

PROGRAMA DE DOCTORADO EN INGENIERÍA AMBIENTAL  
(Distinguido con Mención hacia la Excelencia por el Ministerio de Educación)

Departamento de Ciencias y Técnicas del Agua y del Medio Ambiente  
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

**UNIVERSIDAD DE CANTABRIA**



**TESIS DOCTORAL**

Para optar al grado de Doctor por la Universidad de Cantabria

APORTACIONES METODOLÓGICAS A LA GESTIÓN DEL AGUA  
URBANA PARA PALIAR LOS EFECTOS DEL CAMBIO CLIMÁTICO  
INCLUYENDO EL USO DE TÉCNICAS DE DRENAJE URBANO  
SOSTENIBLE

METHODOLOGICAL CONTRIBUTIONS TO URBAN WATER  
MANAGEMENT TO MITIGATE THE EFFECTS OF CLIMATE  
CHANGE INCLUDING THE USE OF SUSTAINABLE URBAN  
DRAINAGE SYSTEMS

**CARLOS GARCÍA TERÁN**

**Directores**

JOSÉ LUIS GIL DÍAZ

IÑAKI TEJERO MONZÓN

Santander, abril 2017



Esta tesis está dedicada a mi familia, en especial a Natalia y a Ana, inspiración y apoyo constante en los buenos y en los malos momentos, sin cuya presencia este trabajo carecería de sentido y nunca hubiese sido finalizado.



## **Agradecimientos**

Durante el desarrollo de este trabajo, que ha culminado en forma de la presente tesis, son numerosas las personas que, de una u otra forma, han contribuido a que este proyecto llegara a buen puerto. A todos ellos, en general, les doy las gracias.

En particular, mi más sincero agradecimiento al Catedrático José Antonio Revilla por la idea y el impulso para comenzar mis estudios de doctorado, y por el ánimo y apoyo mostrado desde el primer momento.

Gracias, también, a los directores de esta tesis, los Catedráticos José Luis Gil e Iñaki Tejero, por la oportunidad de formar parte de un excelente grupo de trabajo y por su sabia dirección. Sin ellos, tras finalizar la carrera de Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, nunca habría comenzado mis estudios de Graduado Superior en Ingeniería Ambiental, ni finalizado los de Máster en Ingeniería Ambiental, que fueron el germen de esta tesis. Por ello les estaré siempre agradecido.

Gracias al Excmo. Ayuntamiento de Santander y a FCC aqualia, copartícipes junto con la Universidad de Cantabria del convenio Smartwater, que ha servido de amparo para parte del trabajo que compone esta tesis.

Por último, reservo un agradecimiento especial al Dr. Roberto Sañudo que, desinteresadamente, dedicó parte de su tiempo para ayudar a que esta tesis viera la luz. Es gratificante contar con un gran compañero y mejor amigo, cuyos impagables consejos siempre tuve en cuenta, y con el que he compartido aulas y muchos momentos desde hace casi 20 años.

Carlos García Terán  
Santander, 20 de abril de 2017







## Resumen

Los sistemas de abastecimiento y drenaje y saneamiento son algunos de los elementos fundamentales para el desarrollo urbano. Históricamente, se ha procurado disponer de fuentes de agua permanentes y de una calidad aceptable, así como contar con medios para la rápida evacuación de las aguas residuales y de escorrentía. En los últimos tiempos, sin embargo, han surgido nuevos desafíos que comprometen el desempeño de los sistemas de abastecimiento y drenaje existentes. Así, los efectos derivados del cambio climático (CC) global darán lugar a sequías más severas y cambios en los regímenes de precipitaciones, con probabilidad de que las lluvias se concentren en eventos de mayor intensidad, especialmente en la Península Ibérica.

En esta tesis se realizan aportaciones encaminadas a la mitigación de los procesos causantes del CC, como son las emisiones de gases de efecto invernadero (GEI). Buena parte de los GEI se producen en las centrales térmicas, para la generación de electricidad. Por este motivo, se han estudiado medidas para la reducción del consumo eléctrico en las redes de abastecimiento y saneamiento, con aplicación al caso de la ciudad de Santander. Respecto a las medidas de adaptación, se ha planteado un enfoque consistente en estudiar soluciones con técnicas de drenaje urbano sostenible (TDUS), que tratan de devolver a las cuencas urbanas parte de las características originales, y pérdidas durante el proceso de urbanización, tales como el aumento de las superficies verdes, el almacenamiento temporal de la escorrentía o el aumento de permeabilidad en el suelo. Se ha analizado el caso de la red unitaria de la cuenca de Las Llamas de Santander, y se ha propuesto una metodología para la estimación de los caudales futuros debidos al CC, así como la aplicación de medidas TDUS que disminuyan el volumen de agua que pasa por los bombeos y los caudales punta en los colectores.

## **Abstract**

Water supply and storm water drainage and sanitation are some of the key elements for urban development. Historically, efforts were aimed to provide permanent and acceptable water sources, as well as the means for the rapid evacuation of wastewater and runoff. Recently, however, new challenges have emerged that compromise the performance of existing water supply and drainage systems. Thus, the effects of global climate change (CC) will lead to more severe droughts and changes in rainfall patterns, with the likelihood that the rains will be concentrated in more intense events, especially in the Iberian Peninsula.

In this thesis, contributions to the mitigation of the processes causing the CC, such as greenhouse gas emissions (GHG), are made. It is well known that a big part of GHGs is produced in thermal power plants for electricity generation. For this reason, measures for the reduction of electricity consumption in the supply and sanitation networks, with application to the case of the city of Santander, were studied. With regard to adaptation measures, an approach to study solutions with sustainable urban drainage systems (SUDS) has been proposed, which try to return some of the characteristics lost during the urbanization process to urban watersheds, such as green surfaces, temporary storage of runoff or increased permeability in the soil. The case of the combined sewer network of Las Llamas basin in Santander has been analyzed. A methodology for the estimation of the future runoff flows due to the CC, as well as the application of SUDS to reduce the total volume of water that passes by the pumping stations and the peak flows in the sewer pipes, has been proposed.

## Listado de publicaciones y contribuciones a congresos

El trabajo desarrollado para la elaboración de esta tesis ha dado lugar a un Proyecto Fin de Máster, dos contribuciones a congresos internacionales y la redacción de dos artículos enviados a revistas internacionales.

### ❖ Trabajo Fin de Máster:

**García Terán, Carlos (2011).** *Estudio de viabilidad de aplicación de sistemas de drenaje sostenible en la urbanización SUP-4 (Santander)*. Director: Gil Díaz, José Luis. Máster Profesional en Ingeniería Ambiental. Universidad de Cantabria/Universidad del País Vasco.

### ❖ Publicaciones en revistas internacionales:

**García-Terán, C., Navarro, B.G., Sebastián, A., Castillo, L. (2016).** *Aportaciones a la mejora en la gestión del agua en Santander (España)*. Artículo en revisión (enviado a Tecnología y Ciencias del Agua).

**García-Terán, C., Tejero, J.I., Gil, J.L. (2017).** *Application of LID techniques to adapt combined sewer networks to Climate Change effects*. Artículo en revisión (enviado a Environmental Sciences & Technology).

### ❖ Contribuciones a Congresos:

**García Terán, Carlos; Gil Díaz, José Luis; Revilla Cortezón, José Antonio; Muñoz Jofre, Jaime Mario.** *Proposed implementation of sustainable urban drainage systems in the context of the environmental recovery of Lower Besaya*. REHABEND

2014. Construction Pathology, Rehabilitation Technology and Heritage Management. 5<sup>th</sup> REHABEND Congress. Santander, 1-4 abril 2014.

**García Terán, Carlos.** *Establecimiento de bases estratégicas de la Recuperación Ambiental y Socioeconómica del Bajo Besaya: implementación de sistemas de drenaje urbano sostenible en la ciudad de Torrelavega.* EESAP4. 4º Congreso Europeo sobre Eficiencia Energética y Sostenibilidad en Arquitectura y Urbanismo. Universidad del País Vasco. Donostia-San Sebastián, 1-3 julio 2013.

## TABLA DE CONTENIDOS

<b>1.-</b>	<b>Introducción y objetivos .....</b>	<b>1</b>
1.1.-	Introducción .....	3
1.2.-	Objetivos de la tesis .....	13
1.3.-	Bibliografía y fuentes .....	15
<b>2.-</b>	<b>Condicionantes de partida en la consideración de los efectos previstos por el cambio climático .....</b>	<b>17</b>
2.1.-	Introducción .....	19
2.2.-	Los modelos globales climáticos .....	21
2.3.-	Escenarios de emisiones de gases de efecto invernadero .....	23
2.4.-	Técnicas de aumento de resolución o downscaling .....	29
2.5.-	Escenarios Regionales Probabilísticos de Cambio Climático en Cantabria .....	31
2.6.-	Bibliografía y fuentes .....	33
<b>3.-</b>	<b>Contenido de la tesis .....</b>	<b>35</b>
<b>4.-</b>	<b>El concepto de drenaje urbano sostenible. Estado del conocimiento .....</b>	<b>39</b>
4.1.-	Introducción .....	41
4.2.-	Principales sistemas de drenaje urbano sostenible .....	47
4.3.-	Experiencias a nivel nacional e internacional .....	83
4.4.-	Bibliografía y fuentes .....	100
<b>5.-</b>	<b>Contribución de la red de abastecimiento de Santander a la adaptación al cambio climático .....</b>	<b>105</b>
5.1.-	Introducción .....	107
5.2.-	Descripción de la red en el área de estudio .....	107
5.3.-	Los modelos matemáticos como herramientas de gestión .....	109
5.4.-	Descripción del modelo Epanet de Santander .....	109
5.5.-	Calibración del modelo .....	116
5.6.-	Propuestas de optimización energética de la red de Santander .....	120
5.7.-	Bibliografía y fuentes .....	123
<b>6.-</b>	<b>Metodología propuesta para la gestión de la escorrentía urbana .....</b>	<b>125</b>
6.1.-	Cálculo del caudal de desagüe de la cuenca .....	127
6.2.-	Estimación de los caudales futuros .....	136

6.3.-	Implantación de sistemas de drenaje urbano sostenible como medidas de reducción del caudal punta y del volumen de escorrentía .....	138
6.4.-	Bibliografía y fuentes .....	139
<b>7.-</b>	<b>Aplicaciones .....</b>	<b>141</b>
7.1.-	Modelo matemático de la red de drenaje y saneamiento de la cuenca de Las Llamas (Santander) .....	143
7.2.-	Cálculo de los pluviogramas del clima futuro .....	207
7.3.-	Propuestas de adaptación al cambio climático mediante técnicas de drenaje urbano sostenible .....	212
7.4.-	Discusión de los resultados .....	220
7.5.-	Bibliografía y fuentes .....	235
<b>8.-</b>	<b>Conclusiones .....</b>	<b>239</b>
8.1.-	Conclusión general .....	241
8.2.-	Conclusiones particulares .....	241
8.3.-	Recomendaciones para futuras investigaciones .....	243

**ANEXO 1:** Artículo *Aportaciones a la mejora en la gestión del agua en Santander (España)*. Artículo en revisión (enviado a Tecnología y Ciencias del Agua).

**ANEXO 2:** Artículo *Application of LID techniques to adapt combined sewer networks to Climate Change effects*. Artículo en revisión (enviado a Environmental Sciences & Technology).

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1.	Ventajas e inconvenientes de las redes unitarias y separativas .....	11
Tabla 5.1.	Características de los depósitos de abastecimiento de Santander .....	108
Tabla 5.2.	Leyes de control de las válvulas inteligentes del modelo .....	115
Tabla 5.3.	Estadística de calibración de presiones .....	119
Tabla 6.1.	Cálculo de I (mm/h) mediante el método de Regalado y Yuste (2006) en las regiones de “cortas” y “largas” duraciones. Estación 1110 (Santander). T= 25 años .....	130
Tabla 6.2.	Valores estimados de la interceptación (Nanía y Gómez 2004) .....	133
Tabla 7.1.	Pluviogramas utilizados en el modelo SWMM de Las Llamas .....	165
Tabla 7.2.	Parámetros obtenidos en la calibración hidráulica por Temprano et al. (2006) .....	167
Tabla 7.3.	Coefficientes de retorno calculados para la ciudad de Madrid .....	178
Tabla 7.4.	Patrón horario aplicado al caudal en tiempo seco .....	181
Tabla 7.5.	Valores de la intensidad (mm/h) para diferentes duraciones y períodos de retorno en Santander .....	183

Tabla 7.10. Volúmenes acumulados aliviados y bombeados (T=10) .....	202
Tabla 7.11. Valores de la evapotranspiración potencial corregida por meses .....	203
Tabla 7.12. Volumen acumulado aliviado y bombeado, y consumo energético (2010) .....	205
Tabla 7.13. Intensidad de precipitación para duraciones 10, 30 y 60 min en las localidades seleccionadas .....	209
Tabla 7.14. Principales características termopluviométricas de las localidades seleccionadas.	210
Tabla 7.15. Valores de los parámetros de las cubiertas verdes .....	218
Tabla 7.16. Volumen de aguas pluviales desconectado de la red unitaria .....	221
Tabla 7.17. Consumo eléctrico en los bombeos afectados (análisis de 7 h ante tormenta de 120 min) .....	221
Tabla 7.18. Caudales punta en la nueva conducción para pluviales .....	223
Tabla 7.19. Volumen desconectado de la red y consumo eléctrico en bombeos. Año 2010 ...	230

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Inundaciones en el túnel de la c/Burgos (Santander) .....	6
Figura 1.2. Arroyo Sorravides en Torrelavega. Canalizado, primero, y soterrado, después .....	6
Figura 1.3. Hidrogramas típicos para superficies permeables e impermeables .....	8
Figura 1.4. Contaminación de la escorrentía debido al tráfico rodado .....	9
Figura 1.5. Bolsas de basura acumuladas en una calle de Santander .....	10
Figura 2.1. Escenarios de emisiones propuestos por el IPCC en 2000 .....	25
Figura 2.2. Estructura del software MAGICC/SCENGEN .....	28
Figura 4.1. Pavimentos porosos de celosías de hormigón hidráulico (izquierda) y elementos modulares de plástico (derecha). Parque de Las Llamas (Santander) .....	49
Figura 4.2. Manchas de vertido accidental de aceites y gasolinas en el aparcamiento experimental del parque de Las Llamas (Santander) .....	51
Figura 4.3. Ejemplo de sección tipo de un firme con pavimento permeable de adoquines .....	52
Figura 4.4. Asientos diferenciales por deficiente construcción en un pavimento poroso (aparcamiento experimental del Parque de Las Llamas, Santander) .....	53
Figura 4.5. Cubiertas ajardinadas en Stuttgart (Alemania) .....	56
Figura 4.6. Sección tipo de una cubierta ajardinada .....	57
Figura 4.7. Sección tipo de una zanja de infiltración .....	60
Figura 4.8. Cuneta vegetada. Ardler Road (Gran Bretaña) .....	63
Figura 4.9. Sección tipo de una cuneta vegetada .....	64
Figura 4.10. Secciones tipo de un área de biorretención .....	67
Figura 4.11. Cuenco de detención .....	72

Figura 4.12. Planta y alzado esquemáticos de un cuenco de detención .....	73
Figura 4.13. Perfil de vegetación típico en un estanque de retención .....	76
Figura 4.14. Sección transversal de un humedal de flujo superficial (izquierda) y otro de flujo subsuperficial (derecha) .....	78
Figura 4.15. Humedal artificial integrado en un barrio residencial (Escocia) .....	80
Figura 4.16. Sección tipo de un humedal artificial .....	80
Figura 4.17. Esquema de la cadena de gestión (SuDS Management Train) .....	83
Figura 4.18. Cubierta vegetada en el centro social de Benaguasil (Valencia) .....	84
Figura 4.19. Aparcamiento con firme permeable en Benaguasil (Valencia) .....	85
Figura 4.20. Localización geográfica de los socios participantes del proyecto PREPARED ...	86
Figura 4.21. Estanque de detención integrado en el entorno urbano de Augustenborg .....	87
Figura 4.22. Jardines botánicos en las cubiertas de edificios en Augustenbog .....	87
Figura 4.23. Calculadora del MDE para la gestión de aguas pluviales en granjas avícolas .....	91
Figura 4.24. Discovery Sensory Garden en Silver Spring, MD .....	92
Figura 4.25. Davis Court plaza en San Francisco, CA .....	94
Figura 4.26. Cubierta del edificio multiusos del City College en San Francisco, CA .....	95
Figura 4.27. Pavimento permeable y áreas de biorretención en la calle Elm Drive .....	98
Figura 4.28. Mediana de Lynbrook Boulevard (Victoria, Australia) como área de biorretención .....	99
Figura 5.1. Ábaco de Moody .....	112
Figura 5.2. Esquema del modelo de red de abastecimiento de Santander .....	113
Figura 5.3. Curva de consumo horario para modulación de la demanda de agua potable .....	113
Figura 5.4. Ubicación de los puntos de calibración de presiones del modelo .....	117
Figura 5.5. Curva de presiones y puntos de calibración en el nudo aq_8044 .....	117
Figura 5.6. Esquema de una gestión energética ineficiente .....	120
Figura 5.7. Esquema de la actuación para la optimización energética propuesta .....	122
Figura 5.8. Gráfico de llenado del depósito de Peñacastillo, en los 8 días de simulación .....	122
Figura 6.1. Ejemplo de hietograma elaborado con el método de bloques alternados .....	131
Figura 7.1. Cuenca de drenaje de Las Llamas .....	152
Figura 7.2. Imagen del modelo de red SWMM de la cuenca de Las Llamas .....	164
Figura 7.3. Curva 414, correspondiente a la bomba Flygt 3153 LT .....	168
Figura 7.4. Representación de la EBAR y aliviadero de El Chiqui en el modelo SWMM ....	169
Figura 7.5. Curva ME 370/4-43, correspondiente a la bomba ABS AFP 2001 .....	170
Figura 7.6. Representación de la EBAR de La Horadada en el modelo SWMM .....	170
Figura 7.7. Representación de la EBAR de Las Llamas en el modelo SWMM .....	172
Figura 7.8. Curva estimada para la bomba Flygt 3311 MT .....	173
Figura 7.9. Curva 670, correspondiente a la bomba Flygt 3312 .....	173

Figura 7.10. Curva 450 (289), correspondiente a la bomba Flygt 3153 HT .....	174
Figura 7.11. Curva 452, correspondiente a la bomba Flygt 3152 HT .....	174
Figura 7.12. Representación de la EBAR de La Magdalena en el modelo SWMM .....	175
Figura 7.13. Curva 438, correspondiente a la bomba Flygt 3127 MT .....	176
Figura 7.14. Curva 630, correspondiente a la bomba Flygt 3201 MT .....	177
Figura 7.15. Representación de la EBAR de El Sardinero en el modelo SWMM .....	177
Figura 7.16. Subcuencas de Las Llamas y puntos de consumo georreferenciados .....	180
Figura 7.17. Intersección de los puntos de consumo con una subcuenca (Sub-87) .....	180
Figura 7.18. Curvas I-D-F para Santander .....	184
Figura 7.19. Pluviograma para un aguacero de duración 120 min y T=2 años .....	184
Figura 7.20. Pluviograma para un aguacero de duración 120 min y T=10 años .....	185
Figura 7.21. Días con lluvia > 1 mm en los 46 años válidos de la estación 1109 .....	186
Figura 7.22. Pluviograma de precipitación registrada el 10/01/17 .....	189
Figura 7.23. Calados medidos y resultados de la simulación para la lluvia del 10/01/17 .....	190
Figura 7.24. Localización de los puntos de calibración (07/02/17) .....	191
Figura 7.25. Medida del calado en uno de los colectores (07/02/17) .....	191
Figura 7.26. Pluviograma de precipitación registrada el 07/02/17 .....	193
Figura 7.27. Calados medidos y resultados de la simulación para la lluvia del 10/01/17 .....	193
Figura 7.28. Esquema de drenaje de la cuenca de Las Llamas .....	196
Figura 7.29. Porcentaje de llenado de los conductos a las 10:15 h (T=2) .....	198
Figura 7.30. Aspecto de la Av. Faro el 06/11/16, ante una lluvia moderada .....	198
Figura 7.31. Colector bajo la Av. Faro, en carga a la hora 10:15 h de simulación (T=2) .....	199
Figura 7.32. Evolución del caudal desaguado por el aliviadero de El Chiqui (T=2) .....	199
Figura 7.33. Porcentaje de llenado de los conductos a las 10:15 h (T=10) .....	201
Figura 7.34. Caudal evacuado por una de las bombas de la EBAR de Las Llamas (T=10) ...	201
Figura 7.35. Precipitación cada 10 minutos, año 2010. Estación 1109 Parayas (aeropuerto)..	204
Figura 7.36. Pluviograma de la Estación 1109 Parayas (aeropuerto). Año 2010 .....	204
Figura 7.37. Porcentaje de llenado de los conductos a las 16:30 h del 31/01/10 .....	206
Figura 7.38. Curvas IDF de las localidades seleccionadas con clima Mediterráneo .....	208
Figura 7.39. Pluviogramas para T=2 años (arriba) y T=10 años (abajo), y 120 min en el escenario futuro .....	211
Figura 7.40. Sección tipo actual en la Av. Constitución .....	213
Figura 7.41. Imagen de la Av. Constitución en el tramo considerado .....	213
Figura 7.42. Sección tipo propuesta para la Av. Constitución incluyendo cunetas vegetas....	214
Figura 7.43. Vertedero de alivio del humedal de Las Llamas hacia la red de saneamiento ...	215
Figura 7.44. Sección de la conducción para pluviales dentro de la galería actual .....	216
Figura 7.45. Parque de Mesones .....	217

Figura 7.46. Patios exteriores del colegio San Agustín de Santander .....	219
Figura 7.47. Aliviaderos en la galería de desagüe de Las Llamas hacia El Chiqui .....	222
Figura 7.48. Calado en la galería de desagüe de Las Llamas, en su conexión con la EBAR del Chiqui (instante $t = 11:38$ h) .....	223
Figura 7.49. Resumen de caudal aliviado por El Chiqui en los escenarios analizados (T=2 actual y T=2 con cambio climático) .....	224
Figura 7.50. Resumen de caudal aliviado por El Chiqui en los escenarios analizados (T=10 actual y T=10 con cambio climático) .....	225
Figura 7.51. Llenado del colector L-981 en c/Joaquín Costa (T=10), sin cubiertas verdes (superior) y con ellas (inferior) .....	226
Figura 7.52. Llenado del colector L-744 en Av. Faro (T=10), sin y con cubiertas verdes .....	227
Figura 7.53. Calado en el instante $t=10:10$ h de simulación (T=2). 1.000 m <sup>2</sup> de cubiertas verdes (superior) y 7.000 m <sup>2</sup> cubiertas verdes (inferior) .....	228
Figura 7.54. Caudal en el tubo L-981 durante la simulación (T=2). Sin cubiertas verdes (superior), con 6.000 m <sup>2</sup> de cubiertas (centro) y con 7.000 m <sup>2</sup> de cubiertas (inferior) .....	229
Figura 7.55. Caudal en el colector L-981 el 03/05/10, sin y con cubiertas verdes .....	231
Figura 7.56. Q <sub>máx</sub> (l/s) en el colector L-981, el 03/05/10, ante distintos escenarios con cubiertas verdes .....	232
Figura 7.57. Caudal punta en L-981 (03/05/10) frente a superficie de cubiertas verdes .....	233
Figura 7.58. Reducción de caudal en L-981 por unidad de superficie de cubierta verde .....	233
Figura 7.59. Reducción de caudal incremental en L-981 por unidad de superficie de cubierta verde .....	234

# **Capítulo 1**

## **Introducción y objetivos**



## **1.1.- Introducción**

La atención que se presta a los servicios urbanos del agua (captación, distribución, abastecimiento, drenaje, depuración y vertido) es muy diferente según el punto de vista de los actores implicados. Así, por ejemplo, los ciudadanos suelen centrar su interés en que el agua potable esté siempre disponible y goce de una calidad adecuada, pero raras veces se interesan por conocer qué sucede con el agua residual que generan. Existen, de hecho, grandes diferencias de percepción entre distintos estratos de la ciudadanía, dependiendo de factores como la edad, el nivel educativo, el nivel socio-económico o el país (Ben-zvi-Assarf and Orion 2005; Taiwo et al. 1999; Fremerey, Liefländer and Bogner 2014). Por otro lado, las administraciones responsables de estos servicios tienen más focos de atención: además de proporcionar agua potable a sus ciudadanos, deben cumplir con las exigencias legales respecto a la depuración y vertido de las aguas de drenaje y saneamiento, y deben procurar hacerlo con el menor gasto económico posible. Finalmente, los ingenieros y operadores centran sus esfuerzos en que las redes operen adecuadamente (Dobbie, Brookes, and Brown 2014; Dobbie and Brown 2014; Urich and Rauch 2014), diseñando y construyendo obras de mejora y ampliación para adaptarse a una demanda de agua creciente, procurando el menor gasto de operación y racionalizando los costes de inversión.

