimento permeable, se apoya sobre la premisa de que debe ser capaz de gestionar un determinado evento de precipitación. La gestión de dicho evento se puede realizar mediante su retención y evacuación hacia el terreno subyacente o al sistema de drenaje. Los parámetros de diseño que más condicionan la respuesta de la infraestructura, y que por tanto, se han tenido en cuenta en la estimación de los índices de eficiencia son:

- ♦ Capacidad de infiltración del terreno subyacente.
- ♦ Espesor de la sub-base.

IV.2.1. Influencia de la capacidad de infiltración del terreno

En las siguientes tablas se recogen los resultados obtenidos de la simulación del escenario 1, en el cual se consideraban unos valores de permeabilidad del terreno subyacente y de caudal drenado variables, y un espesor de sub-base fijo. Estas tablas presentan el número de eventos que produjeron escorrentía en la simulación matemática (Tabla IV.1) y los volúmenes escurridos por el pavimento permeable (Tabla IV.3), junto con los respectivos índices de eficiencia calculados (Tablas IV.2 y IV.4). Estos resultados de eficiencias eventual y volumétrica se sintetizan en la Figura IV.1, para ser comentados y analizados posteriormente.

Tabla IV. 1. Número de eventos que producen escorrentía, correspondientes al escenario 1.

q (l/s/ha)	NÚMERO DE EVENTOS QUE ESCURREN (N _E)				
	K=0 cm/s	K=1·10 ⁻⁷ cm/s	K=1·10 ⁻⁶ cm/s	K=1·10 ⁻⁵ cm/s	K=2,64·10 ⁻⁴ cm/s
0	533	489	80	1	0
0,025	380	319	42	1	0
0,05	258	215	24	1	0
0,075	162	133	18	1	0
0,1	123	100	17	1	0
0,25	14	14	6	1	0
0,5	1	1	1	1	0
1	1	1	1	1	0

Tabla IV. 2. Valores de eficiencia eventual correspondientes al escenario 1.

q (l/s/ha)	EFICIENCIA EVENTUAL				
	K=0 cm/s	K=1·10 ⁻⁷ cm/s	K=1·10 ⁻⁶ cm/s	K=1·10 ⁻⁵ cm/s	K=2,64·10 ⁻⁴ cm/s
0	0,027	0,108	0,854	0,998	1
0,025	0,307	0,418	0,923	0,998	1
0,05	0,529	0,608	0,956	0,998	1
0,075	0,704	0,757	0,967	0,998	1
0,1	0,776	0,818	0,969	0,998	1
0,25	0,974	0,974	0,989	0,998	1
0,5	0,998	0,998	0,998	0,998	1
1	0,998	0,998	0,998	0,998	1

Tabla IV. 3. Volúmenes escurridos correspondientes al escenario 1.

q (l/s/ha)	VOLUMEN ESCURRIDO (mm)				
	K=0 cm/s	K=1·10 ⁻⁷ cm/s	K=1·10 ⁻⁶ cm/s	K=1·10 ⁻⁵ cm/s	K=2,64·10 ⁻⁴ cm/s
0	7.230,15	6.575,16	1.503,19	206,78	0
0,025	5.558,58	4.942,88	933,35	205,46	0
0,05	4.244,44	3.670,24	664,71	204,95	0
0,075	2.864,49	2.401,74	540,44	204,33	0
0,1	2.300,91	1.910,55	473,88	203,71	0
0,25	423,88	406,44	254,69	199,97	0
0,5	220,46	220,65	217,79	194,79	0
1	207,93	207,84	205,7	182,74	0

Tabla IV. 4. . Valores de eficiencia volumétrica correspondientes al escenario 1.

q (l/s/ha)	EFICIENCIA VOLUMÉTRICA				
	K=0 cm/s	K=1·10 ⁻⁷ cm/s	K=1·10 ⁻⁶ cm/s	K=1·10 ⁻⁵ cm/s	K=2,64·10 ⁻⁴ cm/s
0	0,016	0,105	0,795	0,972	1
0,025	0,243	0,327	0,873	0,972	1
0,05	0,422	0,500	0,910	0,972	1
0,075	0,610	0,673	0,926	0,972	1
0,1	0,687	0,740	0,935	0,972	1
0,25	0,942	0,945	0,965	0,973	1
0,5	0,970	0,970	0,970	0,973	1
1	0,972	0,972	0,972	0,975	1

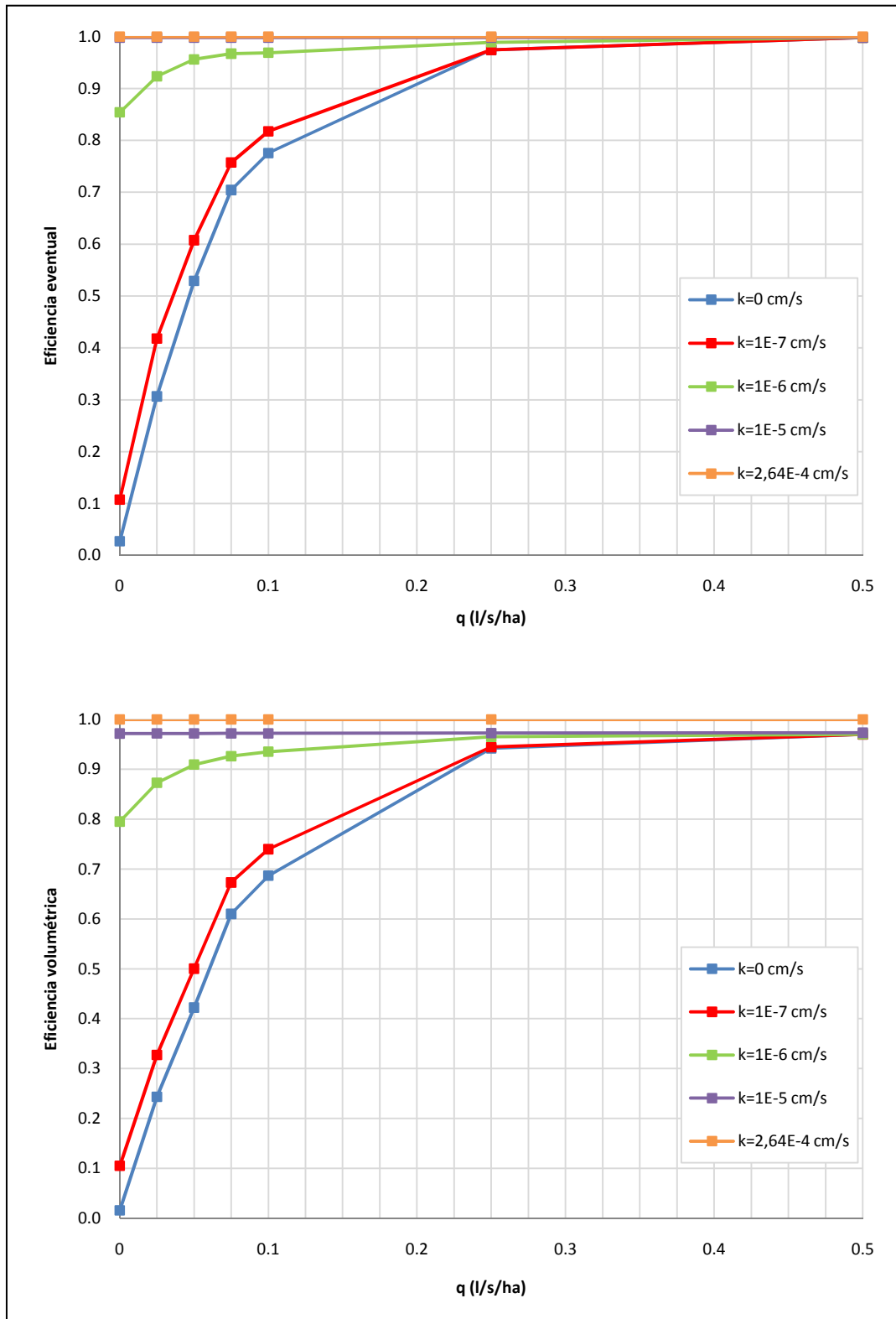


Figura IV. 1. Índices de eficiencia en función de la capacidad de infiltración del terreno, con espesor fijo de la sub-base (250 mm). Escenario 1.