El hecho de que las redes de agua, tanto de abastecimiento como de drenaje y saneamiento, estén enterradas, hace que en numerosas ocasiones no se les conceda la importancia vital que tienen para el funcionamiento de una ciudad, más aún si se tiene en cuenta que se trata de infraestructuras con una vida útil de muchas décadas.

### **1.1.1.- El drenaje urbano**

Resulta evidente la evolución que han sufrido las ciudades a lo largo de la historia; desde sus propios habitantes, con necesidades y ocupaciones que se han ido modificando con el tiempo, a las infraestructuras visibles (carreteras, espacios públicos) o no visibles (telecomunicaciones, servicios canalizados). El drenaje sanitario canalizado, tanto de aguas fecales como de escorrentía, se conoce desde hace más de 5.000 años, con evidencias en ciudades iraquíes del antiguo imperio mesopotámico (de Feo et al. 2014). Los mismos autores llaman la atención sobre la relación existente entre los avances culturales, sociales y económicos de las distintas civilizaciones y sus

---

correspondientes avances en los servicios sanitarios. Así, mientras civilizaciones que florecieron hace milenios como los Minoicos en Creta, o los Harappa del valle del río Indo disfrutaban de redes de saneamiento eficientes, baños y retretes sólo comparables a los niveles de confort alcanzados en el S.XIX en occidente, la Europa medieval estuvo caracterizada por la existencia de ciudades con graves problemas sanitarios, que desembocaron en dramáticas plagas y millones de muertos por enfermedades como la peste. En este contexto, la España dominada por los reinos musulmanes fue la excepción, con grandes avances en la ingeniería hidráulica que, incluso, han dejado términos en la lengua española con origen árabe, tales como aljibe, azud, acequia o atarjea (Real Academia Española 2014). En la Europa medieval cristiana sólo los vestigios de las ciudades romanas y algunos edificios religiosos como monasterios disfrutaban de redes de saneamiento eficaces.

Con respecto a la gestión del agua en el entorno urbano moderno, algunos autores han identificado, en el caso de Australia, hasta seis etapas por las que han pasado (o se espera que pasarán en el futuro) las ciudades, y que se han ido sucediendo desde los comienzos de las sociedades modernas hasta nuestros días (Brown, Keath, and Wong 2009):

- a) La ciudad que provee agua (*Water Supply City*): se trata de las ciudades que, ante el aumento de la población, tanto en número como en densidad demográfica, proveen de fuentes de agua seguras a su población, mediante la construcción de obras hidráulicas como presas y conducciones desde los puntos de captación hasta la ciudad. Se corresponden con ciudades coloniales y europeas de principios del S.XIX.
- b) La ciudad que dispone de saneamiento (*Sewered City*): ciudades que, ante la aparición y propagación de enfermedades relacionadas con patógenos presentes en las aguas fecales, afrontan la canalización de las aguas negras y las aguas de escorrentía. Este tipo de ciudades es típico de mediados y finales del S.XIX de Australia, aunque también de Europa (Figura 1.2).
- c) La ciudad que dispone de drenaje (*Drained City*): esta etapa es típica de ciudades norteamericanas y australianas de mediados del Siglo XX. La disponibilidad de suelo y la utilización masiva del automóvil propició un crecimiento urbano de baja densidad, con predilección por viviendas individuales en barrios alejados del centro de las ciudades. La impermeabilización del suelo aumentó los riesgos de inundaciones, y dio origen al desarrollo de técnicas y modelos para evacuar apropiadamente las aguas

pluviales de la ciudad. En este sentido, el objetivo fundamental era eliminar las aguas de escorrentía de la forma más rápida posible de la superficie (Marsalek and Schreier 2009).

- d) La ciudad de los cursos de agua (*Waterways City*): la siguiente etapa para una ciudad que ya dispone de un saneamiento y drenaje eficiente desde el punto de vista hidráulico consiste en la concienciación sobre el estado ecológico de los cursos de agua a los que se vierten las aguas de desecho, normalmente degradados por la contaminación urbana e industrial. El agua empieza a percibirse como un bien de alto valor estético o recreativo, por lo que se toman medidas para proteger su calidad (depuración de las aguas antes de su vertido). En este estado se encuentran la mayoría de las ciudades de España y Europa, actualmente.
- e) La “ciudad del ciclo del agua” (*Water Cycle City*): este modelo de ciudad surge de la idea de que la actual gestión del agua no servirá para dar servicio a ciudades que están en permanente crecimiento y desarrollo. Gira en torno a una visión integrada del ciclo urbano del agua, incluyendo la identificación de fuentes de agua de diferente calidad (de lluvia, de escorrentía, regenerada, marina, etc.) particularizadas para cada uso (abastecimiento, riego, industrial, baño, etc.). Para Brown, Keath y Wong (2009), esta ciudad del ciclo del agua debería apoyarse en la gestión compartida del recurso (modelos público/privados) por parte de gobiernos locales, empresas y ciudadanos, con riesgos compartidos por todas las partes.
- f) La “ciudad sensible al agua” (*Water Sensitive City*): aunque no existe ningún ejemplo en el mundo de este modelo de ciudad (Brown, Keath, and Wong 2009), se prevé que el desarrollo de las sociedades se dirija hacia un modelo integrado de gestión del agua en el que se incluyan el abastecimiento asegurado (en calidad y cantidad), la protección del medio ambiente, la protección frente a inundaciones, la salud pública, el uso recreativo, la habitabilidad y la sostenibilidad económica. Para esto, las tecnologías, infraestructuras y el entorno urbano deberían ser diversos y flexibles.

En España, la tendencia ha sido similar, si bien la mayoría de las ciudades se encuentran aún en la cuarta etapa de las 6 descritas; esto es, ciudades que cuentan con saneamiento y con drenaje, con el objetivo principal de evacuar las aguas pluviales lo más rápidamente posible del entorno

urbano (Dolz and Gómez 1994). En la mayoría de los casos, a diferencia de otros países, el drenaje y el saneamiento se gestionan conjuntamente a través de redes unitarias.

Figura 1.1. Inundaciones en el túnel de la c/Burgos (Santander)



Fuente: [www.eldiariomontanes.es](http://www.eldiariomontanes.es)

Figura 1.2. Arroyo Sorravides en Torrelavega. Canalizado, primero, y soterrado, después.



Fuente: Archivo municipal de Torrelavega/Elaboración propia.

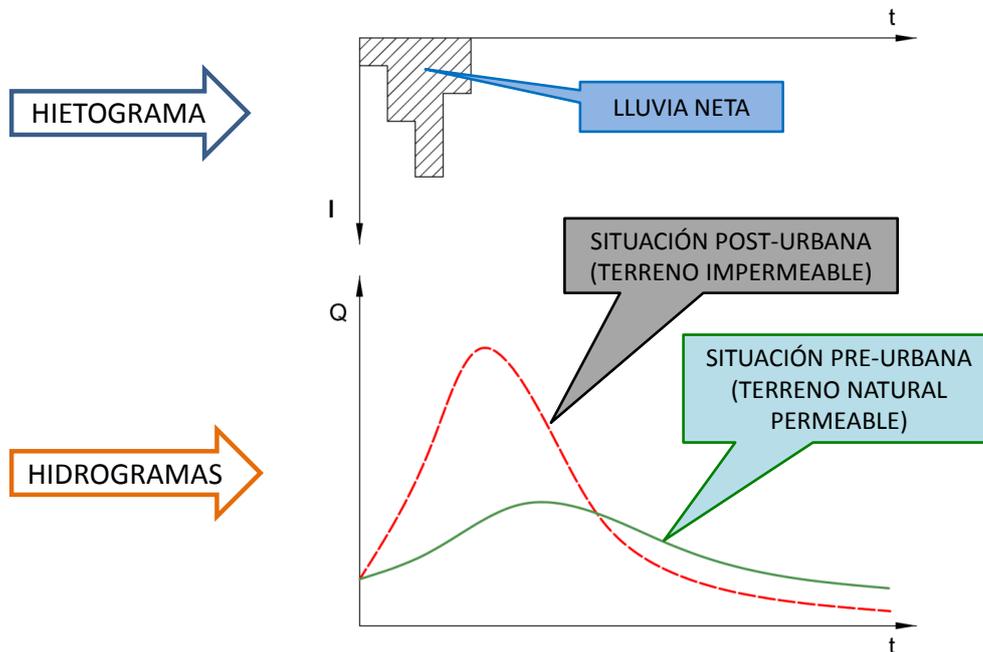
#### 1.1.1.1.- El problema de la gestión de las aguas pluviales

##### 1.1.1.1.1.- Cantidad. Caudal

En los sistemas de saneamiento unitarios gran parte de las aguas residuales que circulan por los colectores provienen de la escorrentía urbana; es decir, de la lluvia. Este hecho cobra mayor importancia en lugares con climas húmedos y precipitaciones frecuentes. Para cuantificar la cantidad de agua de lluvia que va a parar a los colectores es necesario conocer las precipitaciones efectivas (descontando las pérdidas por evapotranspiración) que soportan las cuencas vertientes que drenan hacia los colectores, así como identificar adecuadamente estas cuencas. Además de lo anterior, en los episodios de lluvias intensas, los problemas de erosiones, inundaciones, afecciones al tráfico y desperfectos pueden llegar a ser graves, en el caso de grandes superficies impermeables como son los centros urbanos de la mayoría de las ciudades.

Estos problemas derivan de los cambios a los que son sometidas las cuencas de drenaje originales. A medida que el proceso de urbanización avanza, se elimina vegetación y se sustituyen los suelos naturales (más o menos permeables) por superficies impermeables como tejados, aceras y calzadas. Esto tiene un impacto directo sobre la respuesta hidrológica de la cuenca ante el mismo evento de lluvia, ya que las superficies impermeables reducen la cantidad de agua que se infiltra en el suelo, y hacen que la escorrentía se genere más rápidamente y discurra a mayor velocidad, dando lugar a hidrogramas con altos caudales punta y un mayor volumen total de escorrentía, en comparación con la situación pre-urbana (Bradford and Gharabaghi 2004).

Figura 1.3. Hidrogramas típicos para superficies permeables e impermeables.



#### 1.1.1.1.2.- Calidad. Contaminación de las aguas pluviales

El agua de lluvia es, en general, un elemento libre de contaminantes, que no daña ni contamina el medio cuando accede a él de forma directa. En ocasiones, las precipitaciones van acompañadas de pequeñas partículas como polvo o polen, que están en suspensión en la atmósfera y se adhieren a las partículas de agua, y que no pueden considerarse sustancias nocivas para el medio ambiente ni los ecosistemas. Es cierto que existen excepciones, como los casos de lluvia ácida, si bien este tipo de fenómenos no pueden evitarse ni controlarse en el punto donde se manifiestan (sólo se puede identificar su fuente y tomar medidas preventivas o correctoras en origen). Por lo tanto, en la práctica, podemos considerar que la lluvia es "agua limpia".

Pese a lo anterior, en las ciudades y zonas urbanizadas, cuando el agua de lluvia entra en contacto con las sustancias que frecuentemente se encuentran en las calles, éstas afectan negativamente a su calidad y la contaminan, haciendo que sea inadecuada para cualquier uso, incluido su vertido directo al medio.

Las principales fuentes de contaminación de la escorrentía urbana pueden clasificarse en dos grupos, dependiendo de si la fuente de la contaminación es puntual (vertido de un colector) o difusa

(diferentes focos, de difícil localización). Las fuentes de contaminación difusa más importantes son las que se describen a continuación:

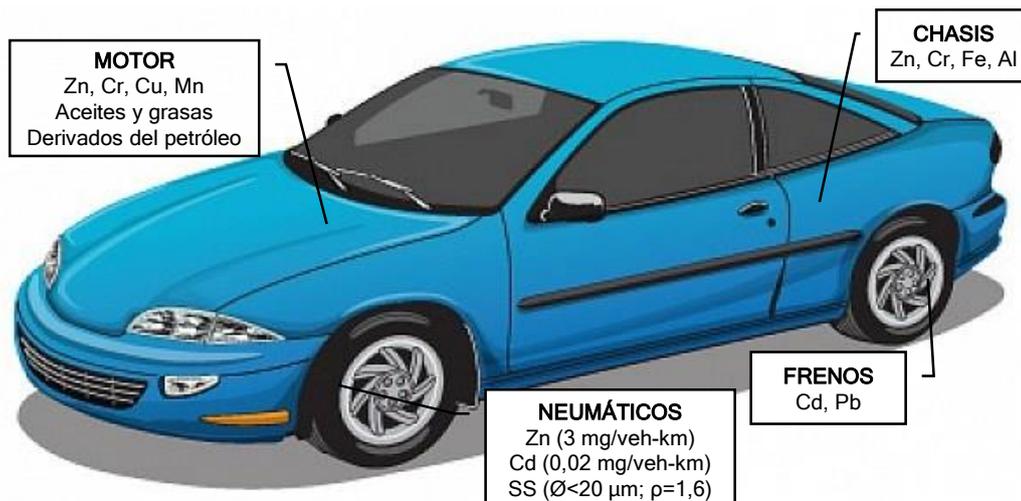
➤ Contaminación debida a automóviles y vehículos a motor

Los vehículos a motor, al circular por las calles, arrojan gran cantidad de contaminantes como consecuencia de los procesos de combustión (salida de hidrocarburos, sulfatos y óxidos metálicos por el tubo de escape, etc.), vertidos accidentales de fluidos (aceites, gasolinas, refrigerantes) o desprendimiento de partículas sólidas debido al desgaste y rozamiento de los componentes (restos de neumáticos, desgaste de frenos). Esta contaminación consiste, por tanto, en grasas, sólidos en suspensión y metales pesados (Zn, Ni, Cu, Cr, Cd, Pb), principalmente.

➤ Contaminación debida a otras actividades

Existe una gran variedad de contaminantes en la superficie del pavimento, en forma de: desperdicios abandonados (colillas, plásticos, restos de alimentos, etc.), detergentes y productos químicos, hojas de árboles caducifolios, excrementos y restos biológicos de animales (perros, gatos, roedores, aves silvestres), o lixiviados procedentes de derrames y fugas por la deposición de bolsas de basura directamente sobre el pavimento. En el agua de escorrentía, esta contaminación se traduce, fundamentalmente, en tres tipos de contaminantes: sólidos en suspensión, DQO y DBO<sub>5</sub>.

Figura 1.4. Contaminación de la escorrentía debido al tráfico rodado



Fuente: adaptado de (Sansalone and Buchberger 1997).

Figura 1.5. Bolsas de basura acumuladas en una calle de Santander



Fuente: [www.elpulsodelaciudad.com](http://www.elpulsodelaciudad.com)

Todos estos contaminantes, que permanecen en el pavimento durante el tiempo seco, son movilizados por la escorrentía en tiempo de lluvia, y transportados por la red de drenaje hasta el sistema de depuración (EDAR), o directamente hasta el medio receptor (un río o el mar, habitualmente). Los mecanismos de movilización principales son la suspensión y, en menor medida, la disolución.

Tradicionalmente, se ha pensado que los contaminantes anteriormente descritos eran arrastrados en los primeros momentos de un aguacero, en lo que se denomina "first flush" o "primer lavado". Después de este fenómeno, se consideraba que la escorrentía ya no estaba contaminada y el agua era "limpia", es decir, podía verterse al medio directamente, sin ningún tipo de tratamiento. De esta forma, mediante el empleo de tanques de tormenta, era posible retener un volumen determinado de agua (siempre mayor que el considerado como de "primer lavado") para su tratamiento posterior y, una vez lleno el tanque, verter el resto de la escorrentía al medio, considerándola ya "limpia".

Frente a la anterior metodología, existen estudios (Suárez et al. 2012) que ponen en duda la teoría del "primer lavado", dado que hay experiencias que demuestran que la escorrentía urbana

contiene una elevada carga de contaminantes (NTK, DQO, Pb, Ni, Cd, Hg, Zn, fenoles, SS, etc.), incluso mucho tiempo después del fenómeno de "first flush". A esto debemos sumar el hecho de considerar una red unitaria, que también recibe vertidos de aguas fecales. Esto significaría que, durante los sucesos de tormenta, se está vertiendo agua contaminada que puede afectar negativamente al medio receptor.

#### 1.1.1.2.- Redes de drenaje unitarias frente a redes separativas

Como se ha apuntado, la disposición de una red unitaria o separativa tiene unas implicaciones evidentes sobre numerosos aspectos de la gestión del ciclo integral del agua en la ciudad, como son: extensión de la red, mantenimiento, ocupación física de espacio, volumen de agua a tratar, etc. Tanto en el caso de contar con un tipo de red u otro, se tendrán ventajas o inconvenientes respecto a la otra configuración, que se pueden resumir en la siguiente tabla:

Tabla 1.1. Ventajas e inconvenientes de las redes unitarias y separativas

REDES UNITARIAS		REDES SEPARATIVAS	
VENTAJAS	INCONVENIENTES	VENTAJAS	INCONVENIENTES
Coste de construcción reducido	Se producen alivios de tormenta con vertidos de aguas fecales al medio	Menor contaminación de aguas naturales al evitar alivios de tormenta	Mayor coste de inversión al tener que construir dos redes independientes
	Mayor caudal de diseño y tratamiento que da lugar a EDAR de mayores dimensiones	Estaciones depuradoras de aguas residuales (EDAR) más pequeñas y con dimensionamientos más ajustados	
Parte de las aguas pluviales son depuradas	Mayores costes de bombeo al tener que depurar aguas pluviales	Menor consumo energético al bombear menores volúmenes de aguas pluviales	Las aguas pluviales no son tratadas en la EDAR, pese a que pueden arrastrar contaminantes
	Riesgo de sedimentación y olores para caudales de tiempo seco		
Lavado de las conducciones durante episodios de tormenta	Grandes variaciones en las concentraciones y los caudales de bombeo y tratamiento en la EDAR	Menores variaciones de caudal y velocidad en las redes de aguas residuales	Mayor ocupación de espacio bajo las calles
	Problemas sanitarios en caso de atascos y/o inundaciones		

Fuente: ITA (2013).

### **1.1.2.- Influencia de las redes de distribución de agua en el cambio climático**

El nexo entre agua y energía es muy estrecho (Fang and Chen 2017). Por un lado, para la producción de energía eléctrica se necesita agua, principalmente en tareas de refrigeración de generadores o como materia prima en turbinas hidroeléctricas (Sanders 2015). Por otro lado, para el correcto funcionamiento de las redes de distribución de agua potable es necesario el uso de energía (Cooper and Sehlke 2012), que se consume en las etapas de captación, tratamiento, transporte y distribución (Lam, Kenway, and Lant 2017). El consumo energético relacionado con el abastecimiento de agua no fue estudiado en detalle hasta hace relativamente poco tiempo (Rothausen and Conway 2011), si bien el interés sobre este tema es creciente; la sociedad exige cada vez agua de más calidad, la demanda en las ciudades con mayor crecimiento demográfico aumenta y los efectos previstos por el cambio climático obligan a buscar nuevas captaciones más alejadas de los puntos de consumo final (Aydin, Mays, and Schmitt 2014).

El sistema tarifario eléctrico de la mayoría de los países, consecuencia del modo de generación de la electricidad, prima el consumo nocturno mediante precios más bajos que el resto del día (horas “valle”). Esto da lugar a que, desde un punto de vista económico, pueda resultar más rentable consumir más energía en las horas de precios más bajos que optimizar el sistema para consumir el mínimo de energía si ésta se consume a horas de precios altos, tal y como se observó en el caso de Irlanda (Kernan et al. 2017). Sin embargo, de forma indirecta, el consumo eléctrico contribuye a aumentar los efectos del cambio climático, dado que existe una relación entre kWh consumido y CO<sub>2</sub>-eq emitido, a través del mix energético correspondiente a cada región.

Dejando de lado el consumo de energía correspondiente a etapas como la construcción de la red, labores de rehabilitación o mantenimiento, más propias de un análisis de ciclo de vida o de huella de carbono, aquí se propone poner el foco en el gasto de energía correspondiente a la operación del servicio, esto es, el consumo asociado a los bombeos necesarios para permitir el llenado de los depósitos de distribución.

Smith, Liu y Chang (2016) compararon las emisiones de CO<sub>2</sub> asociadas al servicio de abastecimiento en varias ciudades de China con otras regiones del mundo, concluyendo que existía una gran variabilidad entre los casos estudiados. Así, encontraron que las emisiones per cápita variaban entre 7,32 y 92,1 kg CO<sub>2</sub>-eq/hab/año. Traducidos a emisiones por volumen suministrado, el rango oscilaba entre 0,0596 y 1,093 g CO<sub>2</sub>-eq/m<sup>3</sup>.

En el caso de España, Sanjuan-Delmás et al. (2015) estudiaron el consumo eléctrico y las emisiones asociadas a los servicios de distribución de agua “en baja” de 50 ciudades de menos de 50.000 habitantes. Esto excluía los gastos energéticos en captación, tratamiento y transporte desde el depósito de cabecera hasta los depósitos secundarios. En promedio, obtuvieron que se emitían 5,53 kg CO<sub>2</sub>-eq/hab/año, siendo mayor en el caso de las poblaciones pequeñas (< 10.000 hab) y menor en el caso de las mayores (10.000-50.000 hab).

Parece obvio, por todo lo anterior, que los esfuerzos encaminados hacia la reducción del consumo eléctrico de las redes de distribución de agua contribuirán de forma objetiva a reducir las emisiones de gases de efecto invernadero, principales causantes del cambio climático global.

## **1.2.- Objetivos de la tesis**

El creciente interés por la gestión inteligente de los servicios urbanos, así como por la eficiencia energética y la sostenibilidad ambiental, convierten a los servicios de abastecimiento y saneamiento en objetivos claros sobre los que proponer acciones encaminadas a, por un lado, reducir la demanda energética para su correcto funcionamiento y, por otro, adaptarlos a un entorno cambiante como consecuencia de cambios en los patrones climáticos futuros.

Esta tesis tiene como objetivo principal aportar una metodología general que permita estimar cómo se verán afectados los servicios urbanos del agua –tanto de abastecimiento como de saneamiento– ante cambios climáticos, además de proponer las medidas de drenaje urbano sostenible necesarias para paliar esos efectos en las redes de drenaje. Esta metodología consistirá, en primer lugar, en el desarrollo de modelos de las redes de abastecimiento y saneamiento. Posteriormente, tras la calibración de los mismos, se propondrán las medidas de adaptación y mitigación que se consideren más adecuadas, teniendo en cuenta que deben estimarse las tormentas de diseño correspondientes a un escenario futuro que contemple los efectos derivados del cambio climático.

Pese a las propiedades demostradas por parte de la mayoría de las técnicas de drenaje urbano sostenible en la mejora de la calidad de las aguas de escorrentía (D'Arcy and Frost 2001; Ellis et al. 2004; Mitchell 2005; Hurley and Forman 2011; Milandri et al. 2012; Sañudo-Fontaneda et al. 2014), no es objetivo de esta tesis evaluar esta faceta, si bien se considera un beneficio añadido para el sistema de drenaje y para el mantenimiento de la calidad de las aguas en el medio receptor.

---

Como objetivos secundarios, cabe mencionar:

- Conocer los efectos que tienen, desde el punto de vista hidráulico, distintas técnicas de drenaje urbano sostenible, tanto de forma aislada como en conjunto, sobre una red de drenaje y saneamiento unitaria compleja.
- Cuantificar los efectos anteriores en tres variantes: reducción del caudal punta, reducción del volumen de escorrentía y reducción del consumo energético en bombeos.
- Estudiar medidas para la mitigación de emisiones de gases de efecto invernadero en los servicios de abastecimiento y drenaje y saneamiento.
- Proponer actuaciones concretas sobre una cuenca de estudio, analizando su comportamiento actual y su respuesta tras la introducción de técnicas de drenaje urbano sostenible.