Obviamente, los suelos más permeables permiten infiltrar mayor volumen de escorrentía. Como puede apreciarse en la Figura IV.1, las eficiencias obtenidas son prácticamente completas cuando el terreno al que infiltra la estructura se encuentra en el dominio de las arenas ($k > 10^{-4}$ cm/s), independientemente de la capacidad del dren inferior, que será por tanto innecesario.

Complementariamente, conforme el terreno pierde capacidad de infiltración, hasta el caso completamente impermeable, con capacidades del dren superiores a 0,1 l/s/ha se consiguen eficiencias altas, superiores al 70%.

Llama la atención que en el caso de suelo completamente impermeable ($k=0$ cm/s) y sin la presencia de drenaje adicional ($q=0$ l/s/ha), no todos los eventos producen escorrentía. De los 548 eventos considerados, concretamente escurren 533 eventos. Esto significa que existen 15 eventos cuyo volumen de lluvia es inferior al volumen de la infraestructura, y que por tanto, no generan escorrentía superficial.

IV.2.2. Influencia del espesor de la sub-base

Procediendo del mismo modo que en el punto anterior, se recogen los resultados obtenidos de la simulación del escenario 2

En las siguientes tablas se recogen los resultados obtenidos de la simulación del escenario 2, en el cual se consideraban unos espesores de sub-base y unos caudales drenados variables, y un terreno totalmente impermeable ($k=0$ cm/s). El número de eventos que produjeron escorrentía en la simulación matemática se recoge en la Tabla IV.5 y los volúmenes escurridos por el pavimento permeable en la Tabla IV.7. Mientras que los respectivos índices de eficiencia calculados se presentan en las Tablas IV.6 y IV.8.

Tabla IV. 5. Número de eventos que producen escorrentía, correspondientes al escenario 2.

q (l/s/ha)	NÚMERO DE EVENTOS QUE ESCURREN (N_E)				
	e=150 mm	e=200 mm	e=250 mm	e=300 mm	e=350 mm
0	537	535	533	530	528
0,025	423	404	380	370	349
0,05	322	287	258	232	218
0,075	226	189	162	140	119
0,1	185	151	123	102	78
0,25	30	22	14	7	2
0,5	19	12	1	1	1
1	6	2	1	1	1

Tabla IV. 6. Valores de eficiencia eventual correspondientes al escenario 2.

q (l/s/ha)	EFICIENCIA EVENTUAL				
	e=150 mm	e=200 mm	e=250 mm	e=300 mm	e=350 mm
0	0,020	0,024	0,027	0,033	0,036
0,025	0,228	0,263	0,307	0,325	0,363
0,05	0,412	0,476	0,529	0,577	0,602
0,075	0,588	0,655	0,704	0,745	0,783
0,1	0,662	0,724	0,776	0,814	0,858
0,25	0,945	0,960	0,974	0,987	0,996
0,5	0,965	0,978	0,998	0,998	0,998
1	0,989	0,996	0,998	0,998	0,998

Tabla IV. 7. Volúmenes escurridos correspondientes al escenario 2.

q (l/s/ha)	VOLUMEN ESCURRIDO (mm)				
	e=150 mm	e=200 mm	e=250 mm	e=300 mm	e=350 mm
0	7.268,98	7.249,94	7.230,15	7.210,77	7.191,12
0,025	5.960,70	5.746,35	5.558,58	5.386,16	5.225,93
0,05	4.918,75	4.561,03	4.244,44	3.964,03	3.703,87
0,075	3.777,70	3.281,60	2.864,49	2.502,78	2.178,73
0,1	3.277,88	2.741,77	2.300,91	1.929,37	1.616,26
0,25	960,73	667,55	423,88	270,20	205,76
0,5	580,72	343,29	220,46	199,47	178,78
1	305,18	233,10	207,93	185,79	164,20

Tabla IV. 8. Valores de eficiencia volumétrica correspondientes al escenario 2.

q (l/s/ha)	EFICIENCIA VOLUMÉTRICA				
	e=150 mm	e=200 mm	e=250 mm	e=300 mm	e=350 mm
0	0,010	0,013	0,016	0,018	0,021
0,025	0,189	0,218	0,243	0,267	0,289
0,05	0,330	0,379	0,422	0,460	0,496
0,075	0,486	0,553	0,610	0,659	0,703
0,1	0,554	0,627	0,687	0,737	0,780
0,25	0,869	0,909	0,942	0,963	0,972
0,5	0,921	0,953	0,970	0,973	0,976
1	0,958	0,968	0,972	0,975	0,978

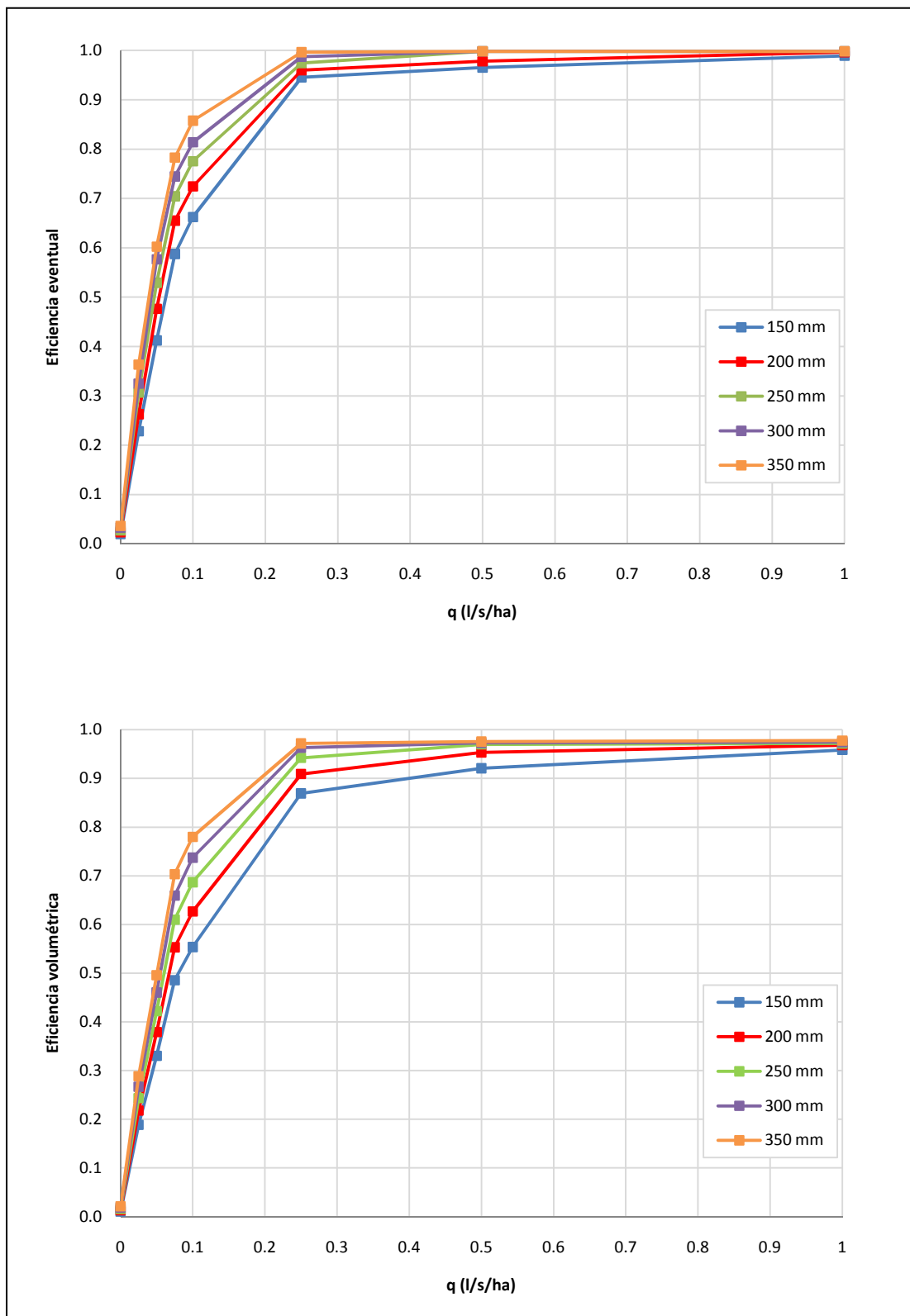


Figura IV. 2. Índices de eficiencia en función del espesor de la sub-base, con terreno impermeable. Escenario 2.