---

### 1.3.- Bibliografía y fuentes

- Aydin, N. Y., Mays, L., & Schmitt, T. (2014). Sustainability assessment of urban water distribution systems. *Water Resources Management*, 28(12), 4373-4384.
- Ben-zvi-Assarf, O., & Orion, N. (2005). A study of junior high students' perceptions of the water cycle. *Journal of Geoscience Education*, 53(4), 366-373.
- Bradford, A., & Gharabaghi, B. (2004). Evolution of Ontario's stormwater management planning and design guidance. *Water Quality Research Journal of Canada*, 39(4), 343-355.
- Brown, R.R., Keath, N., Wong, T.H.F. (2009). Urban water management in cities: historical, current and future regimes. *Water Science and Technology*, 59(5), 847-855.
- Cooper, D. C., & Sehlke, G. (2012). Sustainability and energy development: Influences of greenhouse gas emission reduction options on water use in energy production. *Environmental Science and Technology*, 46(6), 3509-3518.
- D'Arcy, B., & Frost, A. (2001). The role of best management practices in alleviating water quality problems associated with diffuse pollution. *Science of the Total Environment*, 265(1-3), 359-367.
- de Feo, G., Antoniou, G., Fardin, H. F., El-Gohary, F., Zheng, X. Y., Reklaityte, I., et al. (2014). The historical development of sewers worldwide. *Sustainability (Switzerland)*, 6(6), 3936-3974.
- Dobbie, M. F., Brookes, K. L., & Brown, R. R. (2014). Transition to a water-cycle city: risk perceptions and receptivity of Australian urban water practitioners. *Urban Water Journal*, 11(6), 427-443.
- Dobbie, M. F., & Brown, R. R. (2014). Transition to a water-cycle city: sociodemographic influences on Australian urban water practitioners' risk perceptions towards alternative water systems. *Urban Water Journal*, 11(6), 444-460.
- Dolz, J., Gómez, M. (1994). Problemática del drenaje de aguas pluviales en zonas urbanas y del estudio hidráulico de las redes de colectores. *Drenaje Urbano*, 1(1), 55-56.
- Ellis, J. B., Deutsch, J. -, Mouchel, J. -, Scholes, L., & Revitt, M. D. (2004). Multicriteria decision approaches to support sustainable drainage options for the treatment of highway and urban runoff. *Science of the Total Environment*, 334-335, 251-260.
- Fang, D., & Chen, B. (2017). Linkage analysis for the water–energy nexus of city. *Applied Energy*, 189, 770-779.
- Fremery, C., Liefländer, A.K. and Bogner, F.X. (2014) Conceptions about Drinking Water of 10<sup>th</sup> Graders and Undergraduates. *Journal of Water Resource and Protection*, 6, 1112-1123.
- Hurley, S. E., & Forman, R. T. T. (2011). Stormwater ponds and biofilters for large urban sites: Modeled arrangements that achieve the phosphorus reduction target for Boston's Charles River, USA. *Ecological Engineering*, 37(6), 850-863.
- ITA (2013). Instituto Tecnológico del Agua. *Análisis de redes de alcantarillado mediante el código SWMM 5*. Universidad Politécnica de Valencia.
- Kernan, R., Liu, X., McLoone, S., & Fox, B. (2017). Demand side management of an urban water supply using wholesale electricity price. *Applied Energy*, 189, 395-402.
- Lam, K. L., Kenway, S. J., & Lant, P. A. (2017). Energy use for water provision in cities. *Journal of Cleaner Production*, 143, 699-709.
- Marsalek, J., & Schreier, H. (2009). Innovation in stormwater management in Canada: The way forward. *Water Quality Research Journal of Canada*, 44(1).
-

Milandri, S. G., Winter, K. J., Chimphango, S. B. M., Armitage, N. P., Mbui, D. N., Jackson, G. E., et al. (2012). The performance of plant species in removing nutrients from stormwater in biofiltration systems in Cape Town. *Water SA*, 38(5), 655-662.

Mitchell, G. (2005). Mapping hazard from urban non-point pollution: A screening model to support sustainable urban drainage planning. *Journal of environmental management*, 74(1), 1-9.

Real Academia Española (2014). Diccionario de la lengua española (23ª ed.). Consultado en <http://www.rae.es/>

Rothausen, S. G. S. A., & Conway, D. (2011). Greenhouse-gas emissions from energy use in the water sector. *Nature Climate Change*, 1(4), 210-219.

Sanders, K. T. (2015). Critical review: Uncharted waters? the future of the electricity-water nexus. *Environmental Science and Technology*, 49(1), 51-66.

Sanjuan-Delmás, D., Petit-Boix, A., Gasol, C. M., Farreny, R., Villalba, G., Suarez-Ojeda, M. E., et al. (2015). Environmental assessment of drinking water transport and distribution network use phase for small to medium-sized municipalities in Spain. *Journal of Cleaner Production*, 87(1), 573-582.

Sansalone, J. J., & Buchberger, S. G. (1997). Characterization of solid and metal element distributions in urban highway stormwater. *Water Science and Technology*, 36(8-9), 155-160.

Sañudo-Fontaneda, L. A., Charlesworth, S. M., Castro-Fresno, D., Andres-Valeri, V. C. A., & Rodriguez-Hernandez, J. (2014). Water quality and quantity assessment of pervious pavements performance in experimental car park areas. *Water Science and Technology*, 69(7), 1526-1533.

Smith, K., Liu, S., & Chang, T. (2016). Contribution of Urban Water Supply to Greenhouse Gas Emissions in China. *Journal of Industrial Ecology*, 20(4), 792-802.

Suárez, J., Jácome, A., Anta, J., Blanco, J-P., Hernández, D., Del Río, H. (2012). Implicaciones sobre la estación depuradora de la gestión de aguas pluviales en los sistemas de saneamiento unitario: estrategias de integración y afecciones sobre los procesos. *Ingeniería Civil* 168, 33-49.

Taiwo, A. A., Ray, H., Motswiri, M. J., & Masene, R. (1999). Perceptions of the water cycle among primary school children in Botswana. *International Journal of Science Education*, 21(4), 413-429.

Urich, C., & Rauch, W. (2014). Modelling the urban water cycle as an integrated part of the city: A review. *Water Science and Technology*, 70(11), 1857-1872.

# **Capítulo 2**

Condicionantes de partida  
en la consideración de los  
efectos previstos por el  
cambio climático



## 2.1.- Introducción

La opinión predominante entre la comunidad científica, sobre la base de las evidencias existentes, es que las actividades humanas han cambiado la composición atmosférica, dando como resultado la alteración de los procesos meteorológicos que definen el clima. Es demostrable que los sistemas climáticos de la Tierra, a escala global y regional, han cambiado desde la era pre-industrial, con algunos de estos cambios atribuibles a las actividades humanas (Arisz and Burrell 2007).

Los cambios y tendencias debidos al cambio climático antropogénico son difíciles de cuantificar y verificar, dados la limitación en los datos disponibles y los cambios de instrumentación y ambientales, así como las variaciones interanuales y oscilaciones climáticas a largo plazo. Así, algunos autores, como Marengo et al. (2009) concluyeron que es imposible prever con certeza la ocurrencia de fenómenos atmosféricos extremos atribuibles al cambio climático, debido a la naturaleza aleatoria de los mismos. Semadeni-Davies et al. (2008) sostienen que la “futurología”, en el contexto de los modelos de predicción de cambio climático, es un juego arriesgado, y cada escenario es una imagen estática de un posible futuro, más que una predicción. Carlson et al. (2015) hacen hincapié en que la incertidumbre en el clima futuro no es el único desafío, pues debe añadirse la población, los usos de suelo o los avances tecnológicos como variables desconocidas. Esto ha motivado que, lo que en un principio se denominó “calentamiento global”, sustituido más adelante por el concepto más amplio de “cambio climático” –en opinión del autor de esta tesis, más acertado–, haya suscitado dudas y recelos entre la sociedad. No obstante, el cambio climático ya está sucediendo y es urgente el desarrollo de estrategias de adaptación al mismo (Gill et al. 2007).

En ámbitos no científicos cuesta entender que las predicciones realizadas respecto a patrones climáticos futuros son altamente dependientes de las acciones que desarrolle el ser humano de aquí en adelante, por lo que no existe una única solución válida de cómo será el clima en una región en el año 2075, por poner un ejemplo. Factores como el crecimiento demográfico, el desarrollo económico y tecnológico o las fuentes de energía predominantes son claves en la cantidad de gases de efecto invernadero (GEI) que se emiten a la atmósfera. Para la opinión pública, es difícil dar crédito a mensajes difusos en los que no se alerta de la magnitud concreta de los peligros, y se

tiende a banalizar los trabajos de exploración en el campo de la climatología, que son considerados, en muchas ocasiones, como meras conjeturas sin fundamento.

### **El entorno urbano**

Las áreas urbanas son los ambientes más modificados por el ser humano. La urbanización de un territorio afecta profundamente a todas las etapas del ciclo hidrológico y, normalmente, lo hace de forma negativa respecto a la situación inicial. Procesos como la eliminación de la cubierta vegetal del suelo, el aumento de las superficies impermeables (carreteras, pavimentos peatonales, tejados, etc.), o la sustitución de los pequeños cursos naturales de agua por canalizaciones artificiales son los responsables de los cambios en los hidrogramas, dando como resultado mayores caudales punta de escorrentía y un menor tiempo de concentración para los mismos patrones de lluvia. En las ciudades también se reduce la evapotranspiración y la recarga de las aguas subterráneas, por haber menos infiltración (Semadeni-Davies et al. 2008).

En las zonas urbanas, a nivel global, se prevé que el cambio climático aumentará los riesgos para las personas, los bienes, las economías y los ecosistemas, incluidos los riesgos derivados de estrés por calor, tormentas y precipitaciones extremas, inundaciones en el interior y en la costa, deslizamientos de tierra, contaminación del aire, sequías, escasez de agua, elevación del nivel del mar y mareas meteorológicas (IPCC 2014). La comprensión de los cambios potenciales en los patrones de lluvias torrenciales de corta duración en un futuro con un clima más cálido es, por tanto, crítica como apoyo a las políticas de planeamiento urbano y el diseño de infraestructuras para la protección frente a inundaciones (IPCC 2012). Dentro de este contexto, la atención en las ciudades se ha centrado, generalmente, en los riesgos de inundación y en los sistemas de abastecimiento, pero no tanto en el drenaje de aguas pluviales (Kang et al. 2016). Los sistemas de drenaje o drenaje y saneamiento (en el caso de redes unitarias) son especialmente vulnerables a las lluvias torrenciales (Howard et al. 2016). Los sistemas unitarios tienen el riesgo potencial añadido de transportar contaminantes de origen fecal que, eventualmente, pueden escapar al medio, dando origen a enfermedades gastrointestinales en el ser humano, tal y como relacionaron Wade et al. (2014) en el caso de las inundaciones de Massachusetts.

Ante estas amenazas, la comunidad internacional ha dirigido los esfuerzos al desarrollo de dos tipos de medidas: medidas de mitigación de las causas que contribuyen al cambio climático y medidas de adaptación al propio cambio climático, dando por hecho que éste ya es irreversible. Estos avances, a nivel internacional, se plasmaron en hitos como la Convención Marco de Naciones

---

Unidas sobre el Cambio Climático (Naciones Unidas 1992), firmada en 1992 y que entró en vigor en 1994, el Protocolo de Kyoto (Naciones Unidas 1998), firmado en 1997 y que entró en vigor en 2005, o el Acuerdo de París (Naciones Unidas 2015), firmado en 2015 y que entró en vigor en 2016. A nivel nacional y regional, las administraciones de los países firmantes de estos acuerdos, entre ellos España, han dado pasos en el mismo sentido, adquiriendo compromisos concretos para reducir sus emisiones en los plazos acordados.

En concreto, Cantabria ha desarrollado la Estrategia de Acción frente al Cambio Climático de Cantabria (Gobierno de Cantabria 2017), cuyo objetivo principal es la reducción de emisiones de GEI en un 10% para el año 2020, respecto a los niveles de 2005. Para ello se han planteado medidas concretas en siete sectores de actividad, a través de seis líneas de actuación. Dentro del Sector *Residencial, comercial e institucional*, en la Línea de Actuación *Ahorro y eficiencia energética*, figura la medida nº 8: *Ahorro y eficiencia energética en la gestión del ciclo integral del agua*. Esta medida consiste, entre otras cosas, en “*fomentar y reducir los consumos energéticos asociados a las estaciones de tratamiento de agua potables y residuales, bombeos e infraestructuras hidráulicas existentes*”. En este contexto, la investigación llevada a cabo en esta tesis encaja dentro de esta medida.

## 2.2.- Los modelos globales climáticos

Los modelos globales del clima son modelos físico-matemáticos que reproducen, con ayuda de un ordenador, la dinámica del sistema climático (atmósfera, hidrosfera, criosfera, litosfera, biosfera), y permiten hacer proyecciones de cómo se comportará éste en el futuro ante cambios en algunas de las variables como, por ejemplo, mayor cantidad de emisiones de CO<sub>2</sub> (Gutiérrez et al. 2010).

Los principales componentes que deben ser considerados en la elaboración de un modelo climático son (Henderson-Sellers & McGuffie 1990):

- Radiación: tanto la radiación solar que entra en la atmósfera como la emisión de radiación infrarroja.
- Dinámica: movimiento de energía alrededor del planeta y movimientos verticales.

- Procesos de la superficie: intercambios de energía superficie-atmósfera, interacción tierra-océano-hielo y cambio resultante en el albedo.
- Resolución en el tiempo y el espacio: intervalo de tiempo del modelo y determinación de las escalas horizontales y verticales.

Henderson-Sellers &McGuffie (1990) identifican, de esta forma, cuatro tipos de modelos climáticos distintos, dependiendo de las dimensiones utilizadas:

- 1) Modelos de balance de energía: son unidimensionales, y sólo tienen en cuenta la latitud, no la longitud ni la altitud. Son sencillos de calcular, pero muy imprecisos y sólo se utilizan con fines didácticos.
- 2) Modelos unidimensionales radiativos-convectivos: la dimensión que estos modelos contemplan para el cálculo es la altitud, y son aplicables para el cálculo de la temperatura.
- 3) Modelos dinámico-estadísticos bidimensionales: estos modelos representan las dos dimensiones horizontales (latitud, longitud) o una dimensión horizontal y una vertical (altitud). Son más complicados de calcular que los modelos unidimensionales, pero siguen teniendo carencias para representar cambios en la dimensión horizontal no considerada.
- 4) Modelos de Circulación General (*General Circulation Models, GCM* en inglés): estos modelos tienen como objetivo fundamental representar el carácter tridimensional total del clima, mediante el uso de una retícula auxiliar en superficie y en altura. Son mucho más precisos que los tres modelos anteriores, pero requieren de una potencia de cálculo mucho mayor.

Visto lo anterior, para simular de la forma más fiel posible los efectos sobre el clima, las series históricas de datos tales como temperaturas, precipitación, CO<sub>2</sub>, etc. deben ir acompañadas de los resultados de los modelos de base física, o GCM. El propósito de los GCM es simular la respuesta de la circulación atmosférica global a gran escala (Willems et al. 2013). Para tener en cuenta otro tipo de variables, como la topografía local, los GCM son complementados con los denominados Modelos Climáticos Regionales o *Regional Climate Models, RCM*, en inglés.

En un análisis de las variables climáticas a menor escala (local o regional), los modelos globales del clima tienen una capacidad limitada para simular los procesos físicos que dan lugar a los eventos de lluvia de gran intensidad y corta duración (Cortés-Hernández et al. 2016). De este modo, la aplicación de los modelos climáticos al estudio del drenaje urbano es extremadamente complicado, principalmente debido a la reducida escala espacial y temporal de los procesos hidrológicos en las cuencas urbanas (Willems et al. 2013).

Para tener en cuenta todos los condicionantes e incertidumbres inherentes al proceso, es necesario elaborar distintos escenarios que recojan un abanico de posibilidades lo suficientemente amplio, tales como la emisión de una mayor o menor cantidad de gases de efecto invernadero por parte de las actividades humanas.

### **2.3.- Escenarios de emisiones de gases de efecto invernadero**

Los escenarios de emisiones se formulan para describir diferentes modelos de desarrollo futuro de sistemas complejos que, por su naturaleza, son impredecibles, contienen incertidumbres desde el punto de vista científico y no han sido comprendidos de forma suficiente (Nakicenovic 2000; Van Vuuren et al. 2012).

Mediante la asunción de diferentes hipótesis respecto a cómo será el futuro en lo que respecta a crecimiento demográfico, desarrollo económico, cooperación internacional, desarrollo tecnológico, fuentes de energía predominantes o políticas medioambientales, entre otros factores, cada escenario o familias de escenarios plantea una combinación de éstos, dando como resultado una predicción de emisiones a lo largo del tiempo, para los gases considerados (CO<sub>2</sub>, SO<sub>2</sub>, etc.).

El Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático (IPCC) fue creado en 1988 con la finalidad de proporcionar evaluaciones integrales del estado de los conocimientos científicos, técnicos y socioeconómicos sobre el cambio climático, sus causas, posibles repercusiones y estrategias de respuesta (IPCC 2016). En 1992, el IPCC publicó el primer grupo de escenarios que consideraba variables sociales y económicas para estimar las emisiones futuras de gases de efecto invernadero, denominados IS92.

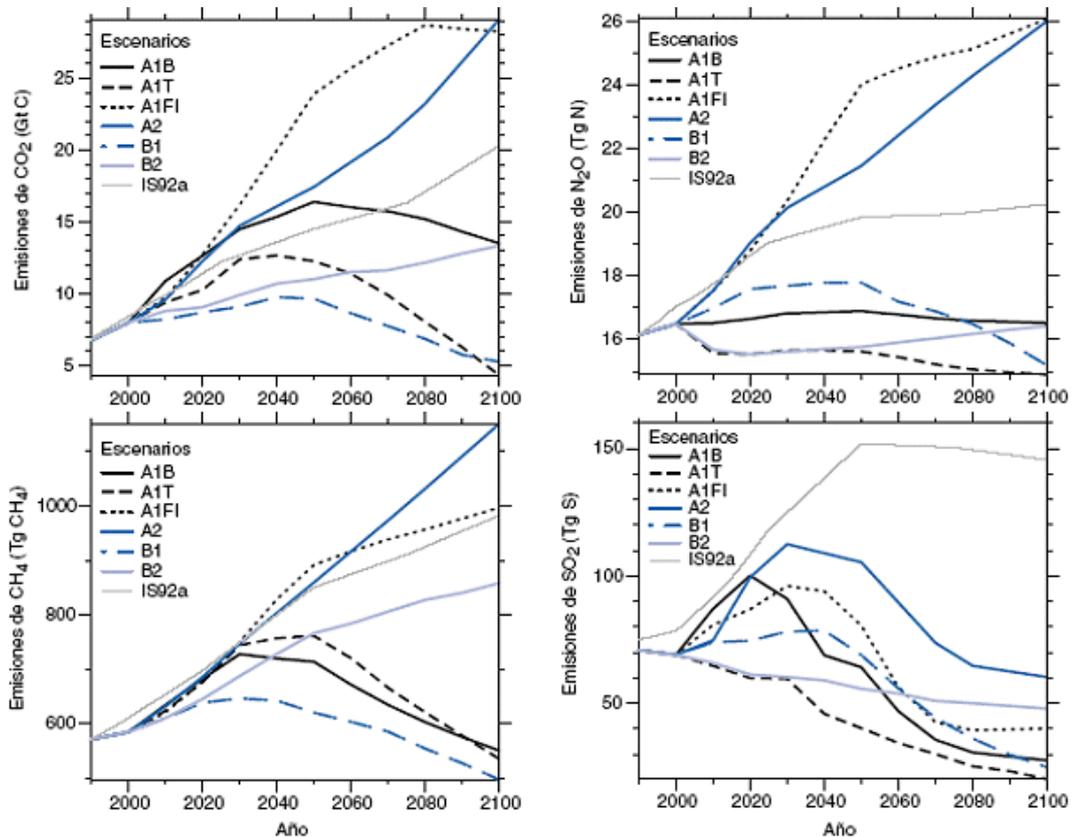
Tras la evaluación de los anteriores escenarios de emisiones IS92, realizada en 1994, el IPCC solicitó un informe especial sobre escenarios de emisiones, en el que se plantearon nuevos

escenarios. Éstos se agruparon en cuatro líneas evolutivas o “familias”, cuyas características básicas son (IPCC 2000):

- Familia A1: Esta familia asume que, en el futuro, el mundo experimentará un rápido crecimiento económico, y que la población llegará a su máximo a mediados del S.XXI, para decrecer de ahí en adelante. El desarrollo tecnológico será alto, con tecnologías nuevas y más eficientes. Los escenarios de la familia A1 se caracterizan por una convergencia entre las diferentes regiones del mundo en ingresos por habitante, como consecuencia de un aumento de las interacciones sociales y culturales. Se diferencian tres grupos dentro de esta familia, dependiendo de la orientación tecnológica en cuanto al sistema de energía dominante:
  - Grupo A1FI: los escenarios de este grupo comparten el uso intensivo de los combustibles de origen fósil.
  - Grupo A1T: escenarios que utilizan fuentes de energía de origen no fósil.
  - Grupo A1B: escenarios que utilizan fuentes de energía tanto fósiles como no fósiles (no dependen de un único tipo de energía, partiendo del supuesto de que todas las fuentes experimentan unas mejoras tecnológicas similares).
- Familia A2: Esta familia describe un mundo muy heterogéneo, caracterizado por la menor convergencia entre las regiones, que conservan su identidad a lo largo del tiempo. La población mundial se mantiene en continuo crecimiento, como consecuencia de la lenta convergencia entre las tasas de fertilidad de las distintas regiones. El desarrollo tecnológico y el crecimiento económico también es diferente en unas regiones y en otras, resultando más lento a nivel global que en las otras líneas evolutivas.
- Familia B1: Comparte con la familia A1 la hipótesis de crecimiento demográfico convergente entre las regiones y con su máximo de población a mediados de siglo, con un decrecimiento posterior. Estos escenarios se caracterizan por un uso menos intensivo de las materias primas y un cambio hacia tecnologías limpias, y un uso más eficiente de los recursos. Se supone que se alcanzan soluciones encaminadas a una mayor igualdad mediante la sostenibilidad económica, social y ambiental.

- Familia B2: Finalmente, la familia de escenarios B2 describe un mundo cuya población crece indefinidamente, pero a un ritmo menor que en la familia A2, con desarrollo económico intermedio como consecuencia de las diferentes soluciones económicas, sociales y ambientales entre las distintas regiones. El cambio tecnológico es más lento y más diverso que en las familias A1 y B1.

Figura 2.1. Escenarios de emisiones propuestos por el IPCC en 2000



Fuente: adaptado de IPCC (2001).

Recientemente se han explorado nuevas metodologías para el desarrollo de nuevos escenarios, apoyadas en tres ejes fundamentales: caminos de concentración representativa o RCPs (*Representative Concentration Pathways*), caminos de desarrollo socio-económico conjunto o SSPs (*Shared Socio-economic development Pathways*) y políticas de emisiones conjuntas o SPAs (*Shared Policy Assumptions*) (Nakicenovic, Lempert, and Janetos 2014), con diferentes interrelaciones entre los tres ejes.

## **Incertidumbres**

Hay varios focos de incertidumbre en las proyecciones sobre el futuro cambio climático, debidas principalmente a tres factores (Smith et al. 2000):

- El grado de sensibilidad del clima
- El nivel futuro de emisiones de gases de efecto invernadero
- El efecto real de las emisiones de compuestos del azufre

Escenarios con niveles de emisiones de GEI similares pueden ser producto de hipótesis de desarrollo socio-económico muy diferentes, y viceversa (Nakicenovic 2000). Esto lleva a la conclusión de que no es aconsejable utilizar los supuestos de evolución del desarrollo socio-económico correspondientes a los distintos RCP como punto de partida para el análisis de impactos (Van Vuuren et al. 2012).

Teniendo en cuenta esto, parece sensato pensar que las cuatro familias descritas anteriormente cubren un rango razonable de emisiones futuras, dado el amplio rango de emisiones que cubren. Además, es necesario prepararse para el cambio climático que ya es seguro sucederá, cualquiera que sea la trayectoria de emisiones de efecto invernadero (Gill et al. 2007).

### **2.3.1.- Herramientas para el cálculo de escenarios**

En la actualidad, existen herramientas para la modelización de los efectos esperables por el cambio climático en el futuro, a partir de datos de emisiones, políticas medioambientales, localización geográfica, etc. Estas herramientas se conocen como generadores de escenarios climáticos (GEC). La utilización de GEC permite una evaluación tangible de las incertidumbres inherentes a la predicción del clima futuro (Ministerio de Medio Ambiente 2007).

Uno de los GEC más utilizados es MAGICC/SCENGEN (*Model for the Assessment of Greenhouse-gas Induce Climate Change/SCENario GENERator*) (Wigley 1995). Existen varias versiones de este programa, siendo una de las más recientes<sup>1</sup> la 5.3, de 2008 (Wigley 2008).