A la vista de la Figura IV.2, y como era de esperar, con mayores valores de espesor de la capa de gravas se consigue mayor eficiencia. No obstante, se observa que la influencia del espesor resulta ser menos decisiva en los valores finales de eficiencia. Es en el entorno de una capacidad del dren de 0,1 l/s/ha cuando el espesor resulta más influyente, pues es donde se obtienen las máximas diferencias de eficiencia entre los extremos de la curva. Estas diferencias se estiman como mucho, del orden de $\pm 25\%$.

Del mismo modo que ocurre en el escenario 1, de nuevo llama la atención que para el caso de suelo completamente impermeable ($k=0$ cm/s), y sin la presencia de drenaje adicional ($q=0$ l/s/ha), no todos los eventos producen escorrentía (Tabla IV.5.). Esto se debe a la existencia de un cierto número de eventos cuyo volumen de lluvia precipitado no agota la capacidad de almacenamiento de la infraestructura.

IV.3. INFLUENCIA DE LOS PARÁMETROS DE CUENCA

La cuenca es el ámbito donde se produce la escorrentía, y son muchos los factores que existen y que afectan directamente a la producción de este flujo. Particularmente, el área drenante se presenta como uno de los parámetros más influyentes en la producción de escorrentía. Por este motivo se decide estudiar la respuesta del pavimento permeable cuando se ve incrementada su cuenca drenante.

IV.3.1. Influencia del área de la cuenca

Para este caso se han considerado los escenarios 3 y 4. El primero adopta los parámetros originales del caso de estudio y un aumento hipotético de la superficie drenante en n veces la superficie original del aparcamiento. El segundo mantiene el parámetro original de “espesor de sub-base”, pero con un terreno subyacente totalmente impermeable, y considera variables tanto el “caudal de drenaje” como el “área drenante”. En las Tablas IV.9 y IV.10 se recogen los resultados obtenidos de la simulación del escenario 3.

Estas tablas presentan el número de eventos que produjeron escorrentía en la simulación matemática (Tabla IV.9) y los volúmenes escurridos por el pavimento permeable (Tabla IV.10), junto con los respectivos índices de eficiencia calculados. Los resultados de eficiencias eventual y volumétrica se sintetizan en la Figura IV.3.

Tabla IV. 9. Número de eventos que producen escorrentía y valores de eficiencia eventual. Escenario 3.

n	Nº EVENTOS QUE ESCURREN (N _E)	EFICIENCIA EVENTUAL
1x	1	0,998
2x	5	0,991
3x	10	0,982
4x	14	0,974
5x	36	0,934
10x	100	0,818
15x	161	0,706
20x	201	0,633
30x	258	0,529
40x	299	0,454
50x	330	0,398
60x	358	0,347
70x	383	0,301
80x	407	0,257
90x	426	0,223
100x	449	0,181

Tabla IV. 10. Volúmenes escurridos y valores de eficiencia volumétrica. Escenario 3.

n	VOLUMEN DE LLUVIA PRECIPITADO (mm)	ESCORRENTÍA SUPERFICIAL (mm)	EFICIENCIA VOLUMÉTRICA
1x	14.701,66	40,69	0,997
2x	22.053,68	319,19	0,986
3x	29.405,50	945,47	0,968
4x	36.757,27	1.874,33	0,949
5x	44.109,01	3.216,59	0,927
10x	80.867,60	16.051,44	0,802
15x	117.626,13	35.512,19	0,698
20x	154.384,65	58.988,08	0,618
30x	227.901,66	112.996,61	0,504
40x	301.418,67	172.213,47	0,429
50x	374.935,68	234.643,10	0,374
60x	448.451,26	299.175,76	0,333
70x	521.969,69	365.017,98	0,301
80x	595.486,69	431.811,30	0,275
90x	669.003,69	499.462,72	0,253
100x	742.520,69	567.879,24	0,235

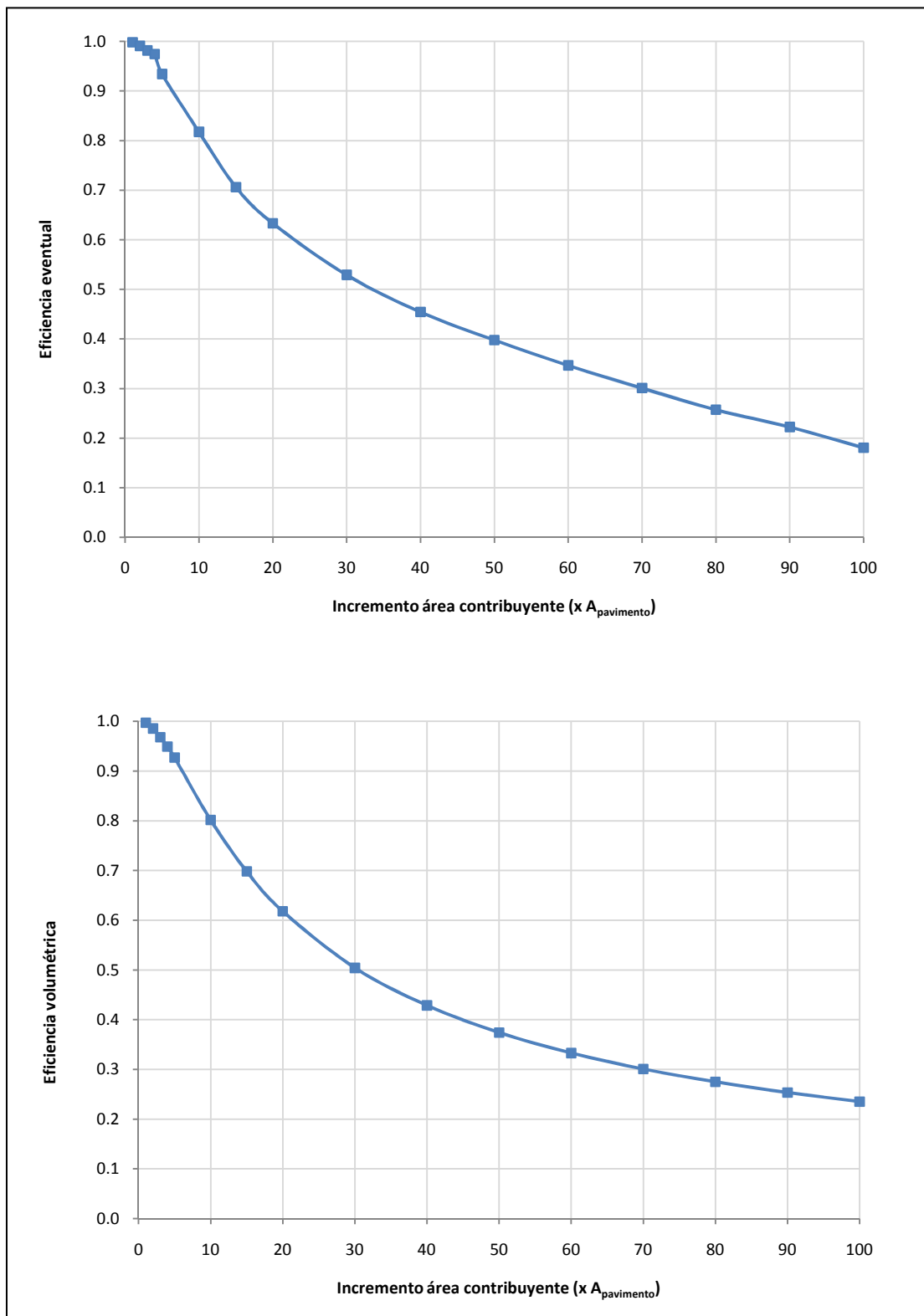


Figura IV. 3. Índices de eficiencia para el caso de estudio en función del incremento del área contribuyente neta. Escenario 3.