---

<sup>1</sup> Última versión: MAGICC6, actualizada en 2014, disponible en: <http://www.magicc.org/download6>

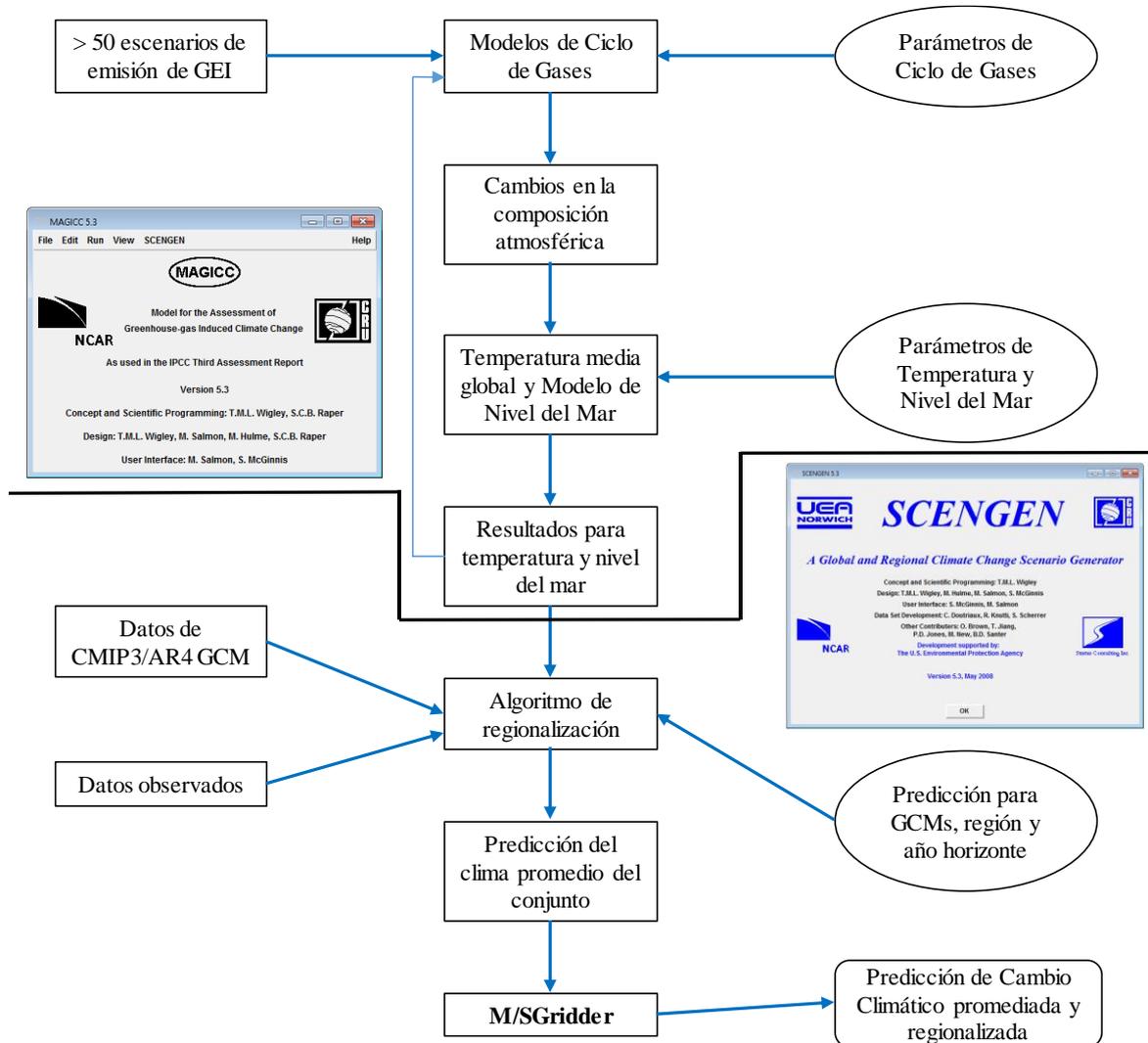
---

MAGICC/SCENGEN 5.3 es un software de libre acceso que permite (Fordham et al. 2012):

1. Aplicar todos los GCMs utilizados por el IPCC en su cuarto informe de evaluación (IPCC 2007), tanto a nivel global como regional.
2. Realizar predicciones de temperatura y precipitación mediante el uso simultáneo de varios modelos de emisiones elegidos por el usuario, dando como resultado un promedio de los mismos (Roshan, Moghbel, and Grab 2012), para cualquier año hasta 2100.
3. Generar resultados para los escenarios de referencia asociados a las políticas de emisiones supuestas.

Una de las principales ventajas que ofrece el uso de este tipo de programas es la posibilidad de apreciar cómo influye la selección del modelo de emisiones en la predicción de la variación en ciertas variables (a escala global y regional) respecto a la situación actual, debido al cambio climático (Fordham et al. 2012). Los 20 GCM que incluye MAGICC/SCENGEN en su base de datos pueden ser utilizados para el cálculo de forma individual o en grupos de varios.

Figura 2.2. Estructura del software MAGICC/SCENGEN



Fuente: adaptado de Fordham et al. 2012.

Los resultados de MAGICC/SCENGEN aparecen en una cuadrícula con celdas de  $2,5^{\circ}$  sexagesimales, tanto para latitud como para longitud. Este nivel de precisión no es adecuado cuando la región a estudiar es menor de la correspondiente a los continentes o grandes países, por lo que debe recurrirse a otras técnicas de aumento de resolución, que ofrecen pronósticos más precisos a nivel local y regional.

## 2.4.- Técnicas de aumento de resolución o *downscaling*

Como se ha indicado, los GCM son unas herramientas de mucha utilidad para analizar los posibles cambios en el sistema climático global, si bien su baja resolución (aproximadamente 200 km) no permite una correcta simulación de los efectos meteorológicos a escala local, que es donde se producen los impactos debidos al clima (Van Vuuren et al. 2012). El término *downscaling* se refiere a las técnicas de reducción de escala de los GCM, con el objeto de dotar de mayor resolución a éstos.

Existen dos metodologías para llevar a cabo esta tarea, denominadas *regionalización dinámica* y *regionalización estadística*.

La regionalización dinámica parte de los modelos regionales o de área limitada (RCM). Para ello, el RCM se anida dentro del GCM, en la zona de estudio correspondiente, y se toman como condiciones de contorno los valores del modelo general. Tienen la ventaja de ser físicamente consistentes, si bien la complejidad del cálculo limita la resolución a 25 km, aproximadamente. En Gutiérrez et al. (2010) se demuestra que, en zonas montañosas, las simulaciones a 25 km predicen precipitaciones inferiores a las observadas, mientras que una simulación a 5 km da lugar a una sobreestimación de la precipitación, más acusada en primavera y verano; la conclusión es que la predicción de la precipitación en los modelos numéricos se ve muy afectada por la orografía.

Por su parte, la regionalización estadística se apoya en modelos estadísticos empíricos que relacionan las variables de circulación a gran escala, dadas por los GCM, con variables locales, a partir de observaciones en superficie de magnitudes como temperatura o precipitación (Gutiérrez et al. 2010).

Se pueden diferenciar tres tipos de regionalización estadística, según las técnicas utilizadas (Willems et al. 2012).

- Funciones empíricas de transferencia: un ejemplo típico son los modelos de regresión, que relacionan las variables del modelo con datos observados en campo.
- Técnicas de tipología de tiempo: se fundamenta en la analogía esperada entre un evento futuro y uno pasado. De esta forma, un evento futuro del modelo se busca entre la serie de datos históricos disponibles. Este método se puede utilizar para predecir las precipitaciones

futuras, si bien su mayor desventaja es que no es posible considerar intensidades de lluvia mayores a las ya registradas en el pasado.

- Modelos estocásticos de lluvia: son de utilidad para simular valores de variables que están en una escala temporal mayor a la deseada (por ejemplo, en valores por meses, y se necesitan expresadas en valores por día). Como los valores se obtienen a partir de análisis estadísticos de series de datos, también son conocidos como “generadores de tiempo”.

Así, por ejemplo, (Onyutha et al. 2016) proponen, para estimar la lluvia futura en la cuenca del Lago Victoria (África), una regionalización estadística basada en la técnica de perturbación avanzada de cuantiles, que se enmarca en el primero de los tres tipos enumerados, consistente en:

- 1) Seleccionar una intensidad umbral que defina un día húmedo de las series disponibles observadas, de control y del escenario analizado.
- 2) Calcular el factor de perturbación del cuantil  $Qp_i$ , a partir de las intensidades umbral de día húmedo.
- 3) Aplicar, a cada intensidad umbral de las series de datos, el cuantil  $Qp_i$  calculado como cociente entre  $sx_i/cx_i$  a partir de la Ecuación 2.1.

$$P_{Fut}(i) = ex_i \cdot \frac{sx_i}{cx_i} \quad [ec. 2.1]$$

Donde:

$P_{Fut}(i)$  = precipitación en el escenario futuro (mm/d)

$ex_i$  = cuantiles de la serie observada

$sx_i$  = cuantiles del escenario considerado

$cx_i$  = cuantiles de la serie de control

- 4) Calcular el factor de cambio en la frecuencia de días húmedos
- 5) Extender o reducir la longitud de los períodos húmedos en consonancia con el factor de cambio en la frecuencia de días húmedos.

- 6) Calcular el nuevo valor para el escenario de cambio climático a escala local tras aplicar la nueva perturbación de período húmedo y validarlo con el cuantil  $Qp_i$  obtenido en el punto 2). La validación de los resultados se realiza mediante comparación gráfica a partir de:
  - a. Media mensual de la intensidad en días húmedos
  - b. Media de la intensidad diaria en días húmedos
  - c. Duración media del período húmedo
  - d. Coeficiente de variación de la intensidad en días húmedos
- 7) Si los errores entre los valores para el escenario de cambio climático en los pasos 6) y 2) son suficientemente pequeños, a partir de la proximidad observada en los gráficos de validación, las series obtenidas en el paso 5) serán las proyecciones futuras; si no, se deben repetir los pasos 5) a 7).

Recientes trabajos (Cortés-Hernández et al. 2016) encontraron que la dependencia física entre la intensidad de la precipitación y la temperatura era bien reproducida por modelos WRF (Weather Research Forecasting), aunque la intensidad en los eventos de menor duración (pocas horas, o minutos), era subestimada.

Von Storch et al. (1993) demostraron que, para la Península Ibérica, los cambios derivados de las variaciones en la presión atmosférica al nivel del mar en el Atlántico Norte a lo largo del S.XX habían producido un incremento casi constante en el volumen de lluvia acumulada en invierno, cuantificándolo en unos 10 mm/mes, equivalente a un 20-25% más que los niveles observados en la década de 1900-1910. Los mismos autores concluyeron que, ante un nuevo escenario climático, los patrones de lluvias (tanto en volumen como en intensidad y frecuencia) en la Península Ibérica serán más sensibles a los cambios en la presión atmosférica al nivel del mar que a cualquier otro factor.

## **2.5.- Escenarios Regionales Probabilísticos de Cambio Climático en Cantabria**

La Consejería de Medio Ambiente del Gobierno de Cantabria elaboró, durante los años 2008 y 2009, el proyecto “Generación de Escenarios Regionales de Cambio Climático en Cantabria”,

con el objetivo de caracterizar el régimen termopluviométrico de la Comunidad Autónoma con una alta resolución (1 km), así como su proyección a futuro según distintos escenarios de cambio climático (Gutiérrez et al. 2010).

Las predicciones sobre Cantabria son, en casi todos los escenarios, coincidentes en un aumento de la temperatura media anual y una disminución de la precipitación acumulada anual. Esto, sin embargo, no ofrece información respecto al régimen de lluvias esperable, pues las lluvias de origen ciclónico no resultan fácilmente predecibles, ni siquiera a corto plazo.

A partir de las proyecciones hacia final del S. XXI de los escenarios A1B y A2, la clasificación climática para Cantabria tiende hacia un clima mediterráneo (Csa)<sup>2</sup> o de transición mediterráneo-oceánico (Csb) en el litoral (Gutiérrez et al. 2010). Si esto fuera cierto, cabría esperar que las precipitaciones, aun siendo menores en términos absolutos que hoy en día, tuvieran un reparto más desigual a lo largo del año, con mayores temporadas de sequía y lluvias más torrenciales, de forma similar a como sucede en el levante español actualmente.

---

<sup>2</sup> Según la clasificación climática de Köppen:

Csa: clima con la temperatura media del mes más frío  $-3\text{ °C} < T^a < 18\text{ °C}$ ; la precipitación acumulada media en el mes más seco es  $P < 30\text{ mm}$ , y es inferior a 1/3 de la precipitación acumulada media en el mes más lluvioso; la temperatura media en el mes más cálido es  $T^a > 22\text{ °C}$ .

Csb: ídem anterior, pero la temperatura media en el mes más cálido es  $T^a < 22\text{ °C}$ , y hay más de cuatro meses con temperatura media  $T^a > 10\text{ °C}$ .

---

## 2.6.- Bibliografía y fuentes

Arisz, H. and B. C. Burrell. 2007. "Urban Drainage Infrastructure Planning and Design Considering Climate Change."

Carlson, C., Barreteau, O., Kirshen, P., & Foltz, K. (2015). Storm water management as a public good provision problem: Survey to understand perspectives of low-impact development for urban storm water management practices under climate change. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 141(6), 1-13.

Cortés-Hernández, V. E., Zheng, F., Evans, J., Lambert, M., Sharma, A., & Westra, S. (2016). Evaluating regional climate models for simulating sub-daily rainfall extremes. *Climate Dynamics*, 47(5-6), 1613-1628.

Fordham, D. A., Wigley, T. M. L., Watts, M. J., & Brook, B. W. (2012). Strengthening forecasts of climate change impacts with multi-model ensemble averaged projections using MAGICC/SCENGEN 5.3. *Ecography*, 35(1), 4-8.

Gill, S. E., Handley, J. F., Ennos, A. R., & Pauleit, S. (2007). Adapting cities for climate change: The role of the green infrastructure. *Built Environment*, 33(1), 115-133.

Gobierno de Cantabria (2017). *Estrategia de Acción frente al Cambio Climático de Cantabria 2017-2030. 2º borrador*. Consejería de Universidades e Investigación, Medio Ambiente y Política Social. Disponible en [http://www.cambioclimaticocantabria.es/web/cambio-climatico/detalle/-/journal\\_content/56\\_INSTANCE\\_NfF4/3528731/4656130](http://www.cambioclimaticocantabria.es/web/cambio-climatico/detalle/-/journal_content/56_INSTANCE_NfF4/3528731/4656130). Última consulta: marzo 2017.

Gutiérrez, J.M., Herrera, S., San-Martín, D., Sordo, C., Rodríguez, J.J., Frochoso, M., Ancell, R., Fernández, J., Cofiño, A.S., Pons, M.R., Rodríguez, M.A. (2010). Escenarios Regionales Probabilísticos de Cambio Climático en Cantabria: Termopluiometría. Consejería de Medio Ambiente. Gobierno de Cantabria.

Henderson-Sellers, A. & McGuffie, K. (1990). Introducción a los modelos climáticos. Ediciones Omega. Barcelona. ISBN: 84-282-0886-7. 231 p.

Howard, G.; Calow, R.; Macdonald, A.; Bartram, J. (2016). Climate Change and Water and Sanitation: Likely Impacts and Emerging Trends for Action. *Annu. Rev. Environ. Resour.*, 41, 253-276.

IPCC (2016). Disponible en [www.ipcc.ch](http://www.ipcc.ch). Fecha de última consulta: diciembre 2016.

IPCC (2014). Climate Change 2014: Synthesis Report. Contribution of Working Groups I, II and III to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change [Core Writing Team, R.K. Pachauri and L.A. Meyer (eds.)]. IPCC, Geneva, Switzerland, 151 pp.

IPCC (2012). Managing the Risks of Extreme Events and Disasters to Advance Climate Change Adaptation. A Special Report of Working Groups I and II of the Intergovernmental Panel on Climate Change [Field, C.B., V. Barros, T.F. Stocker, D. Qin, D.J. Dokken, K.L. Ebi, M.D. Mastrandea, K.J. Mach, G.-K. Plattner, S.K. Allen, M. Tignor, P.M. Midgley (eds.)]. Cambridge University Press, Cambridge.

IPCC (2007). *Cambio climático 2007: Informe de síntesis*. Contribución de los Grupos de trabajo I, II y III al Cuarto Informe de evaluación del Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático [Equipo de redacción principal: Pachauri, R.K. y Reisinger, A. (directores de la publicación)]. IPCC, Ginebra, Suiza, 104 págs.

IPCC (2001). *Cambio Climático 2001. Informe de síntesis. Resumen para responsabilidades políticas*.

IPCC (2000). *Informe especial del IPCC. Escenarios de emisiones. Resumen para responsabilidades políticas*. Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático. ISBN: 92-9169-413-4.

Kang, N., Kim, S., Kim, Y., Noh, H., Hong, S. J., & Kim, H. S. (2016). Urban drainage system improvement for climate change adaptation. *Water (Switzerland)*, 8(7).

- Marengo, J. A., Jones, R., Alves, L. M., & Valverde, M. C. (2009). Future change of temperature and precipitation extremes in south america as derived from the precis regional climate modeling system. *International Journal of Climatology*, 29(15), 2241-2255.
- Ministerio de Medio Ambiente (2007). *Generación de escenarios regionalizados de cambio climático para España. Primera fase*. Secretaría General para la Prevención de la Contaminación y el Cambio Climático. Instituto Nacional de Meteorología.
- Naciones unidas (1992). *Convención Marco de las Naciones unidas sobre el Cambio Climático*. FCCC/INFORMAL/84. GE.05-62301 (S) 220705. Nueva York, 9 de mayo. 1992. Disponible en <http://unfccc.int/resource/docs/convkp/convsp.pdf>. Última consulta: marzo 2017.
- Naciones Unidas (1998). *Protocolo de Kyoto de la Convención Marco de las Naciones Unidas sobre el Cambio Climático*. FCCC/INFORMAL/83. GE.05-61702 (S) 130605. Kyoto, 11 de diciembre. 1997. Disponible en: <http://unfccc.int/resource/docs/convkp/kpspan.pdf>. Última consulta: marzo 2017.
- Naciones Unidas (2015). *Convención Marco de las Naciones Unidas sobre el Cambio Climático. Acuerdo de París*. FCCC/CP/2015/L.9. GE.15-21930 (S) 121215. París, 12 de diciembre. 2015. Disponible en: <http://unfccc.int/resource/docs/2015/cop21/spa/109s.pdf>. Última consulta: marzo 2017.
- Nakicenovic, N. (2000). Greenhouse Gas Emissions Scenarios. *Technological Forecasting and Social Change*, 65(2), 149-166.
- Nakicenovic, N., Lempert, R. J., & Janetos, A. C. (2014). A Framework for the development of new socio-economic scenarios for climate change research: Introductory essay: A forthcoming special issue of Climatic Change. *Climatic Change*, 122(3), 351-361.
- Onyutha, C., Tabari, H., Rutkowska, A., Nyeko-Ogiramoi, P., & Willems, P. (2016). Comparison of different statistical downscaling methods for climate change rainfall projections over the Lake Victoria basin considering CMIP3 and CMIP5. *Journal of Hydro-Environment Research*, 12, 31-45.
- Roshan, G., Moghbel, M., & Grab, S. (2012). Modeling Caspian Sea water level oscillations under different scenarios of increasing atmospheric carbon dioxide concentrations. *Journal of Environmental Health Science and Engineering*, 9(1).
- Semadeni-Davies, A., C. Hernebring, G. Svensson, and L. -G Gustafsson. 2008. "The Impacts of Climate Change and Urbanisation on Drainage in Helsingborg, Sweden: Combined Sewer System." *Journal of Hydrology* 350 (1-2): 100-113.
- Smith, S. J., Wigley, T. M. L., Nakicenovic, N., & Raper, S. C. B. (2000). Climate Implications of Greenhouse Gas Emissions Scenarios. *Technological Forecasting and Social Change*, 65(2), 195-204.
- Van Vuuren, D. P., Riahi, K., Moss, R., Edmonds, J., Thomson, A., Nakicenovic, N., et al. (2012). A proposal for a new scenario framework to support research and assessment in different climate research communities. *Global Environmental Change*, 22(1), 21-35.
- Von Storch, H., Zorita, E., Cubasch, U. (1993). Downscaling of Global Climate Change Estimates to Regional Scales: An Application to Iberian Rainfall in Wintertime. *Journal of Climate*, 6, 1161-1171.
- Wade, T. J., Lin, C. J., Jagai, J. S., & Hilborn, E. D. (2014). Flooding and emergency room visits for gastrointestinal illness in Massachusetts: A case-crossover study. *PLoS ONE*, 9(10).
- Wigley T.M.L. (2008). MAGICC/SCENGEN 5.3 User Manual (version 2). NCAR, Boulder, CO.
- Wigley, T. M. L. (1995). MAGICC and SCENGEN: Integrated models for estimating regional climate change in response to anthropogenic emissions. *Studies in Environmental Science*, 65(PART A), 93-94.
- Willems, P., Molnar, P., Einfalt, T., Arnbjerg-Nielsen, K., Onof, C., Nguyen, V. -., et al. (2012). Rainfall in the urban context: Forecasting, risk and climate change. *Atmospheric Research*, 103, 1-3.

# **Capítulo 3**

## **Contenido de la tesis**



La tesis que aquí se presenta se estructura en ocho (8) capítulos, que se pasan a describir brevemente:

En el **Capítulo 1** se realiza una aproximación, a modo de introducción, a la problemática que suscita la gestión de las aguas pluviales en el entorno urbano. Problemas como las inundaciones, muchas veces consecuencia de la incorporación de antiguos cauces de arroyos a la red de drenaje, así como por la impermeabilización de superficies que en su estado original permitían la infiltración del agua en el terreno, han sido el caballo de batalla de los ingenieros hidráulicos en las ciudades. Además, la contaminación de las aguas pluviales, una vez que entran en contacto con los contaminantes presentes en el suelo, comprometen la calidad en el medio receptor. En este mismo capítulo se plantean los objetivos de la tesis, y que han dado lugar a su desarrollo.

En el **Capítulo 2** se presentan los condicionantes a tener en cuenta en la consideración de los efectos derivados del cambio climático, así como las diferentes aproximaciones que se han ido realizando a lo largo del tiempo y las limitaciones de las mismas. Respecto a la predicción de los patrones de lluvias en el futuro, la principal limitación obedece a motivos de escala, pues las tormentas convectivas, causantes de aguaceros de corta duración y gran intensidad, se forman a escala local y no regional. Es por ello que los modelos globales de clima deben escalarse, aumentando la incertidumbre cuanto mayor sea la escala de trabajo.

En el presente **Capítulo 3** se resume el contenido de esta tesis.

El **Capítulo 4** es una revisión del estado del arte, con especial atención a las técnicas de drenaje urbano sostenible más habituales, profundizando en algunos aspectos técnicos como la eficiencia en la mejora de la calidad, la capacidad de laminación, etc. Se pasa revista a la terminología utilizada en los diferentes países, principalmente los anglosajones (Canadá, Reino Unido, Estados Unidos de América, Australia), por ser los pioneros en este tipo de técnicas en el mundo. Por último, se pasa revista a algunas de las experiencias más destacadas en este campo, tanto a nivel nacional como internacional, y que se ha considerado interesante resaltar.

El **Capítulo 5** describe el proceso realizado para proponer medidas de ahorro energético en la red de abastecimiento de la ciudad de Santander. Para ello, se elaboró un modelo para simular la totalidad de la red, que fue calibrado mediante la toma de presiones en distintas horas del día y

---

sobre 49 puntos estratégicos de la red. Una vez calibrado éste, se identificaron las zonas más adecuadas sobre las que actuar, proponiendo mejoras concretas y cuantificando los ahorros energéticos estimados.

En el **Capítulo 6** se propone una metodología para el cálculo de los hietogramas o pluviogramas correspondientes a las lluvias de cálculo, y que servirán como datos de entrada en el modelo de la red de drenaje para el cálculo de la esorrentía. Siguiendo lo expuesto en el Capítulo 2, se propone también un método para la estimación de los hietogramas correspondientes al escenario de cambio climático, a partir de las clasificaciones climáticas actual y la futura.

A partir de lo expuesto en el Capítulo 6, en el **Capítulo 7** se aplica la metodología al caso particular de una de las cuencas de drenaje de la ciudad de Santander, la cuenca de Las Llamas, cuyas características físicas y fuerte dependencia de los bombeos la hacen apropiada para su estudio. Se realizaron simulaciones de la red unitaria de drenaje y saneamiento, para lluvias de 120 minutos de duración (análisis hidráulico de 7 h) y períodos de retorno  $T=2$  y  $T=10$  años, tanto en la situación actual como considerando los efectos del cambio climático, así como durante un período extendido de un año, entre el 01/01/2010 y el 01/01/2011, con datos de precipitación cada 10 minutos obtenidos del pluviógrafo de Santander. Se estudiaron los siguientes casos: situación actual, desconexión del humedal de Las Llamas, pavimentos permeables en los patios del colegio San Agustín, cuenco de detención en el parque de Mesones, cuenco de detención en la glorieta de la Av. Constitución con c/Alcalde Vega Lamera y cubiertas verdes en subcuencas de la Av. Faro y Av. Pérez Galdós. En total, se analizaron cuarenta (40) modelos diferentes, resultado de combinar los casos anteriores con las distintas duraciones y períodos de retorno.

Por último, el **Capítulo 8** contiene las conclusiones que se han extraído de esta tesis, tras el análisis de los resultados de la investigación realizada, así como futuras recomendaciones y líneas de investigación.

# **Capítulo 4**

El concepto de drenaje  
urbano sostenible.

Estado del conocimiento



## 4.1.- Introducción

El concepto de Drenaje Urbano Sostenible surge como alternativa a la visión del drenaje urbano tradicional, en la que prima la rápida evacuación de las aguas pluviales hacia lugares alejados de las áreas urbanas (a través de las redes de colectores y eventualmente mediante alivios hacia cauces naturales o el mar) (Burian and Edwards 2002). Esta visión, con un enfoque puramente hidráulico del problema, tuvo inicialmente resultados satisfactorios, al evitar que se produjeran inundaciones en lugares en los que era relativamente frecuente que se desbordaran colectores y rebosaran pozos, por lo que se evitaron cuantiosos daños, enfermedades y molestias a los ciudadanos.

A medida que el proceso de urbanización se fue haciendo extensivo, con la ocupación de cada vez más superficie y los cambios de usos del suelo asociados (sustitución de las superficies naturales por superficies impermeables como pavimentos, viales, edificios, etc.), este enfoque de drenaje mediante la evacuación rápida de las aguas de escorrentía se mostró ineficaz (Chen et al. 2015), tanto desde el punto de vista hidráulico como desde el punto de vista ambiental. Es por ello que, a finales de los años 70 (Fletcher et al. 2015), en los Estados Unidos de América surge el término de “desarrollo de bajo impacto” (*low impact development*, LID, en inglés). Sin embargo, otros autores (US EPA 2000) sitúan el origen de esta corriente, entendida como una nueva visión de la gestión de las aguas pluviales, en los años 90 y, en concreto en Maryland (Prince George’s County 1993). Este nuevo enfoque consiste en procurar un drenaje adecuado de las aguas pluviales, con el mínimo costo económico pero también con el menor impacto sobre los ecosistemas y las áreas naturales.

### 4.1.1.- Clean Water Act (CWA)

Sea como fuere, el aumento de la concienciación ciudadana, así como denuncias de algunos grupos ecologistas de los Estados Unidos de América (EEUU) por la mala calidad del agua en algunos lugares, desembocó en la primera regulación encaminada a la protección de las aguas, denominada *Federal Water Pollution Control Act Amendments* de 1972, que representó un avance importante respecto a la regulación original de 1948, cuya principal función era dotar de fondos

públicos a las administraciones locales y estatales para combatir la contaminación del agua en el país. A partir de las enmiendas introducidas en 1972, pasó a conocerse popularmente como *Clean Water Act* (CWA) y los objetivos fueron más ambiciosos: se estableció que todas las aguas residuales industriales y urbanas debían ser tratadas antes de su vertido al medio. Así, se concedió un plazo de 5 años (hasta 1977) para que todas las industrias instalaran las mejores tecnologías factibles (*best practicable control technology, BPT*) para el tratamiento de sus aguas. Para esa misma fecha, se pedía que todas las aguas residuales urbanas se trataran con un tratamiento equivalente a secundario. En este último caso se concedieron prórrogas para los municipios sin posibilidad de cumplir el primer plazo, con límite en 1988.

El CWA establece la estructura básica para regular el vertido de contaminantes en las aguas de EEUU, y les otorga a la Agencia Federal y a la EPA la autoridad para implementar programas de control de la contaminación. Del mismo modo, el CWA establece como ilegal que cualquier persona u organismo vierta ningún contaminante a aguas navegables, salvo que previamente obtenga permiso para ello. Consta de dos partes fundamentales (Copeland 2016): una de ellas establece las provisiones que autorizan la asistencia financiera federal para la construcción de plantas de tratamiento de aguas residuales; la otra contiene los requisitos reglamentarios de aplicación a los vertidos industriales y urbanos.

Se utilizan tanto normas de calidad de aguas como las limitaciones tecnológicas en la calidad de los efluentes para proteger la calidad de las aguas, y requiere a cada Estado que establezca sus propias normas de calidad para las masas de agua de las que sea responsable.

Las enmiendas introducidas en 1987 incluyeron medidas para que los Estados pudieran abordar el desarrollo de programas de gestión de la contaminación difusa, pues este tipo de contaminación no se consideraba en el CWA hasta entonces, y se estimó que era causante de más del 50% de los problemas de contaminación en las aguas estadounidenses. Las principales fuentes de contaminación difusa identificadas fueron la escorrentía de lluvia y de deshielo, al arrastrar contaminantes del suelo en forma de sedimentos, nutrientes, tóxicos, etc.

Posteriormente, en 1990, el Congreso promulgó el *Oil Pollution Act*, que establecía un procedimiento para el tratamiento de los vertidos de grasas y aceites sobre las aguas, así como imponer responsabilidades por tales vertidos.

Respecto a la provisión financiera, los Estados también contribuyen económicamente con sus propios recursos, con el compromiso de que el dinero destinado a la construcción de instalaciones de tratamiento de aguas les será reembolsado para la construcción en el futuro de nuevas instalaciones.

### **Permisos de vertido**

Al introducir el concepto de que ningún vertido sobre aguas estadounidenses es legal, salvo que disponga de permiso para ello, fue necesario el desarrollo de un programa para la eliminación de vertidos contaminantes a nivel nacional (*National Pollutant Discharge Elimination System*, NPDES). Los permisos de vertido tienen una validez de 5 años, pasados los cuales deben renovarse, y en ellos se especifican los parámetros de calidad que debe cumplir el efluente, así como la fecha límite para cumplir con ellos. En la ley se excluyen de obtener permiso algunas actividades como cierto tipo de cultivos, plantaciones forestales, y otras prácticas que no alteran los usos del suelo. Las fuentes de contaminación difusa no están sujetas a la obtención de permisos, dado que ya son consideradas en los programas para la gestión de la esorrentía.

#### **4.1.2.- Directiva Marco del Agua (DMA)**

En la Unión Europea, por su parte, los esfuerzos legislativos para la protección de la calidad de las aguas llegaron más tarde que en Norteamérica. Así, la primera figura legislativa no llegó hasta el año 2000, con la Directiva 2000/60/CE de 23 de octubre de 2000 por la que se establece un marco comunitario de actuación en el ámbito de la política de aguas, conocida popularmente como Directiva Marco del Agua (DMA). El origen de la misma hay que buscarlo en el seminario interministerial sobre la política de aguas de la Comunidad de 1988, en el que se puso de manifiesto la necesidad de una legislación comunitaria que abordara la calidad ecológica de las aguas superficiales comunitarias. Anteriormente, existían otras regulaciones sectoriales (Directiva 76/464/CEE de 4 de mayo de 1976, relativa a la contaminación causada por determinadas sustancias peligrosas vertidas en el medio acuático de la Comunidad; Directiva 80/68/CEE de 17 de diciembre de 1979, relativa a la protección de las aguas subterráneas contra la contaminación causada por determinadas sustancias peligrosas) pero no una relativa a la política de aguas. Por todo ello, en 1995, el Consejo exigió a la Comisión la elaboración de una nueva Directiva marco que estableciera los principios básicos de una política de aguas sostenible.

La Directiva Marco Surgió como herramienta para establecer un marco para la protección de las aguas superficiales continentales, las aguas de transición, las aguas costeras y las aguas subterráneas. El objetivo último de la DMA es “lograr la eliminación de todas las sustancias peligrosas prioritarias y contribuir a conseguir concentraciones en el medio marino cercanas a los valores básicos para las sustancias de origen natural”. Para ello, se refiere a la legislación comunitaria como instrumento encargado de fijar los requisitos mínimos, normas de calidad y valores límites de emisión para determinados contaminantes. En la propia Directiva se indica que el Parlamento Europeo y el Consejo deberán llegar a un acuerdo sobre las sustancias respecto a las cuales se tomarán medidas de carácter prioritario y sobre las medidas específicas a adoptar.

El objetivo último antes descrito se complementa con el objetivo de lograr un buen estado de las aguas, tanto superficiales como subterráneas, en cada cuenca hidrográfica. Para ello se exige la elaboración de un Plan Hidrológico de Cuenca particularizado para cada cuenca hidrográfica, siendo el Estado en cuyo territorio se encuentra la cuenca el responsable de su redacción.

Un principio novedoso que introdujo la DMA es el de recuperación de costes de los servicios relacionados con el agua, incluidos los costes medioambientales, en virtud del principio de que quien contamina, paga. Para ello se deja en manos de los Estados miembros la aplicación de las medidas correspondientes, incluyendo políticas de precios que incentiven al uso eficiente de los recursos hídricos.

Por lo que respecta al planteamiento combinado respecto a fuentes puntuales y difusas de contaminación, la DMA establece que los Estados miembros velarán por la aplicación de: controles de emisión basados en las mejores técnicas disponibles, los valores límites de emisión que correspondan y, para los impactos difusos, controles que incluyan mejores prácticas medioambientales, cuando procediera.

#### **4.1.3.- Low impact development (LID)**

El término *low impact development* (LID), o “desarrollo de bajo impacto” en español, se utiliza predominantemente en Norte América y Nueva Zelanda (Fletcher et al. 2015), y se refiere a las técnicas que procuran una gestión de las aguas pluviales de la forma más parecida a la situación natural previa a la urbanización, mediante técnicas que promuevan la infiltración y la

---

evapotranspiración para alcanzar un estado de funcionalidad hidrológica equivalente a la natural (US EPA 2000).

El término LID se utilizó inicialmente para diferenciar las técnicas de drenaje convencionales (redes de colectores que drenan grandes cuencas) de las técnicas consistentes en el drenaje de pequeñas cuencas mediante elementos como áreas de biorretención, cubiertas ajardinadas o cunetas vegetadas (Fletcher et al. 2015).

Es significativo que el acrónimo LID no contiene la palabra “agua”. En cierto sentido, esto puede haber ayudado a que algunas disciplinas como la arquitectura, el planeamiento urbano, la ecología o las ciencias sociales y económicas hayan incorporado la filosofía LID a sus campos (Fletcher et al. 2015).

#### **4.1.4.- Water sensitive urban design (WSUD)**

El concepto de *water sensitive urban design* (WSUD), traducido al español como “diseño urbano sensible al agua” (Sañudo 2014) surge en Australia en los años 90, con el objetivo principal de aumentar la proporción de superficies permeables e incorporar mayores superficies verdes, buscando un estado más próximo al natural, en lugar de las soluciones convencionales de drenaje mediante colectores (Kazemi, Beecham, and Myers 2013). Los principios sobre los que se construye la idea WSUD incluyen el aumento de la infiltración en origen, retención de la escorrentía en los propios edificios, aumento de los espacios verdes, charcas y humedales, así como el uso de los ecosistemas urbanos como tratamiento para mejora de la calidad del agua antes de verterla al medio (Bell 2015). Algunos autores (Bach, McCarthy, and Deletic 2015) destacan la complejidad en el diseño y planeamiento de estos sistemas, proponiendo abordar factores de escala, sociales y de desarrollo urbano de forma conjunta.

Ferguson, Frantzeskaki, y Brown (2013) definen la “water sensitive city” como la representación conceptual del paradigma de diseño sensible al agua, con el uso de prácticas de planeamiento, construcción y gestión que prioricen la habitabilidad, la sostenibilidad y la resiliencia en el diseño de dichas infraestructuras. La “water sensitive city” se apoya en tres pilares fundamentales (Wong and Brown 2009): las ciudades como captadoras de agua como recurso, las ciudades como proveedoras de ecosistemas y las ciudades como compendio de comunidades sensibles al agua.

#### 4.1.5.- Sustainable urban drainage systems (SUDS)

Está aceptado por la comunidad científica (Fletcher et al. 2015) que la primera persona que utiliza el término “sistemas de drenaje urbano sostenible” (*sustainable urban drainage systems*, SUDS) es Jim Conlin, de la empresa pública Scottish Water, en 1997.

A comienzos del Siglo XXI el término se populariza en Gran Bretaña, con la publicación de guías y documentos técnicos en Gales, Escocia, Irlanda e Inglaterra (Dublin 2005; CIRIA 2000), que desembocaron en la principal guía para el diseño e implantación de técnicas de drenaje urbano sostenible en el Reino Unido, *The SUDS Manual* (CIRIA 2007).

Las técnicas SUDS tienen como objetivo fundamental gestionar el agua de lluvia caída sobre los tejados y la escorrentía proveniente de otras superficies, mediante una secuencia de actuaciones, para reducir el riesgo de inundaciones y la contaminación del agua, así como reducir la presión ejercida sobre la red de drenaje existente y mejorar la biodiversidad a escala local (DEFRA 2011).

#### 4.1.6.- Best management practices (BMPs)

Las mejores prácticas de gestión, o *best management practices* (BMPs), en inglés, se propusieron como técnica aplicable a la gestión de las aguas pluviales en los años 70 en Estados Unidos, como parte del CWA (Unites States of America 1972). El término se utiliza habitualmente para referirse a técnicas encaminadas a reducir la contaminación en diferentes ámbitos (aire, agua, agricultura, etc.) en Estados Unidos y Canadá, y la US-EPA indica que “BMPs” se refiere a *programación de actividades, prohibición de prácticas, labores de mantenimiento y otras prácticas de gestión para prevenir o reducir la contaminación de las “aguas de los Estados Unidos”*. *BMP también incluyen los tratamientos necesarios, procedimientos operativos y tprácticas para el control de la escorrentía, los derrames o fugas, fangos o eliminación de residuos o drenaje de los depósitos de materias primas* (US EPA 2011).

Fletcher et al. (2015) mencionan otros términos que se utilizan en el mundo para referirse a técnicas de drenaje urbano sostenible, tales como: *integrated urban water management* (IUWM), *stormwater control measures* (SCMs), técnicas alternativas o compensatorias (*alternative techniques*, ATs, *compensatory techniques*, CTs, Francia), control en origen (*source control*,

---

---

Norteamérica), infraestructura verde (*green infrastructure*, EEUU), dispositivos de mejora de calidad de las aguas de lluvia (*stormwater quality improvement devices*, SQIDs, Australia).

#### **4.1.7.- Innovative stormwater management**

El término “gestión innovadora de las aguas pluviales” o *innovative stormwater management* fue propuesto para Canadá por Marsalek y Schreier (2009), en un intento de evitar la confusión de adjetivos como “bajo” (desarrollo de bajo impacto o *low impact development*), “sensible” (diseño urbano sensible al agua o *water sensitive urban design*) y “sostenible” (drenaje urbano sostenible o *sustainable urban drainage*). Los mismos autores diferencian tres niveles o escalas en la gestión: propiedad particular, barrio y cuenca.

#### **4.2.- Principales sistemas de drenaje urbano sostenible**

Las técnicas de drenaje urbano sostenible (TDUS) son bien conocidas por su énfasis en la mejora de la gestión del agua en términos de calidad, cantidad, paisajismo y biodiversidad (Charlesworth 2010).

A partir de las primeras experiencias, las principales administraciones de los países anglosajones, fundamentalmente en los Estados Unidos de América, Canadá, Reino Unido (CIRIA 2007) y Australia (Melbourne Water 2010) no tardaron en elaborar sus propias guías y recomendaciones para la gestión de las aguas pluviales de forma sostenible.

Entendiendo que las técnicas de drenaje urbano sostenible pueden identificarse como BMPs, la EPA diferencia dos tipos de BMP que pueden utilizarse para reducir el riesgo de inundación y las amenazas por contaminación aguas abajo, y que son:

- **Medidas no estructurales:** se refieren a medidas de control en origen, es decir, que no consisten en obras ni elementos especialmente diseñados y contruidos para tratar la escorrentía que llega a un lugar, pero que contribuyen a una mejor gestión de las aguas pluviales. Se pueden incluir actuaciones tales como: educación y concienciación ciudadana, limpieza de calles, mantenimiento adecuado de obras de

drenaje, identificación y prevención de vertidos no autorizados, incentivos al uso de dispositivos ahorradores de agua en el hogar, etc.

- Medidas estructurales: se refieren a medidas que requieren de obras y actuaciones sobre el terreno, y que sirven para tratar la escorrentía generada en el mismo emplazamiento o la proveniente de otro lugar de la cuenca. En este grupo se incluyen los estanques y depósitos de detención, las cubiertas ajardinadas, las cunetas verdes, pavimentos permeables, áreas de biorretención, zanjas de infiltración, humedales artificiales, etc.

Existen numerosos criterios para clasificar los sistemas de drenaje sostenible. No obstante, el más habitual y aceptado por los autores es el del lugar en que se localizan, dentro de la red. Así, se diferencia entre sistemas de control en origen (antes de que el agua entre en la red de saneamiento) y sistemas de control aguas abajo.

#### **4.2.1.- Sistemas de control en origen**

##### 4.2.1.1.- Pavimentos permeables

Un pavimento permeable o pavimento poroso es un tipo especial de pavimento que permite que el agua pase a través de él, de forma que reduzca la escorrentía generada por un aguacero en el propio pavimento y en las áreas que drenan hacia él (US EPA 1999a). Este tipo de pavimentos puede estar formado por una mezcla bituminosa drenante, un hormigón poroso o elementos prismáticos (normalmente adoquines) con juntas especialmente diseñadas para dejar un gran número de huecos. También pueden ser elementos prefabricados de plástico o celosías de hormigón, si bien estos elementos se deterioran con facilidad por efecto de las cargas producidas por los vehículos.

Figura 4.1. Pavimentos porosos de celosías de hormigón hidráulico (izquierda) y elementos modulares de plástico (derecha). Parque de Las Llamas (Santander)



Estos tipos de pavimentos pueden sustituir a los pavimentos convencionales en zonas de aparcamiento, vías de tráfico ligero y arcenes, siempre y cuando se aseguren otras condiciones como la permeabilidad del suelo, la ausencia de grandes pendientes o la calidad de las aguas subterráneas. No se aconseja su uso en climas fríos o áridos, ni en aquéllos con un alto grado de erosión eólica, dado que la congelación del agua y los sedimentos transportados por el viento pueden arruinar el pavimento.

Las principales ventajas que reporta un pavimento permeable son (US EPA 1999a):

- Depuración del agua al eliminar contaminantes.
- Menor necesidad de disponer bordillos y colectores.
- Mejora de la seguridad vial al aumentar la resistencia al deslizamiento.
- Aumento de la recarga de los acuíferos.

Dublin (2005) añade otras ventajas a las antes mencionadas, entre las que destacan:

- Reducción de los volúmenes de escorrentía y los caudales punta.
- Reducción de encharcamiento e inundaciones.
- Las bajantes de los tejados pueden verter directamente a las capas inferiores del pavimento.
- Posibilidad de reutilización del agua para otros usos como el riego de zonas verdes o la descarga de sanitarios.

- Los vertidos de aceites pueden ser tratados in situ (nótese que, en este caso, se considera una ventaja el tratamiento de las grasas y aceites por parte del pavimento permeable).

Las principales desventajas de estos sistemas son (US EPA 1999a):

- Tendencia a atascarse si no son construidos o mantenidos adecuadamente. Cambridge (2009) indica que, si bien se aprecia una reducción en la permeabilidad a lo largo del tiempo, en el Reino Unido siguen siendo efectivos para drenar los aguaceros de diseño y, si se obstruyen completamente, pueden rehabilitarse con un barrido y/o chorro de agua a presión.
- Alta probabilidad de fallo (reducida vida útil).
- Riesgo potencial de contaminación de las aguas subterráneas.
- Estos dispositivos no están diseñados para tratar los aceites o gasolinas que pueden verter accidentalmente los vehículos. Respecto a este punto, hay que resaltar que existen estudios que demuestran que los pavimentos permeables con capas de geotextil retienen parcialmente este tipo de contaminación (Rodríguez 2008).
- Si el suelo no es capaz de drenar el agua entre dos aguaceros consecutivos, pueden darse condiciones anaeróbicas que impidan la actividad biológica de los microorganismos.

Dublin (2005) añade otras desventajas a las anteriores, tales como:

- No están preparados para soportar tráfico pesado.
- Mal rendimiento en zonas con el nivel freático muy alto, a menos de 1,5 m de la base del pavimento.
- No se recomienda su disposición en terreno con una elevada pendiente, para evitar que el flujo se acumule en las partes más bajas.

Figura 4.2. Manchas de vertido accidental de aceites y gasolinas en el aparcamiento experimental del parque de Las Llamas (Santander)

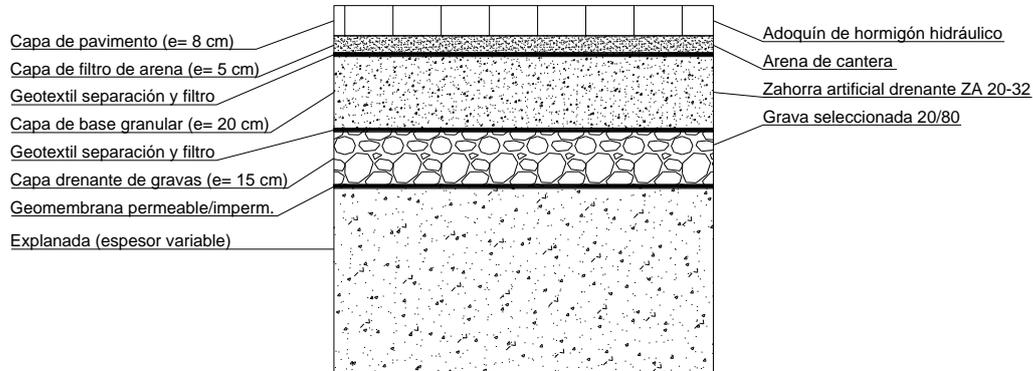


#### 4.2.1.1.1.- Elementos constituyentes

Una sección tipo de un firme poroso puede constar de los siguientes elementos:

- Capa de rodadura de pavimento poroso: hormigón, mezcla bituminosa, adoquín de 5 a 10 cm de espesor.
- Capa de filtro: material granular drenante (sin finos).
- Base granular: para base estructural del firme, de elevada porosidad. Normalmente está formada por grava de tamaño de partícula 4-8 cm.
- Zona de almacenamiento: capa de grava o elementos prefabricados (celdas de plástico, soluciones comerciales). Tiene más porosidad que la capa anterior.
- Filtro de separación: para evitar la migración de finos desde el sustrato adyacente. Normalmente está acompañada de una lámina geotextil.

Figura 4.3. Ejemplo de sección tipo de un firme con pavimento permeable de adoquines



#### 4.2.1.1.2.- Criterios de diseño

La escasa vida útil y la alta probabilidad de fallo están asociadas, normalmente, a errores de diseño, inadecuados procedimientos constructivos, suelos poco permeables y falta de mantenimiento adecuado. Las recomendaciones más importantes para evitar estos problemas se exponen a continuación (US EPA 1999a; Dublin 2005):

Respecto al emplazamiento:

- Elegir zonas donde el sustrato rocoso impermeable (o el nivel freático) esté a más de 1,5 m de profundidad respecto a la base.
- Pendientes < 5%.
- El metro superior del terreno debe tener una permeabilidad  $k > 3,6 \cdot 10^{-6}$  m/s.
- Distancia mínima a pozos de extracción para consumo de agua: 30 m.
- No recomendado en zonas de gran erosión eólica.
- Cuenca de drenaje < 6 ha.
- Evitar la entrada de caudales directos (tubos) en la sub-base del pavimento.

Respecto al tráfico permitido:

- Debe usarse en zonas de aparcamiento o carreteras de poco tráfico.
- Evitar su aplicación en zonas con abundante tráfico pesado.
- Evitar la aplicación de sustancias como la sal o productos químicos para fundir la nieve.