Como se aprecia en la Figura IV.3, se muestra un descenso de las eficiencias relativamente suave. Esto significa que la propia infraestructura posee un comportamiento lo suficientemente elástico, a la hora de recibir aportes de escorrentía adicionales a los generados en su misma área. Hasta valores de área del orden de 20 veces el área del pavimento, se obtienen unos rendimientos muy buenos. En concreto resultan eficiencias desde prácticamente el 100% para incrementos de área entre 1 y 4 veces el área del pavimento, hasta valores del 60% para el caso de áreas de hasta 20 veces el área del pavimento.

Por último, se muestran los resultados obtenidos de la simulación del escenario 4, en el cual se mantienen constantes el espesor de la sub-base y la permeabilidad del terreno natural, y varían el caudal de drenaje y la superficie drenante. Las tablas siguientes presentan el número de eventos que produjeron escorrentía en la simulación matemática (Tabla IV.11) y los volúmenes escurridos por el pavimento permeable (Tabla IV.13), junto con los respectivos índices de eficiencia calculados (Tablas IV.12 y IV.14). Estos resultados de eficiencias eventual y volumétrica se sintetizan en la Figura IV.4.

Tabla IV. 11. Número de eventos que producen escorrentía, correspondientes al escenario 4.

n	NÚMERO DE EVENTOS QUE ESCURREN (N_E)			
	q= 0,1 l/s/ha	q= 0,5 l/s/ha	q= 1 l/s/ha	q= 5 l/s/ha
0	123	1	1	1
1	253	41	23	6
5	454	215	155	83
15	526	401	318	232
30	539	483	424	317
50	541	524	492	398
70	543	531	522	463

Tabla IV. 12. Valores de eficiencia eventual correspondientes al escenario 4.

n	EFICENCIA EVENTUAL			
	q= 0,1 l/s/ha	q= 1 l/s/ha	q= 3 l/s/ha	q= 5 l/s/ha
0	0,776	0,998	0,998	0,998
1	0,538	0,925	0,958	0,989
5	0,172	0,608	0,717	0,849
15	0,040	0,268	0,420	0,577
30	0,016	0,119	0,226	0,422
50	0,013	0,044	0,102	0,274
70	0,009	0,031	0,047	0,155

Tabla IV. 13. Volúmenes escurridos correspondientes al escenario 4.

n	VOLUMEN ESCURRIDO (mm)			
	q= 0,1 l/s/ha	q= 1 l/s/ha	q= 3 l/s/ha	q= 5 l/s/ha
0	2.300,91	220,46	207,93	117,26
1	8.555,55	2.293,19	1.330,60	560,38
5	37.738,31	23.785,38	18.387,58	9.960,63
15	111.173,41	93.763,77	83.093,65	62.187,50
30	221.429,20	202.773,45	189.713,53	158.919,30
50	368.456,21	349.314,13	335.014,19	296.850,09
70	515.495,15	496.162,77	481.518,24	439.376,56

Tabla IV. 14. Valores de eficiencia volumétrica correspondientes al escenario 4.

n	EFICENCIA VOLUMÉTRICA			
	q= 0,1 l/s/ha	q= 1 l/s/ha	q= 3 l/s/ha	q= 5 l/s/ha
0	0.687	0.970	0.972	0.992
1	0.418	0.844	0.909	0.962
5	0.144	0.461	0.583	0.774
15	0.055	0.203	0.294	0.471
30	0.028	0.110	0.168	0.303
50	0.017	0.068	0.106	0.208
70	0.012	0.049	0.077	0.158

Es obvio que con mayores caudales de drenaje, el sistema se muestra más eficiente a la hora de gestionar la escorrentía. En general, los mayores valores de eficiencia se alcanzan para incrementos de área contribuyente comprendidas entre 0 y 10 veces la superficie original. Las curvas que se han obtenido para cada uno de los caudales de drenaje considerados, se caracterizan por tener un comportamiento inicial de fuerte decrecimiento, seguido de un tramo de suave descenso, hasta alcanzar eficiencias prácticamente nulas. En la Figura IV.4, se observa que a medida que disminuye el caudal de drenaje, la eficiencia decrece más rápidamente.

En este caso, el caudal de drenaje tiene una gran influencia en la respuesta del sistema. No obstante, éste se muestra más influyente en la eficiencia del sistema cuando toma valores por debajo de 0,1 l/s/ha, pues para un mismo incremento del caudal de drenaje, las variaciones en la eficiencia resultan mayores respecto de las que se producen cuando el propio caudal de drenaje se encuentra por encima de 0,1 l/s/ha. Visto esto con un ejemplo, si consideramos un $\Delta q = 0,5$ l/s/ha, las variaciones que se producen en la eficiencia cuando el caudal de drenaje es inferior a 0,1 l/s/ha, son aproximadamente del orden de cinco veces mayores respecto de las variaciones que se producen cuando el caudal de drenaje es superior a 0,1 l/s/ha.