Respecto a la duración del aguacero de diseño:

- Entre 12 y 72 horas (normalmente 24 h)

Respecto al procedimiento constructivo:

- Usar maquinaria ligera para evitar la compactación del suelo.
- Interceptar y desviar la escorrentía durante la construcción del pavimento.
- La mezcla bituminosa debe extenderse a una temperatura de entre 115 y 130 °C.
- No debe usarse riego de adherencia (o, en su defecto, reducir las dotaciones de ligante), para evitar la impermeabilización de la sección.
- La temperatura exterior no debe ser inferior a 10 °C.
- Se debe compactar con una o dos pasadas de un compactador de 10 toneladas.
- Debe evitarse el tráfico durante los dos días siguientes a la extensión de la mezcla.
- Debe disponerse un pretratamiento (zanjas de infiltración, cunetas vegetadas, etc.) cuando el área de drenaje pueda arrastrar sedimentos hacia el pavimento.

Figura 4.4. Asientos diferenciales por deficiente construcción en un pavimento poroso (aparcamiento experimental del Parque de Las Llamas, Santander)



Puertas et al. (2008) proponen una metodología de cálculo del área permeable ( $A_f$ ) necesaria para drenar un cierto volumen de agua ( $W_q$ ), en función del espesor y la porosidad de la grava ( $d_g$ ,  $n_g$ ), el espesor y la porosidad del firme ( $d_f$ ,  $n_f$ ), la capacidad de infiltración del terreno ( $f$ ) y el tiempo de infiltración ( $T$ , entre 24 y 48 horas), según la expresión:

$$A_f = \frac{W_q}{n_g \cdot d_g + n_f \cdot d_f + f \cdot T} \quad [\text{ec. 4.1}]$$

#### 4.2.1.1.3.- Mantenimiento

Las labores de mantenimiento necesarias para garantizar el buen funcionamiento de los firmes permeables diseñados son (US EPA 1999a; Dublin 2005):

- Debe inspeccionarse el firme regularmente durante los primeros meses de funcionamiento, tras aguaceros de gran intensidad y con una periodicidad anual a partir del primer año.
- Barrido y aspirado dos veces al año.
- Mantenimiento de las zonas verdes adyacentes al pavimento drenante.
- Limpieza inmediata de los áridos y suciedad caída sobre el pavimento.
- Prohibición de almacenamiento de sustancias granulares y acopios de obra sobre el pavimento sin proteger.
- Limpieza de los conductos de evacuación del agua permeada dos veces al año.

#### 4.2.1.2.- Cubiertas ajardinadas o cubiertas verdes

Se llaman cubiertas ajardinadas, cubiertas verdes o terrazas vegetales a las superficies de los edificios que han sido cubiertas intencionadamente por una capa de vegetación y drenaje, de forma que la cubierta actúe como un elemento para la retención y evapotranspiración del agua. De esta forma, se consigue: laminar las avenidas, reducir los caudales punta, amortiguar los cambios de temperatura (actuando como aislante térmico) y realizar un tratamiento previo al agua de lluvia interceptada, que puede reutilizarse para otros usos como riego, descarga de aparatos sanitarios, etc.

Se distinguen dos tipos de cubiertas ajardinadas (Maryland 2000):

- Cubiertas ajardinadas extensivas: son las más comunes, y se distinguen por tener un espesor comprendido entre 5 y 15 cm, lo que limita el tipo de plantas a disponer a las especies herbáceas y de escaso porte.

- Cubiertas ajardinadas intensivas: el espesor de la capa de tierra vegetal es mayor que en el caso anterior (20 cm o más). Esto permite plantar especies arbustivas de mayor porte, pero entraña algunos inconvenientes:
  - Mayor exigencia estructural por el sobrepeso añadido.
  - Mayores costes y dificultades de diseño constructivos.
  - Mantenimiento más complejo.

El Manual de Diseño de Gestión de Aguas Pluviales del Estado de Nueva York (New York 2010) apunta una serie de beneficios asociados a estos sistemas, tales como:

- Permiten alcanzar los objetivos de reducir la esorrentía en términos de volumen total anual.
- Las capas que forman la cubierta (membranas, capa de almacenamiento, vegetación, etc.) contribuyen a regular la temperatura interior del edificio (evitando el sobrecalentamiento en verano y el escape de calor en invierno), con el consiguiente ahorro de energía para el propietario.
- El aislamiento adicional protege los materiales de los rayos ultravioleta y de los cambios bruscos de temperatura, lo que aumenta la vida útil de los materiales de la cubierta en torno a 20 años (Velázquez, 2005).
- Las cubiertas saturadas de agua son una protección adicional contra incendios.
- Contribuyen a refrescar la atmósfera urbana.
- Mejoran la calidad del aire.
- Se crea un hábitat adecuado para aves y mariposas.

Por otra parte, las principales limitaciones que deben tenerse en cuenta en el diseño de cubiertas vegetadas son (Maryland 2000):

- Presencia de conducciones y servicios que pueden condicionar el diseño.
- No es aplicable en cubiertas con pendiente > 30%.
- La estructura debe ser capaz de soportar el sobrepeso de la materia muerta (capas de material) y de la materia viva (vegetación y el agua retenida). En el Estado de Maryland se consideran unas sobrecargas por materia muerta de entre 40 y 175 kg/m<sup>2</sup>.

- Deben disponerse membranas de impermeabilización y de protección frente a los daños producidos por las raíces.
- El sistema de drenaje del edificio debe ser capaz de evacuar el aguacero de diseño sin que se inunde la terraza verde.

Figura 4.5. Cubiertas ajardinadas en Stuttgart (Alemania)



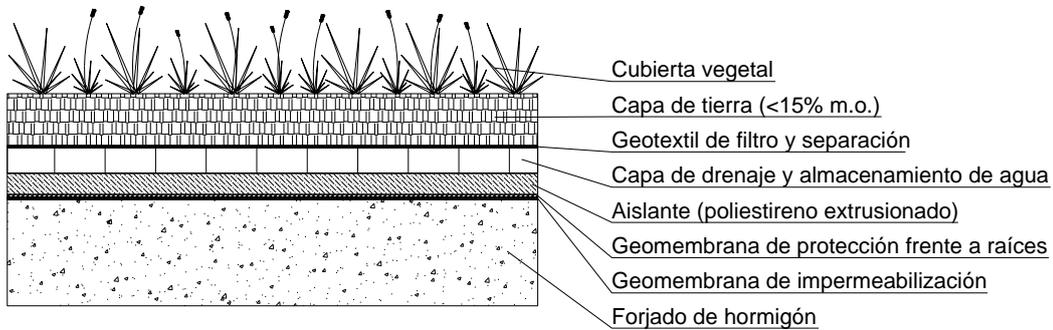
Foto: Cook, D. y Jenschel, L.

#### 4.2.1.2.1.- Elementos constituyentes

Existen numerosas variantes constructivas según el tipo de cubierta, características estructurales, vegetación implantada, etc. No obstante, en la mayoría de los casos, sobre el forjado de hormigón estructural se disponen las siguientes capas (de abajo a arriba):

- Geomembrana de impermeabilización del forjado.
- Geomembrana de protección frente a las raíces.
- Capa aislante (poliestireno extrusionado de entre 2 y 5 cm de espesor).
- Capa de drenaje y almacenamiento de agua (elementos plásticos, grava, etc.).
- Geotextil separación y filtro.
- Capa de tierra para crecimiento de la vegetación, de 5-15 cm de espesor.
- Cubierta vegetal.

Figura 4.6. Sección tipo de una cubierta ajardinada



#### 4.2.1.2.2.- Criterios de diseño

Teniendo en cuenta las limitaciones expuestas anteriormente, en Maryland (2000) se indican los siguientes criterios de diseño:

- Se debe disponer una geomembrana impermeable para conducir el agua que percole de las capas superiores. Este elemento debe ser resistente a la acción de las raíces.
- Si la cubierta es plana, debe disponerse una red de drenaje con tubos para facilitar la salida del agua.
- La escorrentía de los tejados anexos no debería conducirse hacia la cubierta vegetal.
- Cuando la cubierta tiene una pendiente igual o superior a 5°, se deben tomar medidas para asegurar la estabilidad y prevenir el deslizamiento, tales como la disposición de mallas de refuerzo, paneles o barras de rigidización.
- El tipo de vegetación a disponer debe ser resistente a la sequía y con especies autóctonas, a ser posible.
- Los primeros elementos que deben construirse son los sistemas de riego, pasarelas y barreras de protección frente a las raíces.
- Deben realizarse inspecciones periódicas durante las siguientes etapas de la construcción, en especial respecto a:
  - Disposición de la membrana de impermeabilización.
  - Construcción del sistema de drenaje.
  - Disposición de la capa de tierra.
  - Plantación de las especies vegetales.

- Antes de la primera ocupación.
- Durante la segunda temporada de crecimiento para asegurarse del adecuado desarrollo de la vegetación.
- Debe realizarse un mantenimiento consistente en inspección y siembra ligera una o dos veces al año.
- La capa de tierra debe ser un suelo con un contenido en materia orgánica inferior al 15%.

#### 4.2.1.2.3.- Mantenimiento

Las labores de mantenimiento necesarias para garantizar el buen funcionamiento de estos dispositivos son:

- Eliminación de suciedad y sedimentos acumulados (1 vez al mes, o cuando sea necesario).
- Inspección de la vegetación y siembra ligera (2 veces al año).
- Inspección de los elementos de desagüe y limpieza preventiva (2 veces al año).

#### 4.2.1.3.- Pozos y zanjas de infiltración

##### 4.2.1.3.1.- Introducción

Las zanjas y pozos de infiltración son unos dispositivos consistentes en una excavación en el terreno (con carácter lineal o puntual, respectivamente) y rellena de material filtrante, que permite el almacenamiento y la infiltración de la escorrentía (Puertas et al. 2008).

La ventaja de estos sistemas es su gran adaptabilidad, así como el bajo coste de construcción. Habitualmente se disponen en los espacios libres para favorecer la infiltración del agua en el terreno y como elementos de transporte (en el caso de las zanjas) hasta los depósitos de almacenamiento o infiltración. Tienen, por tanto, una doble misión de transporte y de evacuación del agua interceptada.

Las zanjas y pozos de infiltración se usan mayoritariamente en climas cálidos pero no áridos, dado que la nieve y el hielo, así como los largos períodos de sequía, influyen negativamente en el funcionamiento de estos dispositivos. Se pueden aplicar en solitario o junto con otros sistemas,

tales como estanques de detención, para conseguir tanto una mejora de la calidad del agua como una laminación de los caudales punta.

Las principales ventajas de estos elementos son la eliminación de sólidos suspendidos, coliformes, nutrientes y algunos metales solubles (US EPA 1999b). Además, al favorecer la infiltración en origen, se reduce el riesgo de contaminación de la escorrentía y se evita el conflicto entre la necesidad de recarga de las aguas subterráneas y su protección, permitiendo así cumplir los objetivos de cantidad y calidad simultáneamente (Bradford and Gharabaghi 2004).

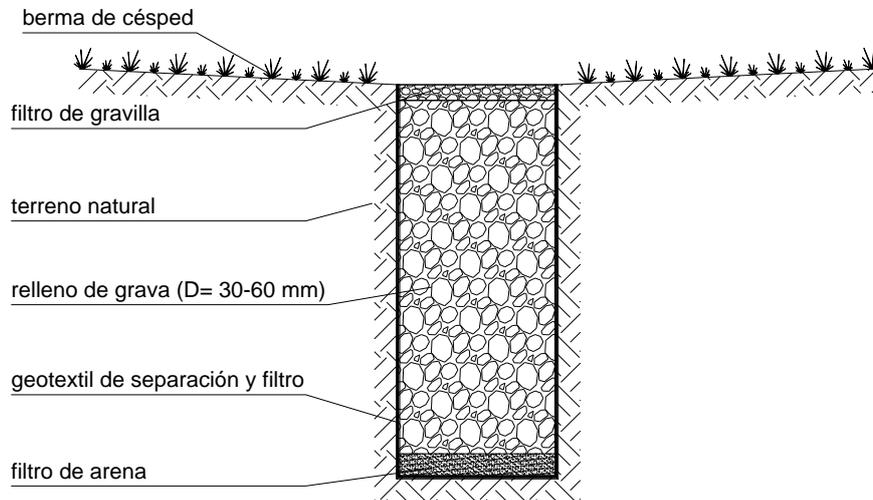
Como desventajas más importantes, destaca la posibilidad de contaminar las aguas subterráneas, la alta probabilidad de fallo si no se realiza un mantenimiento adecuado y la necesidad de disponer sistemas de pretratamiento cuando el agua lleva grandes cargas de sedimentos y grasas. Estos pretratamientos pueden consistir en cunetas vegetadas, filtros de gravilla o balsas de sedimentación.

#### 4.2.1.3.2.- Elementos constituyentes

Los elementos fundamentales de una zanja de infiltración (en el caso de un pozo el esquema es similar) son (Puertas et al. 2008):

- Filtro geotextil: lámina que recubre el fondo y los laterales de la excavación, evitando el paso de finos.
- Filtro de arena: de unos 15 cm de espesor.
- Relleno de grava: con tamaño de partícula entre 30 y 60 mm.
- Filtro de gravilla: en la parte superior de la zanja, con un espesor de 5 a 15 cm.
- Franja de césped: entre la zanja y la zona impermeable.

Figura 4.7. Sección tipo de una zanja de infiltración



#### 4.2.1.3.3.- Criterios de diseño

Las recomendaciones realizadas por la US-EPA para el diseño de estos elementos se resumen, de forma esquemática, a continuación:

- Debe evitarse su aplicación en suelos de tipo C o D (según la clasificación de suelos de la Tabla 2.2 de la Instrucción 5.2-IC Drenaje Superficial).
- Las zanjas deben estar separadas más de 30 metros de los pozos de bombeo para abastecimiento más cercanos, y 30 metros de la cimentación de los edificios más cercanos.
- Las pendientes óptimas aguas arriba son inferiores al 5%. Aguas abajo, se recomienda que la pendiente no sea mayor del 20% para minimizar fallos o escapes incontrolados.
- Una capa de gravilla en la parte superior proporciona un efecto de filtro y retención de sedimentos y aumenta la eliminación de contaminantes.
- Se recomienda disponer una franja vegetal adyacente a la zanja para retener las partículas arrastradas de mayor tamaño. Para evitar atascamientos durante la fase de construcción, se recomienda disponer tepe en lugar de siembra o hidrosiembra.

- El volumen de diseño varía de unas administraciones a otras, pero puede tomarse como criterio capturar el primer lavado, que se puede asimilar al volumen de agua del área de la cuenca de drenaje con una altura de 1,3 cm (SEWRPC, 1991).
- El agua que no se infiltra en la zanja debe evacuarse a otro sistema o, en último término, a la red general de saneamiento.
- La profundidad de la zanja suele ser de 2,5 metros, si bien es habitual que esté comprendida entre 1,0 y 3,5 m.
- La zanja debe ser capaz de drenar la escorrentía antes del siguiente aguacero. Como criterio, puede considerarse este intervalo igual a 72 horas.
- En aparcamientos y zonas muy transitadas por vehículos, debe disponerse un sistema de pretratamiento para separación de grasas, así como accesos adecuados para mantener estos elementos.
- Debe realizarse un mantenimiento adecuado, sembrando césped en la franja vegetal cuando sea necesario, eliminando basuras y elementos que puedan producir atascos, etc.

Puertas et al. (2008) proponen una metodología de cálculo de la anchura ( $A_z$ ) de la zanja, en función de la profundidad de la zanja ( $d_z$ ), el volumen de calidad del agua ( $W_q$ ), la porosidad del relleno filtrante ( $n$ ), la capacidad de infiltración del terreno ( $f$ ) y el tiempo considerado de saturación de la zanja ( $T$ ). La siguiente expresión relaciona las unidades mencionadas, y es similar a la propuesta para el diseño de pavimentos permeables:

$$A_z = \frac{W_q}{n \cdot d_z + f \cdot T} \quad [\text{ec. 4.2}]$$

#### 4.2.1.3.4.- Mantenimiento

El mantenimiento que se propone para este elemento es el que se indica a continuación:

- Inspeccionar 2 veces al año para detectar zonas de atascamiento.
- Segado del césped de la berma de pretratamiento (mensualmente o cuando sea necesario).
- Eliminación de los sedimentos acumulados (una vez al mes, o cuando sea necesario).

- Limpieza (o sustitución) de la gravilla y/o grava drenante (una vez al año o cuando sea necesario)
- Eliminación de malas hierbas de la superficie de gravilla (cuando sea necesario)

#### 4.2.1.4.- Cunetas vegetadas

##### 4.2.1.4.1.- Introducción

Una cuneta vegetada es un canal ancho y poco profundo con la base y los cajeros cubiertos de vegetación. Estos sistemas reducen el volumen de escorrentía y el caudal punta de los aguaceros, y favorecen la eliminación de algunos contaminantes mediante dos mecanismos (Borst et al. 2008):

- La vegetación aumenta el rozamiento en la cuneta, lo que reduce la velocidad y permite la sedimentación de los sólidos de mayor tamaño.
- En el suelo tienen lugar procesos de descomposición aerobia y adsorción, fijando algunos contaminantes presentes en el agua.

Por sus características, son apropiadas para gestionar la escorrentía de pequeños desarrollos residenciales, aparcamientos y carreteras (Dublin 2005).

Si bien estos dispositivos pueden disponerse de forma aislada, son mucho más efectivos si están asociados a otras técnicas de drenaje sostenible (tales como humedales, zanjas de infiltración, áreas de biorretención, etc.).

Las principales ventajas que ofrecen frente a otros sistemas convencionales, como los colectores de drenaje, son (US EPA 1999c; Cambridge 2009):

- Son elementos sencillos, pero muy efectivos para el control en origen
- Reducción de los caudales punta
- Eliminación de contaminantes del agua de escorrentía
- Favorecimiento de la infiltración
- Menores costes de construcción

Las principales limitaciones para aplicar estos sistemas son:

- No son adecuadas para zonas muy planas o muy abruptas, ni para suelos con drenaje deficiente.
- Tienen problemas de erosiones para volúmenes de escorrentía muy grandes o velocidades excesivas.
- Pueden entrañar riesgo de ahogamiento para niños, dar lugar a proliferación de mosquitos o emitir olores.
- No son adecuadas en zonas cuyo clima limita el crecimiento de la vegetación (zonas áridas).

Figura 4.8. Cuneta vegetada. Ardler Road (Gran Bretaña)

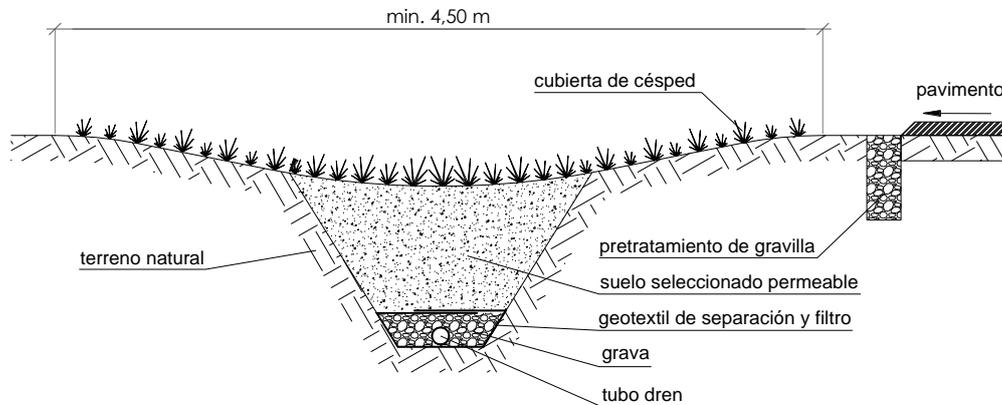


Fuente: [www.pipedup.wordpress.com](http://www.pipedup.wordpress.com)

#### 4.2.1.4.2.- Elementos constituyentes

Una cuneta vegetada no difiere mucho de una cuneta en tierras convencional, salvo por el hecho de estar cubierta de vegetación y la opción de disponer de un sistema de drenaje profundo para captar las aguas drenadas en exceso. Además, como medida para reducir la velocidad del agua, pueden disponer de pequeñas presas a lo largo del recorrido. A continuación, se muestra una sección tipo genérica.

Figura 4.9. Sección tipo de una cuneta vegetada



#### 4.2.1.4.3.- Criterios de diseño

A modo esquemático, los principales criterios que deben considerarse para el diseño de una cuneta vegetada son (US EPA 1999c):

- El suelo debe ser adecuado para favorecer el crecimiento de la vegetación y, si es posible, alcalino (para favorecer la retención de los metales pesados).
- La vegetación a sembrar debe seleccionarse de forma que se maximice la retención de contaminantes. La US EPA recomienda, para los Estados Unidos de América, la plantación de juncos, césped y leguminosas.
- El diseño de la sección hidráulica debe ir encaminado a maximizar el perímetro mojado (para que la superficie de contacto sea máxima).
- El caudal de diseño puede ser el correspondiente al aguacero de 24 horas de duración y un período de retorno de 6 meses. El máximo caudal recomendado es de 140 l/s.
- Para maximizar la efectividad de la cuneta, el calado máximo del agua no debería superar la altura del césped.
- Si la pendiente de la cuneta es superior al 4% se recomienda disponer estructuras de contención cada 15-20 metros, para reducir la velocidad del flujo.
- Si se realiza un mantenimiento periódico (resiembra en las zonas erosionadas, siega periódica, eliminación de maleza, riego en tiempo seco, eliminación de sedimentos y basura) la duración del sistema puede considerarse ilimitada.

#### 4.2.1.4.4.- Mantenimiento

El mantenimiento que se propone para este elemento es el que se indica a continuación (US EPA 1999c):

- Eliminación de suciedad y sedimentos acumulados (mensualmente o cuando sea necesario).
- Segado del césped (mensualmente o cuando sea necesario).
- Eliminación de malas hierbas y vegetación no deseada.
- Inspección de zonas de poco crecimiento de césped debido a la falta de luz y poda de vegetación adyacente, si fuera necesario (una vez al año).
- Resiembra de las zonas con vegetación dañada (anualmente, o si se aprecia suelo descarnado en más del 10% de la superficie).
- Inspección de tubos de entrada o salida, y limpieza en caso necesario (una vez al mes).

#### 4.2.2.- Sistemas de control aguas abajo

##### 4.2.2.1.- Sistemas de biorretención

Un sistema de biorretención consiste en una porción de terreno (no saturado de agua) que permite la mejora de la calidad del agua y la gestión de los caudales de escorrentía a través de las propiedades físicas, químicas y biológicas de las plantas, microorganismos y el propio suelo para eliminar los contaminantes del agua. Algunos de los procesos que tienen lugar en un sistema de biorretención son: sedimentación, adsorción, filtración, volatilización, intercambio iónico, descomposición, fitorremediación, biorremediación y almacenamiento de agua (Prince George's County 2007). Diversos estudios (Caldwell 2009) demuestran que los sistemas de biorretención son efectivos en la eliminación de metales pesados y nutrientes, y contribuyen al aumento del oxígeno disuelto en el agua de escorrentía.

Dependiendo de su ubicación dentro del sistema de drenaje, pueden considerarse tanto sistemas de control en origen como sistemas de control aguas abajo, ya que el diseño es muy flexible y puede adaptarse a ambas situaciones.

La capacidad de estos sistemas para tratar la escorrentía, no sólo desde el punto de vista hidrológico (gracias a la reducción de caudales punta y disminución del volumen total de escorrentía) sino también desde el punto de vista de la calidad del agua, los convierten en una alternativa que se ajusta a los requerimientos del desarrollo de bajo impacto (LID), al incorporar técnicas y procesos que imitan a las condiciones existentes en la naturaleza, antes de la urbanización de un lugar. Sin embargo, para aguaceros de gran intensidad (períodos de retorno elevados) la capacidad de retención disminuye, al no estar concebidos expresamente para este fin (Li, Li, and Li 2016).

Los sistemas de biorretención habitualmente tratan la escorrentía de áreas impermeables de tipo residencial, comercial o industrial (US EPA 1999d). Las dimensiones recomendadas por la EPA varían entre 60 m<sup>2</sup> y 4.000 m<sup>2</sup>, dependiendo del área drenada. Áreas menores de 100 m<sup>2</sup> se conocen como sistemas de micro-biorretención (Virginia 2010).