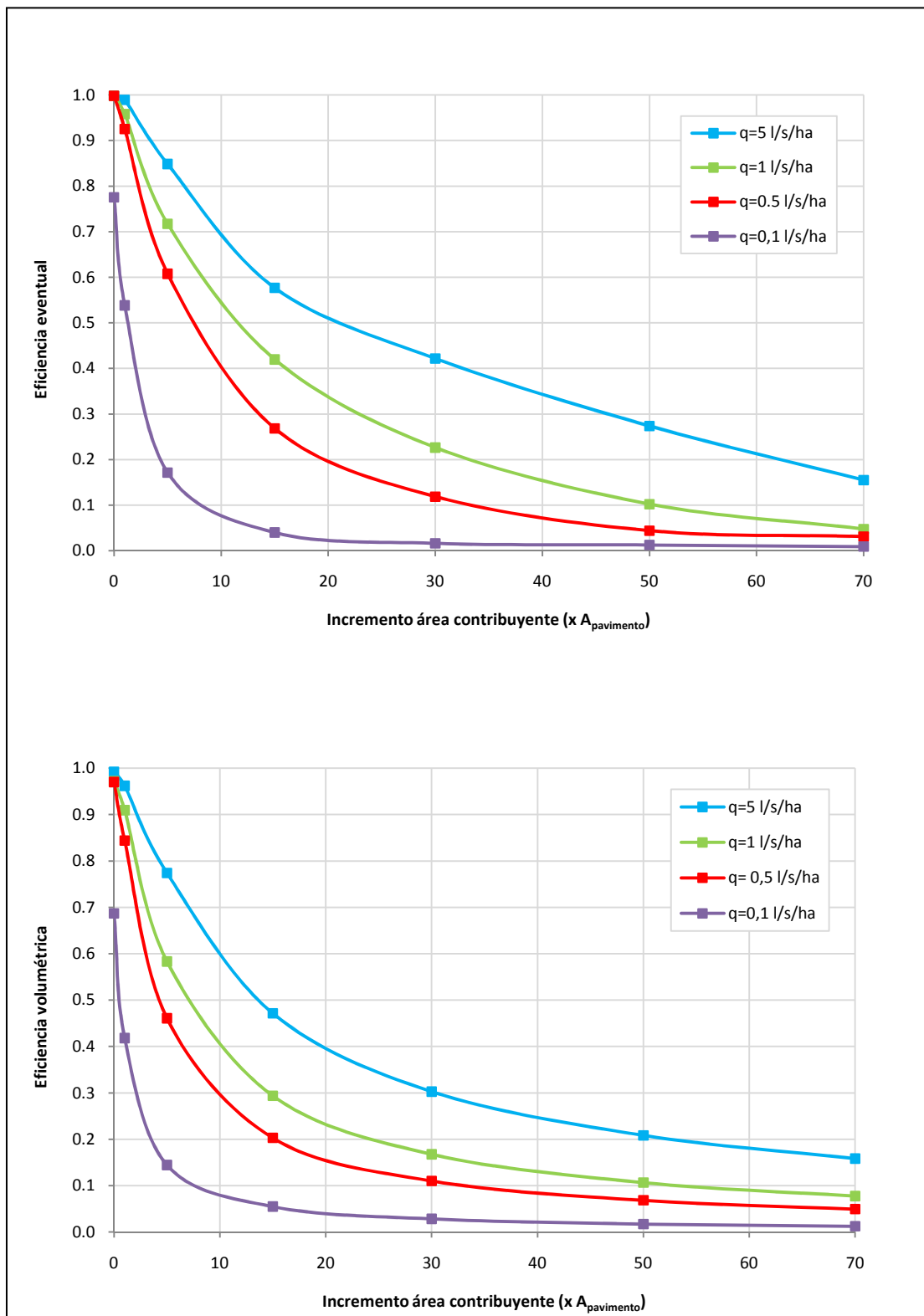


Figura IV. 4. Índices de eficiencia para el caso de estudio en función del incremento del área contribuyente neta y del caudal de drenaje. Escenario 4.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES

V.1. CONCLUSIONES

Los sistemas de saneamiento y drenaje urbano han sufrido una importante evolución a lo largo de la historia, motivada fundamentalmente por los problemas de diferente índole que iban surgiendo. No obstante, todavía a fecha de hoy, los sistemas de saneamiento convencionales muestran ciertas carencias que se manifiestan en forma de inundaciones, afecciones desfavorables en los medios receptores y malos olores entre otros. El rápido crecimiento de las ciudades y su impermeabilización, provocan con suma facilidad la saturación de los viejos e infradimensionados sistemas de drenaje en periodos de lluvia.

Con el fin de mitigar las lagunas que presentan estos sistemas, surge un nuevo concepto de drenaje urbano, el cual se apoya en la sostenibilidad. Se trata concretamente de los SUDS "*sistemas urbanos de drenaje sostenible*" o BMP "*best management practices*". Esta nueva forma de entender el drenaje urbano adopta los criterios combinados de cantidad y calidad, maximizando la integración paisajística y los valores ambientales y sociales de las actuaciones. Los SUDS conforman un grupo de técnicas estructurales y no estructurales, que copian el comportamiento de la naturaleza, buscando adelantarse a la aparición de los problemas, mitigándolos desde su origen mediante procesos de infiltración, reutilización y regulación en las partes altas de la red. Una de las técnicas que componen el amplio abanico de SUDS, objeto del estudio de este trabajo, son los pavimentos permeables.

La revisión del estado del arte realizada como punto de partida del Trabajo Final de Máster, ha permitido estudiar detalladamente los pavimentos permeables desde los puntos de vista de su conceptualización, y del dimensionamiento hidrológico e hidráulico fundamentalmente, y estructural para el control de la cantidad de las escorrentías urbanas.

Los pavimentos permeables se componen de varias capas (superficie permeable, base, sub-base y geotextil) que permiten el paso del agua a su través, desde la superficie hasta el terreno natural, y además, ofrecen la capacidad portante necesaria para resistir ciertas cargas de tráfico. Éstos se clasifican atendiendo al tipo de pavimento propiamente dicho en: discontinuos o continuos; o según el destino de las aguas infiltradas: infiltración al terreno, almacenamiento o drenaje diferido.

Las ventajas de esta técnica de drenaje urbano sostenible se resumen en: una excelente estética, su puesta en obra es rápida, sencilla y un bajo coste de ejecución por metro cuadrado. Los principales inconvenientes de los pavimentos permeables son dos: la colmatación y la degradación de los materiales, poniendo en peligro su funcionalidad y amenazando su durabilidad.

Respecto a los criterios de diseño, éstos deben basarse en la premisa de que un pavimento permeable debe ser capaz de gestionar un determinado evento de precipitación, al mismo tiempo que debe aportar una función estructural. Desde el punto de vista del diseño hidrológico e hidráulico, deben tenerse en cuenta cuatro aspectos: las características de percolación de la capa de pavimento, el volumen de almacenamiento proporcionado por los poros de la sub-base, la capacidad del drenaje longitudinal adicional en caso de ser necesario y la respuesta del pavimento ante eventos extremos de precipitación.

La capacidad de percolación de la propia capa del pavimento debe ser significativamente mayor que la máxima intensidad de la lluvia de cálculo y se tendrá en cuenta el fenómeno de la colmatación, el cual actúa como un limitante de la percolación.

La capacidad de almacenamiento en el propio pavimento depende directamente de las características del régimen de precipitación, de la capacidad de infiltración al terreno subyacente, de la capacidad del drenaje complementario (si existe) y del área drenada al propio pavimento. Además, está directamente relacionada con el espesor de cada una de las capas del pavimento y sus respectivos índices de huecos.

La mayoría de normativas recomiendan su diseño según criterios de calidad del agua, y los métodos empleados para estimar el volumen a almacenar, se basan en capturar un determinado porcentaje de eventos de la serie de precipitaciones del año medio. A partir del volumen obtenido y aplicando un balance de volúmenes, se obtiene el espesor de la capa de almacenamiento.

En casos donde la capacidad de infiltración al suelo se encuentra limitada, bien por la propia naturaleza del suelo, por su compactación, o bien por su impermeabilización intencionada, se recomienda la utilización de drenes longitudinales con el fin de suplementar la propia capacidad de infiltración del suelo, regulando los caudales de salida del sistema. El diseño se realiza de manera que sea capaz de evacuar la escorrentía del interior de la sub-base y su capacidad de desagüe debe ser mayor que la máxima capacidad de infiltración en el sistema.

Actualmente no existen directrices estandarizadas en cuanto a la capacidad con que deben diseñarse los drenes de salida, pese a ello, un rango típico considerado en el diseño varía entre 1 l/s/ha y 5 l/s/ha.

En el diseño de los pavimentos permeables debe considerarse y comprobarse para qué eventos extremos se agota la capacidad de almacenamiento, de manera que permita conocer cuándo da comienzo la escorrentía superficial y en qué magnitud, para evitar que este flujo se convierta en un hándicap en el funcionamiento del sistema y poder así gestionar dichos eventos.

Desde el punto de vista del diseño estructural, el parámetro principal a definir por el proyectista es el espesor mínimo de la estructura. En este caso, las normativas y manuales de diseño ofrecen rangos de espesores fundamentados en el criterio de proporcionar la capacidad portante adecuada a la categoría de tráfico a soportar por el pavimento, sin que éste sufra grandes deformaciones. En cuanto a la superficie permeable, su espesor debe determinarse de acuerdo a la resistencia que deba soportar durante su uso, y de la tipología de superficie.

Normalmente, los espesores considerados y los materiales a emplear son muy variables, por lo es recomendable la participación de los propios fabricantes en el proceso de diseño.

Las recomendaciones en el diseño hidrológico e hidráulico analizadas en la revisión del estado del arte, se asientan sobre los resultados obtenidos de estudios realizados en las propias zonas de aplicación de los pavimentos permeables. Debido a la inexistencia de criterios de diseño hidráulico e hidrológico en España, y concretamente aplicados en climas mediterráneos, se han propuesto unos ábacos de sencilla interpretación en función de parámetros básicos de diseño, y basados en el rendimiento o eficiencia de un pavimento permeable a la hora de gestionar las escorrentías urbanas. Estos ábacos se presentan como una herramienta de fácil manejo, ofreciendo los criterios suficientes para decidir los parámetros óptimos de diseño hidráulico e hidrológico de un pavimento permeable.

Para ello, se ha desarrollado una aplicación práctica, en la que se ha analizado la respuesta hidráulica de un pavimento permeable construido en la población de Benaguacil (Valencia). En términos generales, la infraestructura está compuesta por una superficie de hormigón poroso de 12 cm de espesor y una sub-base granular de espesor 25 cm.

Además, como el terreno sobre el que se asienta la infraestructura es poco permeable (arenas limosas conocidas localmente como *tap*), se completa la sección con un dren inferior para permitir la evacuación final del agua no infiltrada en el terreno natural. Gracias a los datos, tanto geométricos como hidráulicos, facilitados por el proyecto AQUAVAL, se ha construido un modelo matemático mediante el software SWMM 5.0 de la EPA (*Environmental Protection Agency*). Parámetros de diseño como el espesor de la sub-base (e), el caudal de drenaje interno (q), la conductividad hidráulica del terreno natural (k), y de cuenca, como la superficie drenante (A), influyen directamente en el comportamiento hidráulico del pavimento permeable. El análisis de la respuesta, toma como punto de partida la consideración de cuatro escenarios en función de los parámetros de diseño anteriores. Los escenarios 1 y 2 se plantean para el estudio de la influencia de los parámetros de diseño (k , e , q), el escenario 3 para la influencia del parámetro de cuenca (A), y en el escenario 4 para la influencia de los parámetros de diseño y de cuenca (q , A).

El dimensionamiento hidráulico de los pavimentos permeables debe tener como punto de partida, la determinación del régimen pluviométrico de la zona de aplicación de los mismos. Por ello, se ha realizado una caracterización completa del proceso temporal de precipitación, con el objetivo de identificar y caracterizar los eventos de precipitación estadísticamente independientes que constituyen el input de la simulación matemática. La metodología empleada en este trabajo, es la utilizada por Andrés-Doménech *et al.*, (2010) en varias localizaciones españolas. La sistemática está basada en la identificación de la separación mínima, o separación crítica, entre dos pulsos de lluvia estadísticamente independientes, propuesta por Restrepo-Posada en 1982, pero añadiendo otros criterios de identificación basados en el análisis de bondad de los ajustes exponenciales, obtenidos mediante los criterios de Kolmogorov-Smirnov, Nash-Suttcliffe y la evolución del momento de primer orden con la separación crítica. De este modo, aplicando del procedimiento a la serie 1990-2009 de Villamarchante, se demuestra una separación crítica de evento de 26 horas. Con este criterio, la serie contiene un total de 752 eventos independientes. Muchos de estos corresponden a eventos de pequeña importancia, debidos a la propia sensibilidad del pluviómetro, y porque se encuentran por debajo de un umbral de escorrentía práctico a la hora de generar escorrentía.

Por ello, se ha generado una nueva serie a partir de la original, eliminado todos aquellos eventos con un volumen bruto de lluvia inferior a 1 mm. De este modo, la serie se reduce a un total de 548 eventos. Esta nueva serie generada, constituye el input meteorológico de la simulación matemática.

Mediante la simulación continua de los cuatro escenarios planteados, se obtienen los resultados. A partir de éstos, se han estimado las eficiencias volumétrica y eventual del pavimento permeable, que junto con las variables *espesor de la sub-base*, *caudal de drenaje interno*, *conductividad hidráulica del terreno natural* y *superficie drenante*, conforman los ábacos objeto del Trabajo Final de Máster. Del análisis de los resultados, se concluye que:

◊ **Respecto de la conductividad hidráulica del terreno natural**

- ◊ En el caso de suelos poco permeables como arenas limosas ($k= 10^{-4}$ cm/s) o arenas sucias ($k= 10^{-5}$ cm/s), y en suelos moderadamente permeables y muy permeables, como arenas y gravas ($k>10^{-4}$ cm/s), se obtienen eficiencias del 100%, incluso sin la existencia de drenaje interno.
- ◊ En suelos muy poco permeables, formados principalmente por limos ($k\approx 10^{-6}$ cm/s), las eficiencias resultan muy altas. Estas oscilan entre el 80% cuando no se considera drenaje interno, y el 100% cuando el drenaje interno se diseña para evacuar caudales superiores a 0,5 l/s/ha.
- ◊ Tanto en suelos impermeables como las arcillas ($k<10^{-7}$ cm/s), como en suelos completamente impermeables ($k=0$ cm/s), se obtienen rendimientos mayores del 70% para capacidades del dren superiores a 0,1 l/s/ha y del 100% a partir de los 0,5 l/s/ha.
- ◊ La permeabilidad del terreno se muestra muy influyente en la eficiencia del sistema para capacidades del dren inferiores a 0,25 l/s/ha. Es en esta zona donde se producen las mayores diferencias entre valores de eficiencia.

Desde el punto de vista del ingeniero, debe realizarse un buen estudio de las propiedades hidráulicas del suelo, ya que determinará la decisión de considerar un drenaje adicional. En las situaciones más desfavorables (suelos impermeables), será necesario considerar un drenaje adicional para conseguir eficiencias superiores al 80%. En este caso, la capacidad del drenaje será superior a 0,1 l/s/ha. Técnicamente a partir de este valor, ligeros incrementos de la capacidad de drenaje del dren, mejoran la eficiencia completamente. De este modo, se consigue un funcionamiento más óptimo del sistema modificando ligeramente el diseño del dren.

◊ **Respecto del espesor de la sub-base**

- ◊ En el caso de no considerar drenaje adicional, el pavimento permeable resulta ineficiente independientemente del espesor de la sub-base.
- ◊ Para capacidades del dren del entorno de 0,1 l/s/ha se consiguen rendimientos aceptables (60% - 70%) con espesores comprendidos entre 150 mm y 250 mm, y buenos rendimientos (\approx 80%) con espesores entre 300 mm y 350 mm.
- ◊ Es en el entorno de una capacidad del dren igual a 0,1 l/s/ha cuando el espesor se muestra más influyente en la respuesta del pavimento permeable, pues es la zona de la gráfica donde se producen las mayores diferencias en los rendimientos (del orden de \pm 25%).
- ◊ Es necesario considerar una capacidad del dren superior a 1 l/s/ha para conseguir eficiencias completas.

En general, un pavimento permeable que contemple un drenaje adicional con una capacidad de desagüe superior a 0,1 l/s/ha, se comportará eficientemente independientemente del espesor de la sub-base. En este caso, la elección de dicho espesor recaerá con mayor peso atendiendo a criterios estructurales.

◊ **Respecto del área de la cuenca**

- ◊ El funcionamiento del pavimento permeable resulta muy sensible al incremento de la superficie drenante, cuando ésta adopta valores entre los 5 y 20 veces el tamaño del propio pavimento.
- ◊ Para tamaños de cuenca de hasta 10 veces el tamaño del propio pavimento, se obtienen eficiencias superiores al 80%, mientras que para incrementos del orden de 20 veces, todavía se adoptan eficiencias del 60%.
- ◊ Es a partir de incrementos superiores a 20 veces el tamaño del propio pavimento, cuando la infraestructura absorbe las escorrentías con cierto comportamiento elástico.

En el caso estudiado, una cuenca de extensión 20 veces el tamaño del pavimento, supone un total de 1,7 hectáreas. Este valor es característico de cuencas urbanas.