Los rendimientos de depuración se pueden estimar en los siguientes valores (ARC 2001):

- Sólidos en suspensión: 80%
- Fósforo total: 60%
- Nitrógeno total: 50%
- Metales pesados: 80%

#### 4.2.2.1.1.- Elementos constituyentes

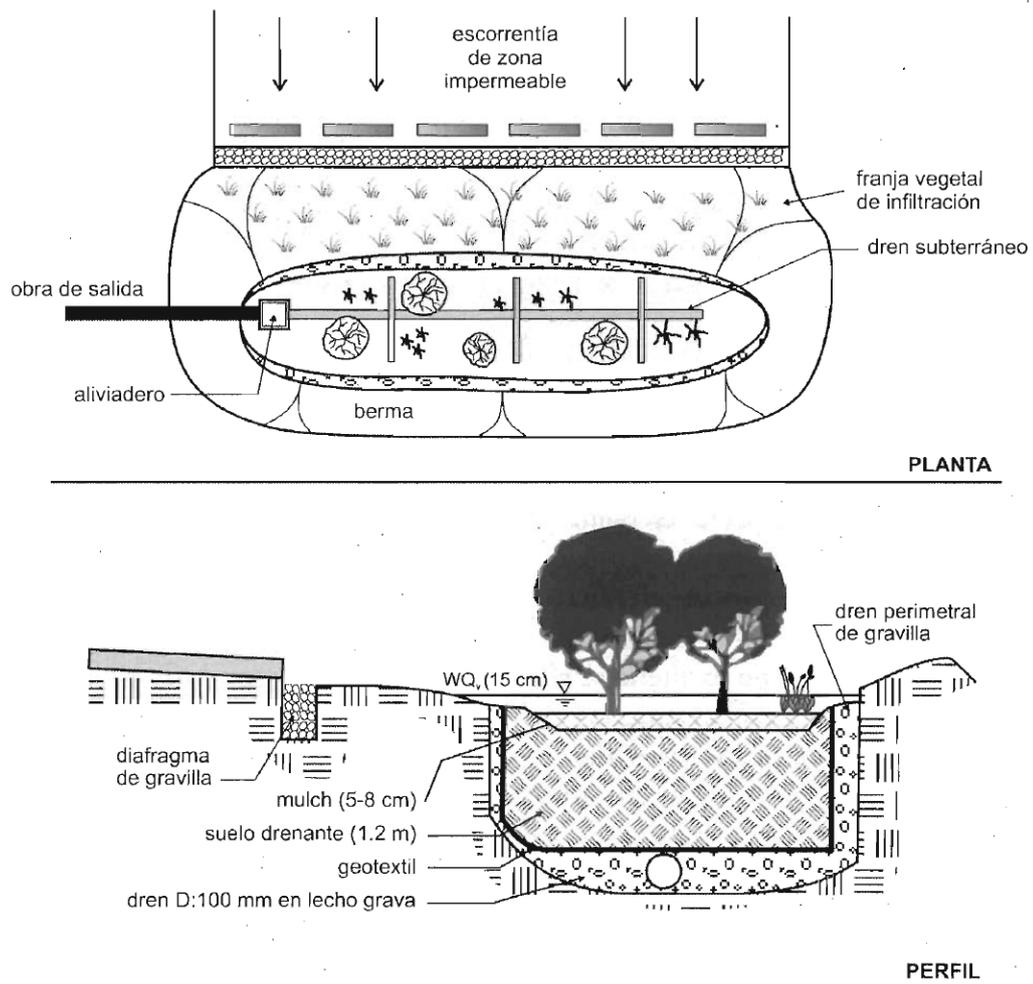
Las partes fundamentales de una zona de biorretención se muestran en la Figura 4.10 (Puertas et al. 2008). El agua se recoge en el fondo, una vez ha pasado por la zona de raíces de la vegetación y ha sido filtrada por el suelo. De forma esquemática, consta de:

- Diafragma de gravilla: funciona como un pretratamiento, donde se depositan los sólidos de mayor tamaño (hojas, plásticos, etc.).
- Franja de césped de amortiguación: atenúa la velocidad del agua, además de favorecer una ligera infiltración y retener parte de las partículas en suspensión no retenidas en el pretratamiento.
- Zona de detención: deprimida, para almacenar el volumen de calidad de agua. Esta zona facilita la infiltración, evaporación y se mejora la sedimentación de las partículas. El filtro orgánico superior, mulch, favorece el crecimiento de

microorganismos que eliminan hidrocarburos y materia orgánica. Lo mismo sucede en el suelo filtrante que, además, elimina metales pesados y nutrientes. La vegetación introducida favorece la eliminación de contaminantes y estabiliza el suelo.

- Filtro perimetral: de arena o gravilla, favorece las condiciones aeróbicas y actúa como drenaje del sistema.

Figura 4.10. Secciones tipo de un área de biorretención



Fuente: Puertas et al. (2008) (adaptado de MDE, 2000).

#### 4.2.2.1.2.- Tipologías de diseño

Existen diferentes tipologías de áreas de biorretención, dependiendo de su ubicación en el entorno y del tipo de área que drene. Así, se puede distinguir entre 8 tipos diferentes (Prince George's County 2007):

- Perimetral a un aparcamiento, sin bordillo.
- Perimetral a un aparcamiento, con bordillo.
- En medianas e isletas de carreteras y aparcamientos.
- Adyacentes a cunetas.
- En jardines ornamentales (*rain garden*).
- En forma de terraza plana sobre terrenos escarpados.
- En alcorques.
- En muros verdes, sobre terrenos escarpados.

Respecto al tipo de gestión que se hace de la escorrentía, se diferencian cuatro tipos diferentes, dependiendo del objetivo principal que se busca conseguir (Prince George's County 2007):

- Infiltración y recarga de acuíferos:
- Filtración y recarga parcial de acuíferos.
- Filtración, infiltración y recarga de acuíferos.
- Únicamente filtración.

#### 4.2.2.1.3.- Criterios de diseño

El dimensionamiento de los sistemas de biorretención es muy flexible, y puede hacerse para cumplir con distintos criterios, tales como:

- Volumen de recarga
- Volumen de calidad de agua (WQ<sub>v</sub>)
- Volumen de almacenamiento para protección de cauces
- Volumen de protección frente a inundaciones
- Volumen de inundaciones extraordinarias

US EPA (1999d) establece unos parámetros de diseño básicos, no vinculantes, que se explican con detalle en Prince George's County (2007). En resumen, estas recomendaciones son:

- Ideal en cuencas de superficie  $0,1 < S < 0,4$  ha. Para superficies mayores, se recomienda disponer varias zonas de biorretención.
- No recomendables en zonas con pendiente  $> 20\%$
- Las dimensiones en planta deberían estar comprendidas entre el 5 y el 7% del valor resultante de multiplicar la superficie de la cuenca drenante por el coeficiente de escorrentía medio, con un mínimo de  $55 \text{ m}^2$ .
- La profundidad máxima de la zona anegada debe ser  $< 15 \text{ cm}$ . De esta forma, se evitan la muerte de algunas plantas por ahogamiento y la proliferación de mosquitos.
- La permeabilidad del suelo deberá ser superior a  $3,5 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$  (suelos arenosos y limosos).
- El pH del suelo debe estar en el rango de 5,5 a 6,5, para favorecer la adsorción de contaminantes por la actividad microbiana.
- La profundidad del suelo drenante será al menos 10 cm superior a las raíces más profundas, y nunca inferior a 1,2 m. De esta forma se permite un enraizamiento mínimo para que las plantas estén protegidas frente al viento.
- La densidad de especies arbóreas y arbustivas a plantar será de 2.500 por hectárea, con una proporción de arbustos-árboles de 2:1 ó 3:1.
- Las especies vegetales más apropiadas son las autóctonas.

Virginia (2010) propone los siguientes parámetros de diseño para las dos tipologías de sistemas de biorretención que considera, muchos de ellos coincidentes con lo que recomiendan US EPA y Prince George's County:

- Zonas de micro-biorretención
  - $100 \text{ m}^2 < \text{Superficie cuenca de drenaje} < 2.000 \text{ m}^2$ .
  - Superficie aproximada: 4% de la cuenca de drenaje.
  - Pendiente del terreno:  $1\% < i < 5\%$ .
  - Calado máximo en la zona estancada: 15 cm.
  - Espesor del suelo filtrante  $> 60 \text{ cm}$  (máximo 90 cm).
  - Coeficiente de permeabilidad del subsuelo  $k > 1,27 \text{ cm/h}$  ( $3,5 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$ ).

- 
- Dren de fondo necesario si  $k < 7 \cdot 10^{-6}$  m/s, con una capa de grava de espesor mínimo 15 cm.
  - Entrada de flujo desde bajantes de tejados o escorrentía laminar.
  - Pretratamiento: externo + filtro de césped.
  - Vegetación: tepe, herbáceas, arbustos, árboles (al menos 2 de los 4 anteriores).
- Cuencos de biorretención
- Superficie cuenca de drenaje  $< 10.100$  m<sup>2</sup>.
  - Pendiente del terreno:  $1\% < i < 5\%$ .
  - Calado máximo en la zona estancada: 15 cm.
  - Espesor del suelo filtrante  $> 90$  cm (máximo 1,8 m).
  - Coeficiente de permeabilidad del subsuelo  $k > 1,27$  cm/h ( $3,5 \cdot 10^{-6}$  m/s).
    - Entrada de flujo desde escorrentía laminar, cunetas, zanjas de drenaje, o equivalentes.
    - La longitud del camino más corto recorrido por el agua debe ser el 80% de la longitud total.
    - Pretratamiento: arqueta de pretratamiento más uno de los siguientes: franja de filtro de césped, diafragma de grava, dissipador de flujo de grava.
    - Vegetación: tepe, vegetación herbácea, arbustos o árboles. Debe cubrirse el 90% con vegetación en los 2 primeros años. El tepe debe combinarse con otro tipo de vegetación.

#### 4.2.2.1.4.- Mantenimiento

El mantenimiento que se recomienda para este tipo de sistemas es el que se indica a continuación (US EPA 1999d):

- Inspeccionar los tubos de entrada y salida, y limpieza de los mismos en caso necesario (mensualmente y después de aguaceros importantes).
- Inspeccionar las superficies de infiltración y controlar el tiempo de desagüe para determinar la necesidad de mantenimiento (mensualmente, o cuando sea necesario).
- Eliminar la suciedad y sedimentos acumulados (una vez al mes o cuando sea necesario).

- Poda y recorte de árboles y arbustos, con reciclado para generación de mulch en la capa de tierra vegetal (cada 2 años).
- Pinchado, escarificado y eliminación de paja seca.
- Riego (cuando sea necesario).
- Siembra (anualmente, o cuando sea necesario).
- Eliminación de la vegetación dañada o muerta (cuando sea necesario).
- Tratamiento y restauración de zonas erosionadas (cuando sea necesario).
- Comprobación del pH del suelo subyacente, y tratamiento con los productos adecuados en caso de ser necesario variarlo (una vez al año).

#### 4.2.2.2.- Cuencos de detención

##### 4.2.2.2.1.- Introducción

Un cuenco de detención es una depresión en el terreno, normalmente cubierta de césped u otro tipo de vegetación, a la que fluye la escorrentía en los eventos de tormenta. Se emplean para el almacenamiento temporal de avenidas y su posterior drenaje al medio. Son, por tanto, un sistema para laminar caudales punta. No obstante, en ellos también se realiza un tratamiento del agua interceptada, mediante sedimentación de los sólidos suspendidos, si bien es aconsejable asociar estos dispositivos con otros elementos que ofrezcan una depuración más profunda (Dublin 2005).

Por regla general, están secos, y no existe un nivel permanente de agua, aunque su diseño es flexible y pueden construirse para tener un nivel permanente (normalmente de superficie reducida). Dado que ocupan mucha superficie, es habitual que se utilicen también para otros usos (recreativos, zona de juegos, etc.) en época seca (Cambridge 2009).

Figura 4.11. Cuenco de detención



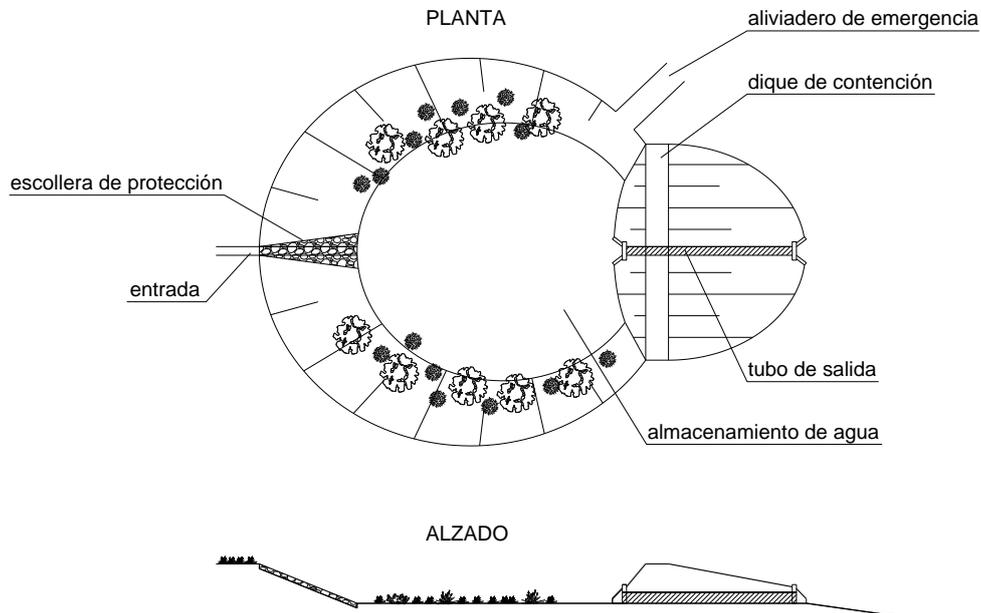
Fuente: Thompson Land Engineering, LLC.

#### 4.2.2.2.2.- Elementos constituyentes

Un cuenco o depósito de detención es una estructura razonablemente sencilla, si se aprovecha la topografía del terreno natural para su construcción. Los elementos que lo conforman son:

- Depresión del terreno sobre la que se dispone el depósito de detención. Se suele tapizar con césped y especies arbustivas en los taludes, para reducir la erosión.
- Estructura de entrada, consistente en un canal o cuneta y, eventualmente, protecciones contra erosiones.
- Dique (normalmente de tierras) que actúa como presa para el agua.
- Tubo de salida, con un diámetro suficiente para permitir su mantenimiento y un dispositivo regulador de la sección para que el desagüe sea controlado y amortigüe el aguacero.
- Aliviadero de seguridad, para los fenómenos cuyo período de retorno sea mayor que el utilizado para el diseño.
- Si el nivel freático está cerca de la superficie, y para impedir la contaminación de las aguas subterráneas, puede ser necesario disponer una geomembrana de impermeabilización del fondo.

Figura 4.12. Planta y alzado esquemáticos de un cuenco de detención



#### 4.2.2.2.3.- Criterios de diseño

A continuación, se exponen algunas consideraciones a tener en cuenta en el diseño de un cuenco de detención (CIRIA 2007; Dublin 2005):

- La profundidad máxima del agua no debería exceder de 3 m. Por razones de seguridad, esta altura puede reducirse a menos de 3 m.
- El fondo debe ser plano (inclinación máxima del 1% hacia el desagüe) para favorecer el contacto del agua con la vegetación, favorecer la sedimentación, reducir la velocidad del agua y reducir el riesgo de erosión.
- La relación largo:ancho debe estar entre 2:1 y 5:1. La entrada y la salida deben situarse de forma que se maximice el recorrido del agua por el fondo.
- La pendiente de los taludes no debe ser mayor que 1:4, salvo que se tomen medidas como vallar el perímetro para impedir el acceso. Pendientes mayores que 1:4 dificultan las labores de siega y mantenimiento.

- El diseño debe evitar formas geométricas (rectas, ángulos) para favorecer la integración paisajística de la obra. Formas onduladas e irregulares consiguen mejor integración con el entorno.
- Si la profundidad del depósito es mayor que 1,2 m, debe disponerse un salvavidas y señalizar correctamente el emplazamiento.

#### 4.2.2.2.4.- Mantenimiento

Para garantizar un buen funcionamiento del sistema es necesario realizar unas labores mínimas de mantenimiento, entre las que se encuentran (CIRIA 2007; Dublin 2005):

- Con carácter mensual: retirada de basuras y sólidos acumulados, siega del entorno del aliviadero, inspección de desagües.
- Con carácter semestral: siega de todas las zonas de césped, inspección de válvulas.
- Con carácter anual: retirada de vegetación muerta antes de la salida de nuevos brotes, retirada de sedimentos de los desagües, resiembra de zonas que han perdido vegetación.
- Inspección del cuenco tras un gran aguacero, para comprobar posibles daños.

#### 4.2.2.3.- Estanques de retención

##### 4.2.2.3.1.- Introducción

Los estanques de retención son masas de agua con tiempos de retención de unas dos semanas. Son uno de los sistemas más eficaces en la reducción de contaminantes de la escorrentía urbana, mediante procesos como la sedimentación, y la eliminación de nutrientes por fotosíntesis y por la acción de los microorganismos. Si se diseñan con capacidad para soportar variaciones en el nivel de la lámina de agua, también son eficaces en el control de inundaciones (Dublin 2005; Cambridge 2009). Normalmente, los estanques de retención constan de una parte central permanentemente inundada y una zona perimetral cubierta por vegetación, tanto en la zona seca como en la zona de aguas poco profundas (CIRIA 2007).

Las principales ventajas que se aprecian en estos sistemas son (CIRIA 2007; Dublin 2005):

- Tienen capacidad para eliminar contaminantes sólidos y disueltos, a través de procesos biológicos.

- Permiten el control del volumen de escorrentía.
- Facilitan la creación de nuevos hábitats.
- Aportan valor a las propiedades cercanas.

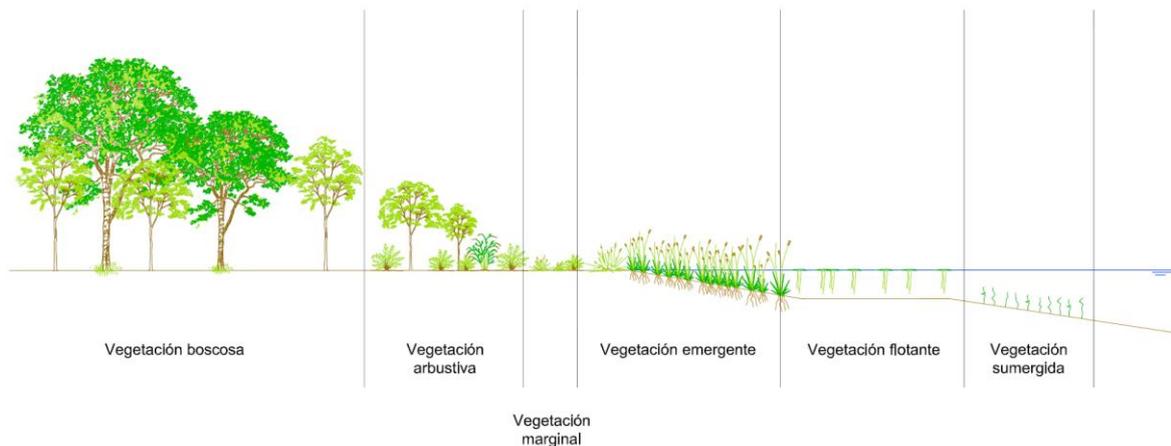
Respecto a las limitaciones o desventajas, se destacan:

- Si no se dispone de un caudal mínimo, pueden darse condiciones anaerobias.
- Apenas reducen el volumen total de escorrentía (sólo laminan el caudal punta).
- Ocupan mucha superficie, lo que dificulta su uso en entornos urbanos consolidados.
- Por motivos de seguridad, puede ser necesario el vallado perimetral, dificultando su integración en el entorno.

CIRIA (2007) describe varias zonas que debería contener un estanque de retención, para cumplir con los objetivos de depuración y tener un funcionamiento correcto:

- Charca de sedimentación: para realizar un pretratamiento de la escorrentía, antes de la entrada en el estanque. Puede prescindirse de este elemento cuando el estanque está conectado con otros sistemas de drenaje sostenible aguas arriba (cunetas vegetadas, áreas de biorretención, etc.).
- Charca permanentemente inundada: actúa como la principal zona de tratamiento, gracias al elevado tiempo de retención.
- Zona de almacenamiento temporal: para retener los excesos de escorrentía en períodos de lluvias intensas.
- Zona de aguas bajas: con vegetación emergente, en la zona perimetral del estanque. Actúa como un filtro biológico y como barrera natural para evitar la entrada de personas a la charca más profunda.

Figura 4.13. Perfil de vegetación típico en un estanque de retención.



Fuente: adaptado de CIRIA (2007).

#### 4.2.2.3.2.- Criterios de diseño

Para permitir un nivel de depuración adecuado, facilitar el mantenimiento del sistema y garantizar un funcionamiento seguro, CIRIA (2007) aconseja cumplir unos parámetros geométricos:

- Maximizar el recorrido del agua a lo largo del estanque.
- Limitar la profundidad máxima a 2 metros, para evitar la estratificación y condiciones anoxicas.
- Las mayores profundidades deben situarse cerca de la salida del estanque, para evitar la resuspensión de sedimentos y mantener una temperatura más fresca en el agua.
- Puede ser necesario disponer un aislamiento (capa de arcilla o geomembrana) para evitar la infiltración y que el estanque se vacíe o se contaminen las aguas subterráneas.
- Por motivos de seguridad, deben evitarse desniveles verticales superiores a 1,2 m. En caso de que sea inevitable, se puede recurrir a un vallado de protección y, en cualquier caso, incluir la señalización vertical adecuada.
- Un diseño consistente en varios estanques pequeños dispuestos en serie es más efectivo que un único estanque de mayores dimensiones, desde el punto de vista de la depuración del agua.

- Los vertederos u orificios de salida deben tener un acceso fácil para permitir el mantenimiento, y disponer de un aliviadero de emergencia.

#### 4.2.2.3.3.- Mantenimiento

Dublin (2005) y CIRIA (2007) recomiendan las siguientes prácticas de mantenimiento para asegurar un buen funcionamiento del estanque de retención a lo largo del tiempo:

- Habilitar un acceso fácil desde un camino próximo para permitir el paso de vehículos y operarios.
- Durante los primeros 5 años, mientras se establece la vegetación, controlar el crecimiento de especies invasoras no deseadas.
- Las entradas y salidas deben inspeccionarse regularmente, y siempre después de grandes aguaceros.
- Periódicamente, deben evaluarse posibles problemas por subsidencia, presencia de plantas invasoras, erosión o acumulación excesiva de sedimentos.

#### 4.2.2.4.- Humedales artificiales

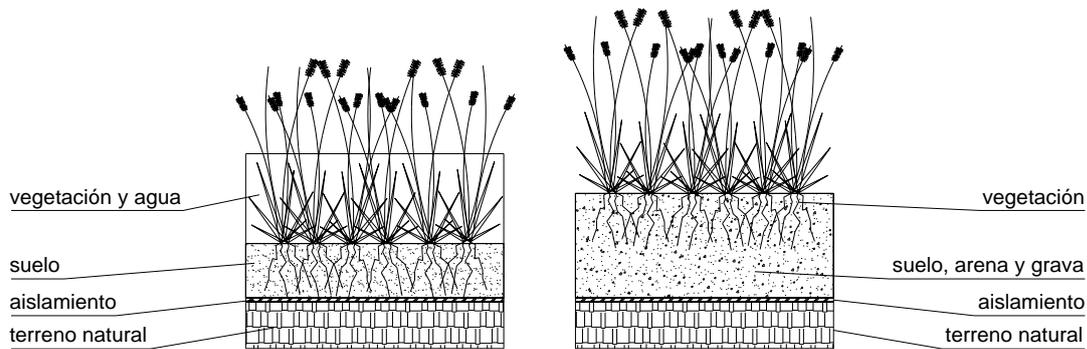
##### 4.2.2.4.1.- Introducción

Los humedales son sistemas similares a las áreas de biorretención, pero con un caudal continuo en tiempo seco (el agua circula permanentemente). La característica fundamental de los humedales es que presentan plantas hidrófilas que ayudan a la depuración de los contaminantes presentes en las aguas pluviales (Puertas et al. 2008). Además, el ecosistema se completa con microorganismos y microfauna que colonizan el medio. La labor principal de estos sistemas es, por tanto, realizar una depuración natural de las aguas, con la ventaja de que se alcanzan niveles muy altos de depuración. Los humedales se utilizan, incluso, como tratamiento secundario de aguas residuales urbanas, y esta experiencia hace que sean modos de tratamientos muy estudiados desde hace años (Hammer 1989; Meyer et al. 2013; Åstebøl, Hvitved-Jacobsen, and Simonsen 2004; Meyer et al. 2015; Shafer and Westfall 1991; Asmaliza et al. 2013; Carleton et al. 2000; Guillory and Macrina 1998; Lucas et al. 2015; Greenway 2015).

La clasificación más importante de estos sistemas se realiza según el tipo de flujo, que puede ser superficial, es decir, en lámina libre (la cota del agua está por encima del sustrato) o subsuperficial (la cota del agua no sobrepasa el sustrato). Para el tratamiento de aguas de

escorrentía y de sistemas unitarios de drenaje y saneamiento son más apropiados los humedales de flujo superficial, dado que soportan mejor las grandes variaciones de caudal (US EPA 1999e).