De modo que el hecho de obtener eficiencias del 60% para cuencas del tamaño citado, explica la validez de los pavimentos permeables para gestionar las escorrentías producidas en la mayoría de cuencas urbanas.

◊ **Respecto de la superficie de la cuenca y del caudal de drenaje**

- ◊ La capacidad del dren influye significativamente en la eficiencia del pavimento permeable.
- ◊ Las máximas diferencias entre valores de eficiencia se dan para incrementos de superficie inferiores a 10 veces el tamaño del propio pavimento.
- ◊ A partir de incrementos de superficie superiores a 10 veces el tamaño del propio pavimento, la infraestructura no gestiona adecuadamente las escorrentías y tiende hacia eficiencias prácticamente nulas.

Por tanto, cuando el terreno sobre el que se asienta la infraestructura es completamente impermeable, y el objetivo es gestionar las escorrentías procedentes de áreas adyacentes, es necesario considerar un drenaje adicional. En este caso, se recomienda el uso de pavimentos permeables para cuencas de hasta 1 hectárea. Particularmente, en cuencas del tamaño entre 0,4 ha y 1 ha, es recomendable considerar caudales de drenaje superiores a 1 l/s/ha. Mientras que en pequeñas cuencas (de tamaño inferior a 0,4 ha), se aconseja un ratio de caudales de drenaje comprendido entre 0,1 l/s/ha y 1 l/s/ha.

Finalmente para concluir este trabajo, el análisis del funcionamiento hidráulico realizado sobre el pavimento permeable ejecutado en Benaguacil, pone de manifiesto que aún en climas mediterráneos, con características propias como la torrencialidad, este tipo de estructuras proporcionan resultados favorables para la gestión de la escorrentía en el origen del sistema.

Además, tal y como lo demuestran los resultados obtenidos, aún en situaciones desfavorables como la existencia de terrenos prácticamente impermeables, es técnicamente viable y sencillo obtener el control de más del 90% de los eventos y de los volúmenes de escorrentía generados.

No obstante, el diseño de un pavimento permeable debe apoyarse en estudios previos, como estudios hidrológicos, hidráulicos y geotécnicos, que permitan definir correctamente las condiciones de contorno del problema al que se enfrenta el proyectista. Además, el diseño debe buscar un equilibrio entre criterios de diseño y criterios económicos, de manera que se conforme finalmente la mejor solución técnicamente viable.

V.2. LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN

De entre las posibles líneas de investigación que puedan surgir a partir del trabajo desarrollado en el presente Trabajo Final de Máster, se citan a continuación aquellas que se consideran más interesantes:

- ♦ Estudiar el funcionamiento hidráulico de un pavimento permeable utilizando un modelo de simulación, partiendo con los datos de caudales que se prevén registrar y monitorizar en la misma infraestructura, para su calibración y posterior validación.
- ♦ Estudiar la sensibilidad de fenómenos meteorológicos como la evaporación o la precipitación en forma de nieve, en la respuesta hidráulica de un pavimento permeable.
- ♦ Adecuar las reglas de diseño hidrológico e hidráulico de pavimentos permeables para su aplicación en el territorio español, adaptándolas a condiciones pluviométricas locales.
- ♦ Desde el punto de vista de la calidad del agua, estudiar los rendimientos que ofrece un pavimento permeable a la hora de eliminar la contaminación movilizada en cuencas urbanas por eventos pluviométricos torrenciales.
- ♦ Establecer criterios basados en diferentes características morfológicas de la cuenca drenante, como la pendiente, la forma, la longitud, el perímetro y el ancho.
- ♦ Obtener para las diferentes técnicas de SUDS (depósitos, cunetas, elementos de biorretención, zanjas filtrantes,...) ábacos de sencilla interpretación en función de parámetros básicos de diseño y basados en el rendimiento, aplicando la metodología empleada en este trabajo.

REFERENCIAS

- A.R.C. (2001). *Georgia Stormwater Management Manual*. Volume 1: Stormwater Policy Guidebook. First Edition: State of Georgia. Atlanta Regional Commission, Atlanta.
- Aguado, A., Josa, A., & Pindado, M. (1995). *Nuevas tendencias en los hormigones porosos*. VII Jornada del Hormigón. Barcelona.
- Andrés-Doménech. (2010). *Evaluación probabilística de indicadores de eficiencia para el dimensionamiento volumétrico de tanques de tormenta para el control de la contaminación de escorrentías urbanas*. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Valencia.
- Andrés-Doménech, I., Montanari, A., & Marco, J. (2010). *Stochastic rainfall analysis for storm tank performance evaluation*. *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 14, 1221-1232, doi:10.5194/hess-14-1221-2010.
- Barro, J. y. (2004). *Problemática y técnicas de gestión de la contaminación de la escorrentía urbana en sistemas de saneamiento separativos y unitarios*. XXII Curso sobre tratamiento de aguas residuales y explotación de estaciones depuradoras. Tomo II, CEDEX, Ministerio de Fomento y Ministerio de Medio Ambiente.
- Bonifacio Fernández, L., José Pedro Montt, M., & Pedro Rivera, I. *Nuevos Enfoques para el Drenaje Urbano de Aguas Lluvias*. Centro de Aguas Urbanas. Departamento de Ingeniería Hidráulica y Ambiental. Pontificia Universidad Católica de Chile.
- Bonta, J. V., & Rao, R. (1988). *Factors affecting the identification of independent store events*. *Journal of Hydrology*, Elsevier, 98 (3-4), 275-293.
- Castro Fresno, D.; Rodríguez Bayón, J.; Rodríguez Hernández, J.; Ballester Muñoz, F. (2005). *Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS)*. Interciencia. pp 255-260.
- CEDEX. (2008). *Gestión de las aguas pluviales. Implicaciones en el diseño de los sistemas de saneamiento y drenaje urbano*. Centro de Publicaciones de la Secretaría General Técnica del Ministerio de Fomento. CEDEX, Centro de Estudios Hidrográficos. ISBN 978-84-7790-475-5.

-
- CIRIA. (1999). *Sustainable Urban Drainage Systems. Design manual for Scotland and Northern Ireland*. Construction Industry Research and Information Association, Report C251. Londres. 126 págs.
- Day, G., Smith, D., & Bowers, J. *Runoff and Pollution Abatement Characteristics of Concrete Grid Pavements*. Bulletin 135, Virginia polytechnic Institute and State University, Virginia 24060, USA.
- De Solminihaç, H., & Castro, J. (2002). *Pavimentos porosos de hormigón: una opción para mitigar los efectos de las aguas lluvias*. Revista BIT. Junio 2002.
- Debo, T., & Reese, A. (1995). *Municipal stormwater management*. Lewis Publishers, 1141 Pgs.
- Environmental Alliance. (2001). *Sustainable urban drainage systems: an introduction*. UK: Scottish Environment Agency (SEPA), Environment Agency, Environmental and Heritage Service.
- Evans, M. (1989). *Tesis Doctoral. Concrete Block Paving and its Effectiveness as a Pavement around*. Department of Landscape Architecture, Cornell University.
- Ferguson, B. (2005). *Porous Pavements*. Boca Raton, Fla. CRC Press.
- García Gil, F. J. (2007). *Prontuario de protección del medio ambiente estatal, autonómico y municipal. 2ª Edición*. Pamplona: DAPP Plublicaciones Jurídicas S.L. ISBN: 978-84-96164-50-5.
- GCPSP. (2005). *Gold Coast Planning Scheme Policies*. Policy 11: Land Development Guidelines. Section 13 Water Sensitive Urban Design (WSUD) Guidelines. 13.11 Porous and Permeable Paving. Australia.
- Gordillo, J. (2001). *Panorámica general de las mezclas bituminosas*. Sevilla: Jornadas sobre caracterización y control de calidad de mezclas bituminosas.

- Hartwell, S., Diyagama, T., Van Huyssteen, A., Lee, H., & Shaw, H. (2004). *Permeable Pavement Design Guidelines*. New Zealand.
- Hogland, W., Larson, M., & Berndtsson, R. (1990). *The pollutant build-up in pervious road construction*. Proc. 5th Int. Conf. on Urban Storm Drainage, Osaka, Japan, pp.845-852.
- Hogland, W., Niemczynowicz, J., & Wahlman, T. (1987). *The Unit Superstructure during the construction period*. Sci.Tot.Env., 59, pp.411-424.
- Huber, W., & Dickinson, R. (1992). *Stormwater Management Model, Version 4: User's Manual*. EPA 600/3-88/001a. Athens, Georgia: Environmental Research Laboratory.
- Interpave. (2010). *Permeable Pavements. Guide to the design, construction and maintenance of concrete block permeable pavements*. Leicester LE1 1FB.
- Kraemer C., P. J. (2004). *Ingeniería de carreteras. Volumen II*. Madrid. McGraw-Hill. ISBN 84-481-3998-4.
- Larson, R. (1990). *Swedish experience with design and construction of pervious asphalt constructions*. Proc. Standing Conf. on Stormwater Source Control, Volume I.: Ed. C.J. Pratt, Coventry University, ISBN 0 905949 14 5.
- Leopold, L. B. (1968). *Hydrology of Urban Land Planning, a Guidebook on the Hydrology Effects of Urban Land Use*. Geol. Surv. Circ. U.S.
- M.D.E. (2000). *Maryland Stormwater Design Manual: Volume 1 and 2*. Maryland Department of the Environment. Annapolis, Maryland.
- M.I.N.V.U. (1996). *Técnicas Alternativas para Soluciones de Aguas Lluvias en Sectores Urbanos. Guía de diseño*. Ministerio de Vivienda y Urbanismo. Santiago, Chile, Chile: Dirección de Investigaciones Científicas y Tecnológicas. 670 p.
- McBride, C., & Knapton, J. (2006). *The design of permeable pavements for retail development in Ireland*. 8th International Conference on Concrete Block Paving. November 6-8. San Francisco, California USA pp. 83-92.

-
- NYSDEC. (2003). *New York State Stormwater Management Design Manual*. New York State: Department of Environmental Conservation. Albany, NY.
- Perales Momparler, S., & Andrés-Doménech, I. (2008). *Los Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible: una alternativa a la gestión del agua de lluvia*. Revista Técnica de Medio Ambiente RETEMA.C&M Publicaciones. Vol XXI-124.pp.92-104.
- Pitt, R., Clark, S., & Parmer, K. (1994). *Potential Groundwater Contamination from Intentional and Nonintentional Stormwater Infiltration*. EPA Project Report EPA/600/R-94/051, 187 p.
- Pratt C.J., Wilson S., Cooper P. (2002). *Source control using constructed pervious surfaces. Hydraulic, structural and water quality performance issues*. CIRIA. Londres, RU. C582, RP637. 152 pp.
- Pratt, C. (2004). *A Review of Published Material on the Performance of Various SUDS Components*. Coventry University. Updated February, 2004.
- Raimbault, G. (1993a). *French researches on reservoir structure hydraulics*. Proc. 6th Int. Conf. on Urban Storm Drainage, Niagara Falls, Canada, ISBN 1 55056 254 1, pp.1121-1126.
- Raimbault, G. (1993b). *New designs for reservoir structures*. Proc. 6th Int. Conf. on Urban Storm Drainage, Niagara Falls, Canada, ISBN 1 55056 254 1, pp.1127-1132.
- Raimbault, G. (1990). *Reservoir structures: an extension of the possibilities of porous pavements*. Proc. 5th Int. Conf. on Urban Storm Drainage, Osaka, Japan, pp.833-838.
- Restrepo-Posada, P. J., & Egelson, P. (1982). *Identification of independent rainstorms*. Journal of Hydrology, Elsevier, 55 (1-4), 303-319.
- Rodríguez Bayon, J., Rodríguez Hernández, J., Gómez-Ullate Fuente, E., & Castro Fresno, D. *Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible. SUDS*. Grupo GITECO. Universidad de Cantabria.

- Rodríguez Hernández, J. (2008). *Estudio, análisis y diseño de secciones permeables de firmes para vías urbanas con un comportamiento adecuado frente a la colmatación y con la capacidad portante necesaria para soportar tráfico ligero*. Tesis Doctoral. Universidad de Cantabria.
- Rossman, L. (2004). *Stormwater Management Model User's Manual. Version 5.0*. Cincinnati, OH: USEPA.
- Schueler, T. (1987). *Controlling urban runoff: a practical manual for planning and designing urban BMPs*. Appendix A. Department of Environmental Programs. Metropolitan Washington Council of Governments. Washington, D.C.
- Smith, D. (2000). *Permeable Interlocking Concrete Pavements*. Interlocking Concrete Pavement Institute, Washington, DC 20005-6542, USA.
- Temprano González, J; Gabriel Cervigni, M; Suárez López, J; Tejero Monzón, J.L. (1996). *Contaminación en redes de alcantarillado urbano en tiempo de lluvia: control en origen*. Revista de Obras Públicas. Marzo. Nº 3352 pp. 45-57.
- U.S.D.A. (1985). *National Engineering Handbook. Section 4. Hydrology*. U.S. Department of Agriculture. Soil Conservation Service.
- U.S.EPA. (1980). *Porous Pavement: Phase I - Design and Operational Criteria*. Report EPA 600/2 80 135, US Environmental Protection Agency.
- U.S.EPA. (1986). *Methodology for Analysis of Detention Basins for Control of Urban Runoff Quality*. EPA440/5-87-001.
- U.S.EPA. (1990). *National water quality inventory-1988 report to Congress*. EPA 440-4-90-003. Washington, D.C.
- U.S.EPA. (1999). *Preliminary Data Summary of Urban Storm Water Best Management Practices*. Washington: United States Environmental Protection Agency, Office of Water. August. EPA 921-R-99-012.

-
- U.S.EPA. (2002). *Considerations in the design of Treatment BMP to improve water quality*. U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati. US-EPA/600/R-03/103. 185 págs.
- U.S.EPA. (2004a). *Storm Best Management Practices Design Guide. Volume 1: General considerations*. U.S Environmental Protection Agency, Cincinnati. US-EPA/600/R-04/121. pp 179.
- U.S.EPA. (2004b). *Storm Best Management Practices Design Guide. Volume 2: Vegetative Biofilters*. US Environmental Protection Agency, Cincinnati. US-EPA/600/R-04/121A pp 194.
- U.S.EPA. (2004c). *Storm Best Management Practices Design Guide. Volume 3: Basin Best Management Practices*. U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati. US-EPA/600/R-04/121B pp122.
- U.S.EPA. (2008). *Managing Stormwater in Your Community*. Center for watershed protection. Publication No: 833-R-08-001.
- Urbonas, B., & Sthare, P. (1993). *Stormwater. Best Management Practices and detention for water quality, drainage and CSO management*. Prentice-Hall, Englewood Cliff, N. J.
- V.A.N.R. (2002). *The Vermont Stormwater Management Manual. Volume I - Stormwater Treatment Standards*. Vermont Agency of Natural Resources.
- Victorian Stormwater Committee. (1999). *Urban Stormwater Best practice environmental management guidelines, CSIRO*. Melbourne, Australia.
- Woods-Ballard B., Kellagher R., Martin P., Jefferies C., Bray R. and Shaffer P. (2007). *The SUDS Manual*. CIRIA C697. London.
- Yang, J., & Jiang, G. (2003). *Experimental study on properties of pervious concrete pavement materials*. Cement and Concrete Research 33. 381-386.

Zachary, E. (2005). *Tesis Doctoral. A field study to evaluate permeable pavement surface infiltration rates, runoff quantity, runoff quality, and exfiltrate quality*. North Carolina State University.