Figura 4.14. Sección transversal de un humedal de flujo superficial (izquierda) y otro de flujo subsuperficial (derecha)



US EPA (1999e) diferencia cuatro posibles diseños para los humedales de flujo superficial:

- Pantano poco profundo (*Shallow Marsh*): este diseño es el que requiere un mayor espacio de entre los considerados. Requiere de un flujo base mínimo para asegurar la circulación de agua en el humedal.
- Humedal de detención prolongada (*Extended Detention Wetland*): se trata de una modificación del anterior, para permitir el almacenamiento de un volumen extra de escorrentía y así atenuar mejor los caudales máximos y reducir los riesgos de inundación aguas abajo.
- Sistema de estanque/humedal (*Pond/Wetland System*): dispone de dos partes diferenciadas, una para un estanque de retención y otra para humedal. En el estanque se reduce la velocidad de la escorrentía y se depositan parte de los sedimentos, antes de que el agua entre en el humedal.
- Humedal de bolsillo (*Pocket Wetland*): drenan cuencas pequeñas (entre 0,4 y 4 ha), y se disponen en terrenos excavados hasta el afloramiento del nivel freático, para asegurar una fuente de agua permanente.

Las ventajas asociadas a la presencia de humedales artificiales son (CIRIA 2007; Dublin 2005; US EPA 1999e):

- Altas tasas de eliminación de los contaminantes presentes en la escorrentía urbana
- La construcción es económica, en comparación con otros sistemas de drenaje sostenible o de tratamiento de agua residual para pequeñas comunidades.
- Los gastos de mantenimiento son reducidos.
- Reducen los caudales punta y los riesgos de inundación aguas abajo.
- Se mejora la calidad del agua y de los hábitats aguas abajo.
- Admiten variaciones en el caudal tratado.
- El agua efluente puede ser reutilizada, dada su calidad.
- Se crea un ecosistema de alto valor.

Por otra parte, existen limitaciones al empleo de estos sistemas:

- Necesitan grandes cantidades de espacio, en comparación con otros sistemas.
- La calidad del efluente puede variar a lo largo del año (menor depuración en los meses fríos y con menor luminosidad, y durante la fase de mortandad de la vegetación).
- Los microorganismos y las plantas pueden ser sensibles a contaminantes tóxicos, como amonio y pesticidas.
- Las plantas y los microorganismos requieren una cantidad mínima de agua, por lo que pueden perecer en épocas de sequía.
- Vertidos accidentales o grandes aguaceros pueden reducir la efectividad del sistema de tratamiento.

Los rendimientos de depuración se pueden cuantificar en los siguientes valores (ARC 2001):

- Sólidos en suspensión: 80%
- Fósforo total: 40%
- Nitrógeno total: 30%
- Coliformes fecales: 70% (sin flujo permanente con colonias)
- Metales pesados: 50%

Figura 4.15. Humedal artificial integrado en un barrio residencial (Escocia)



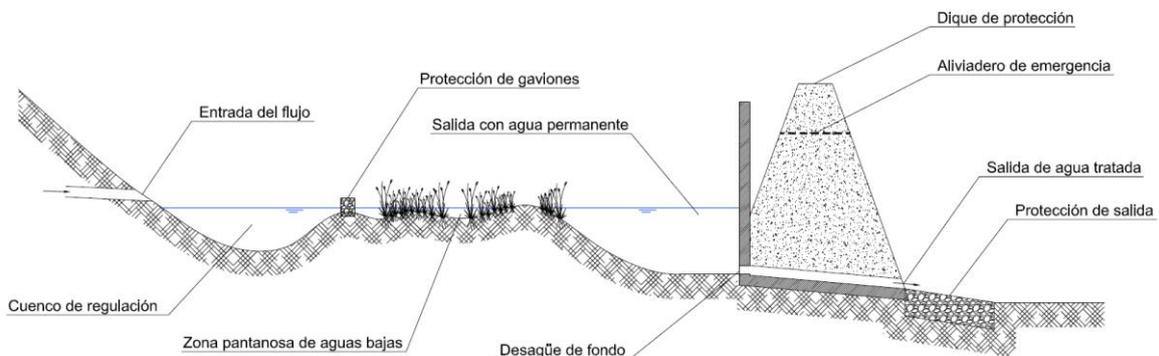
Fuente: The Scottish Government.

#### 4.2.2.4.2.- Elementos constituyentes

Los humedales artificiales diseñados para gestionar la escorrentía urbana constan, típicamente, de (Melbourne Water 2010; CIRIA 2007):

- Cuenco de entrada, para retener los sólidos más gruesos.
- Zona de aguas bajas con vegetación emergente (macrófitas), donde tienen lugar los procesos biológicos de depuración.
- Estanque de salida, con agua más profunda para evitar la resuspensión de sólidos.

Figura 4.16. Sección tipo de un humedal artificial



Fuente: adaptado de US EPA (2009).

#### 4.2.2.4.3.- Criterios de diseño

Diferentes organismos recomiendan algunas prácticas generales en el diseño de humedales artificiales (CIRIA 2007; Dublin 2005; US EPA 1999e):

- Realizar un diseño sencillo. Cuanto más simple sea, menor será la probabilidad de fallo.
- Buscar un diseño enfocado al mínimo mantenimiento.
- Tener en cuenta los extremos climatológicos (sequía, máximas lluvias, etc.), no las medias anuales.
- Asegurar un caudal base mínimo para el mantenimiento de las especies vegetales.
- Buscar formas “naturales” en lugar de estructuras geométricas, más rígidas.
- Relación largo-ancho mínima de entre 3:1 (CIRIA 2007) y 5:1 (Dublin 2005).
- Maximizar la distancia entre la entrada y la salida, para asegurar un buen tratamiento del agua.

A las anteriores, Puertas et al. (2008) añaden otras recomendaciones adicionales:

- Se requiere un área de drenaje superior a las 10 ha (4 ha, para pequeños humedales) para mantener un volumen permanente de agua.
- La ocupación en planta es de un 3-5% del área de la cuenca de drenaje.
- La pendiente longitudinal no debe superar el 8%.
- La diferencia de cotas entre la entrada y la salida debe ser de 0,9 a 1,5 m.
- La distancia mínima al nivel freático debe ser superior a 0,6 m, cuando al agua esté muy contaminada.
- Si los suelos son muy permeables debe disponerse una capa de impermeabilización.

#### 4.2.2.4.4.- Mantenimiento

Un humedal bien diseñado y adecuadamente mantenido debería tener una vida útil de 20 años o incluso mayor (US EPA 1999e). Por su similitud, las consideraciones a tener en cuenta para realizar un adecuado mantenimiento de un humedal son similares a las enumeradas para los estanques de retención (Dublin 2005; US EPA 1999e; CIRIA 2007). Melbourne Water (2010) establece la necesidad de elaborar un Plan de Mantenimiento en el que estén reflejados claramente todos los componentes del sistema, indicando su ubicación, funciones y tareas de mantenimiento

necesarias para cada uno de ellos, así como la frecuencia de estas tareas. En resumen, se pueden destacar las siguientes labores de mantenimiento:

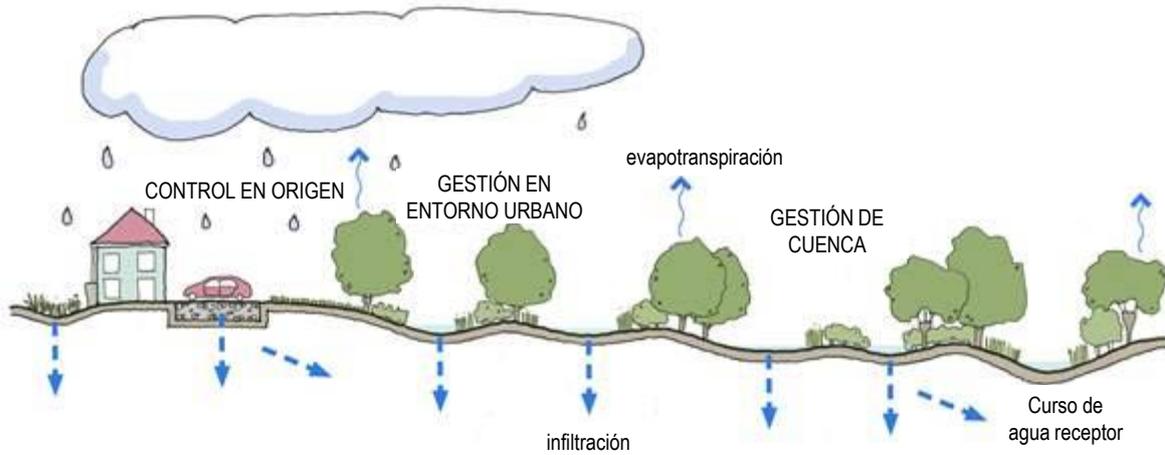
- Habilitar un acceso fácil para permitir el paso de los equipos de mantenimiento.
- Durante los primeros años, mientras se establece la vegetación, controlar el crecimiento de especies invasoras no deseadas.
- Retirar los sedimentos acumulados cuando la capacidad del humedal se vea reducida en un 20% respecto al diseño inicial.
- Podar y/o eliminar la vegetación muerta antes de la época de crecimiento vegetativo.
- Las entradas y salidas deben inspeccionarse regularmente, y siempre después de grandes aguaceros.
- Periódicamente, deben evaluarse posibles problemas por subsidencia, presencia de plantas invasoras, erosión o acumulación excesiva de sedimentos.

#### **4.2.3.- La cadena de gestión (SUDS Management Train)**

La forma más efectiva para disponer los sistemas vistos anteriormente no es de forma aislada, sino en combinación unos con otros, de forma que se complementen y mejoren su eficacia y vida útil. Por ejemplo, si antes de un área de biorretención se disponen cunetas vegetadas, éstas retendrán los sólidos suspendidos de mayor tamaño, de forma que no llegarán al área de biorretención y la necesidad de mantenimiento será menor. Este concepto de disponer los elementos concatenados para que el agua pase por varios sistemas antes de verterse al medio se conoce como cadena de tratamiento o cadena de gestión (SUDS Management Train, en la literatura anglosajona) (CIRIA 2007).

La cadena de gestión comienza por las medidas no estructurales y las técnicas de control en origen, que se llevan a cabo in situ o a escala de calle (cubiertas ajardinadas, pavimentos permeables, elementos de infiltración, cunetas vegetadas). Si estas medidas no son efectivas por sí solas, el siguiente paso es introducir técnicas de control aguas abajo a escala de barrio (cunetas vegetadas, áreas de biorretención). A continuación, si las medidas anteriores son insuficientes, se recurre a medidas de control aguas abajo a escala de cuenca (depósitos de detención, estanques de retención, humedales). La sucesión de todos estos elementos mejora el funcionamiento y los resultados que aportarían cada uno de ellos por separado.

Figura 4.17. Esquema de la cadena de gestión (SuDS Management Train)



Fuente: adaptado de [www.susdrain.org](http://www.susdrain.org).

### 4.3.- Experiencias a nivel nacional e internacional

En este apartado se describen brevemente, sin carácter exhaustivo, algunas experiencias en las que se ha contado con técnicas de drenaje urbano sostenible para la gestión de la escorrentía urbana, tanto por parte de instituciones públicas como privadas, y a nivel nacional e internacional. En algunos casos, como se indica más adelante, la administración competente dispone de normas y guías que regulan la gestión de las aguas de escorrentía en el ámbito de sus competencias.

#### 4.3.1.- SUDSlab (Universidad de Cantabria)

El Grupo de Investigación de Tecnología de la Construcción (GITECO) de la Universidad de Cantabria cuenta con un laboratorio propio para el análisis y seguimiento de los proyectos experimentales llevados a cabo por el grupo, que centra su investigación en los firmes permeables, principalmente (Bayon et al. 2015; Rodríguez-Hernandez et al. 2016; Rodríguez-Hernandez et al. 2012; Sañudo-Fontaneda et al. 2014; Sañudo-Fontaneda et al. 2013). Su línea de investigación de *construcción de sistemas de drenaje sostenible* ha producido varias tesis doctorales (Rodríguez 2008; Sañudo 2014) que profundizan en el análisis de los pavimentos permeables, tanto desde el punto de vista de la cantidad como de la calidad de las aguas de escorrentía.

GITECO ha desarrollado proyectos piloto en el aparcamiento del parque de Las Llamas, en Santander (Figura 4.1; Figura 4.2) y el aparcamiento del palacio de deportes de Gijón, entre otros, con la disposición de diferentes tipos de firmes permeables para su monitorización a lo largo del tiempo.

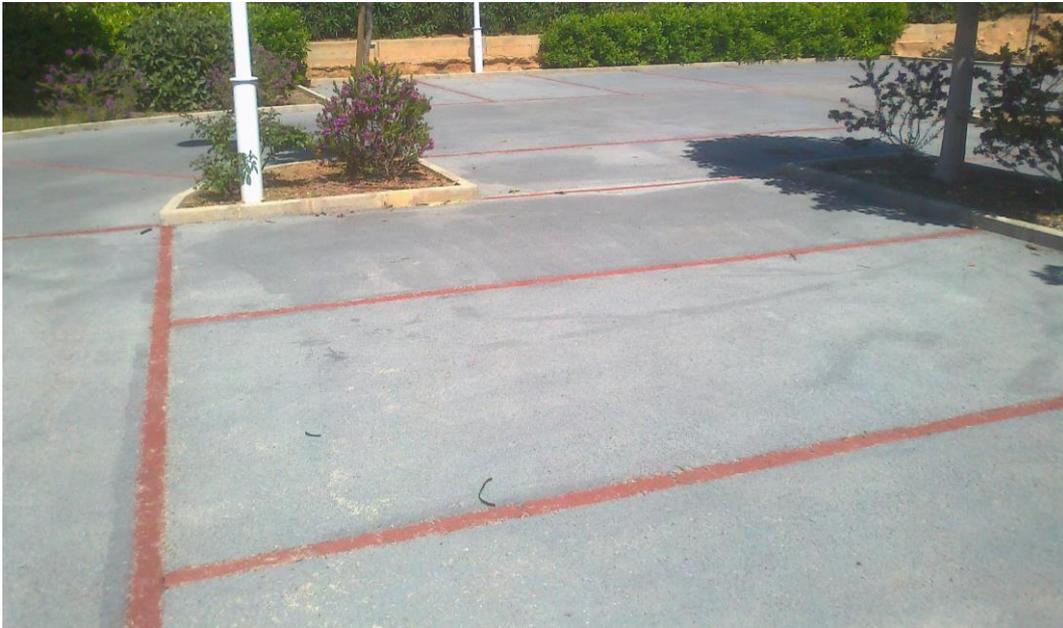
#### 4.3.2.- Benaguasil (Valencia)

Benaguasil es un municipio de la provincia de Valencia, de 10.967 habitantes (INE 2016). En esta localidad se han llevado a cabo varias experiencias piloto dentro de los proyectos Aquaval (Casal-Campos, Jefferies, and Perales Momparler 2012; Charlesworth et al. 2013; Perales-Momparler et al. 2015a; Perales-Momparler et al. 2015b), y E<sup>2</sup>STORMED (Morales-Torres et al. 2016), con la disposición de técnicas de drenaje urbano sostenible en distintas partes de la localidad, incluyendo: pavimentos permeables, cubiertas ajardinadas y cuencos de detención. En estos proyectos tuvieron un papel protagonista tanto el sector privado (PME Ingeniería) como el sector público (Diputación de Valencia, Ayuntamiento de Benaguasil, Unión Europea a través de fondos FEDER y proyectos LIFE) y el sector académico (University of Abertay Dundee, Universitat Politècnica de València).

Figura 4.18. Cubierta vegetada en el centro social de Benaguasil (Valencia)



Figura 4.19. Aparcamiento con firme permeable en Benaguasil (Valencia)



#### 4.3.3.- PREPARED Enabling Change

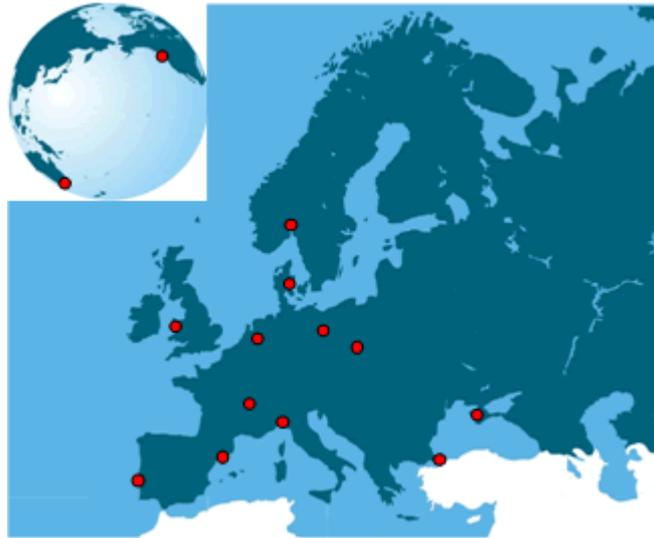
PREPARED<sup>1</sup> es un proyecto financiado por el 7º Programa Marco (FP7) de la Comisión Europea (Xin and Bertrand-Krajewski 2012; Urich et al. 2013). Se desarrolló entre los años 2010 y 2014, y en él participaron 35 socios de 14 países de Europa (Ucrania, Dinamarca, Reino Unido, España, Portugal, Italia, Francia, Noruega, Polonia, Turquía, Holanda y Alemania), así como de Estados Unidos y de Australia.

El objetivo de este proyecto era adaptar las ciudades seleccionadas, entre ellas Barcelona, a un previsible mayor estrés hídrico debido al cambio climático, fundamentalmente en lo concerniente a una menor disponibilidad de agua, debido a las sequías, y una mayor probabilidad de inundaciones debido a la mayor intensidad en las precipitaciones. Esta adaptación debía enfocarse en una mejor distribución de los recursos económicos, de forma que se priorizaran las inversiones hacia aquellas medidas más eficaces.

---

<sup>1</sup> <http://www.prepared-fp7.eu/prepared-home2>

Figura 4.20. Localización geográfica de los socios participantes del proyecto PREPARED

Fuente: <http://www.prepared-fp7.eu/>

En el caso de Barcelona, por ejemplo, se analizaron los riesgos de inundación de la ciudad ante diferentes escenarios de cambio climático, tanto “optimistas” como “pesimistas” respecto a la torrencialidad de las lluvias futuras. También se afrontaron escenarios de escasez de agua, en los que se debían plantear medidas de adaptación e integración de la oferta y la demanda, tales como la recarga de acuíferos (mediante la construcción de áreas para favorecer la infiltración) para garantizar la disponibilidad del recurso. Dentro del proyecto PREPARED también se desarrolló una herramienta para la ayuda en la toma de decisiones a nivel de cuenca (ríos Ter y Llobregat).

#### 4.3.4.- Augustenborg, Malmö (Suecia)

El barrio de Augustenborg se localiza en la zona centro de la ciudad de Malmö, y tiene un carácter principalmente residencial. Además de edificios de apartamentos, que son mayoría, también dispone de un colegio y algunos edificios administrativos.

En Augustenborg se introdujeron varios elementos para la gestión del agua de lluvia, tales como cubiertas ajardinadas (en los edificios públicos), áreas de biorretención y estanques de detención (en las zonas comunes de los edificios de apartamentos), así como cunetas vegetadas en los terrenos del colegio y para el drenaje superficial (Mrowiec 2016; Stahre 2002). En este proyecto, la mejora de la calidad de la escorrentía no fue uno de los objetivos, si bien las soluciones

implementadas contribuyeron a alcanzar un cierto grado de depuración (Villarreal, Semadeni-Davies, and Bengtsson 2004). Los habitantes de este barrio percibieron que las actuaciones desarrolladas fueron beneficiosas desde el punto de vista paisajístico, más allá de las funciones hidrológicas por las que fueron diseñados (Manola 2014). Para más información, se recomienda consultar Sörensen (2016).

Figura 4.21. Estanque de detención integrado en el entorno urbano de Augustenborg



Foto: Kovacs, G.

Figura 4.22. Jardines botánicos en las cubiertas de edificios en Augustenborg



Fuente: Scandinavian Green Roof Institute.

#### 4.3.5.- Maryland (EE.UU.)

En el Estado de Maryland debe cumplirse el manual de diseño para aguas pluviales del año 2000 (*2000 Maryland Stormwater Design Manual, Volumes I & II*). Este manual se elaboró para la consecución de tres objetivos fundamentales (Maryland 2000):

1. Proteger las aguas del Estado de Maryland de los impactos de la escorrentía urbana.
2. Proveer de guías de diseño de las técnicas BMPs (estructurales y no estructurales) más efectivas sobre las áreas a desarrollar.
3. Mejorar la calidad de las BMPs ya construidas en el Estado, en lo referente a funcionamiento, seguridad, vida útil, facilidad de mantenimiento, aceptación de la ciudadanía y beneficios medioambientales.

En él, se establecen catorce (14) medidas referidas a la gestión de las aguas pluviales que deben cumplirse en todas las actividades de construcción que ocupen áreas mayores que 464,5 m<sup>2</sup> (5.000 ft<sup>2</sup>), excepto las obras sobre edificaciones unifamiliares y las actividades propias de la agricultura. Estas medidas son:

- 1) El diseño debe minimizar la generación de escorrentía y maximizar las áreas permeables.
- 2) La escorrentía generada en el nuevo desarrollo y que se vierta directamente a las aguas o humedales del Estado de Maryland debe ser tratada adecuadamente.
- 3) Se deben mantener los ratios de recarga anual de los acuíferos promoviendo la infiltración a través del uso de métodos estructurales y no estructurales. Como mínimo, la recarga anual del emplazamiento construido debería imitar la correspondiente a las condiciones previas al desarrollo.
- 4) La gestión de la calidad del agua se debe realizar mediante el uso de prácticas de diseño ambiental en la obra.
- 5) Las BMPs estructurales que se propongan deben diseñarse para eliminar el 80% del promedio de sólidos suspendidos totales correspondiente a la situación desarrollada, y el

---

40% del promedio anual de fósforo total. Se asume que una BMP cumple con las siguientes premisas:

- a. Está dimensionada para tratar el volumen de calidad de agua ( $WQ_v$ )
  - b. Se ha diseñado de acuerdo con los criterios del manual de diseño para aguas pluviales de Maryland
  - c. Se ha construido de forma adecuada
  - d. Se mantiene con la regularidad necesaria
- 6) Si la autoridad local así lo establece, debido a problemas históricos de inundaciones, deberán utilizarse las tormentas de período de retorno de 2 años y 10 años. Además, deberá considerarse el desagüe de la tormenta de 100 años en condiciones de seguridad.
- 7) Con objeto de proteger los cauces de la erosión, el volumen de protección de cauces ( $Cp_v$ ) se calculará a partir de la esorrentía correspondiente a la tormenta de período de retorno  $T= 1$  año. Las prácticas de diseño ambiental en la obra se deben aplicar en la máxima extensión posible para cumplir con el  $Cp_v$ . Cualquier otro requerimiento sobre el  $Cp_v$  deberá ajustarse a lo descrito en el Capítulo 3 del manual.
- 8) El vertido de aguas pluviales a áreas sensibles (pesquerías de agua dulce, zonas de marisqueo, aguas de baño, recarga de acuíferos o reservas para abastecimiento) puede estar sujeto a criterios adicionales o necesitar otros BMPs.
- 9) Todas las prácticas de mantenimiento deben tener un detallado programa de operación y mantenimiento para asegurar que el sistema funciona tal y como fue diseñado.
- 10) Cada BMP debe contar con un dispositivo de pretratamiento antes de la entrada del agua.
- 11) La renovación (reurbanización) de zonas cuyo uso del suelo es comercial, industrial, institucional o residencial multifamiliar con un área impermeable superior al 40%, debe abordarse con criterios especiales de gestión de aguas pluviales, dependiendo del aumento o disminución de área impermeable como consecuencia de la reurbanización.
- 12) Algunas áreas industriales deben preparar e implementar un plan de prevención de la contaminación de las aguas pluviales, para obtener el permiso de actividad
-

correspondiente, según los requerimientos de la EPA. El plan es aplicable tanto a industrias nuevas como a las existentes.

13) Las aguas pluviales procedentes de actividades con alto potencial contaminante pueden requerir el uso de BMPs estructurales específicas y medidas preventivas. Además, la infiltración de este tipo de aguas puede necesitar un pretratamiento adaptado al caso, para ser factible.

14) En Maryland, las responsables de autorizar permisos sobre la gestión de las aguas pluviales son las administraciones locales. Por ello, antes de comenzar con el diseño, debería consultarse a la autoridad local correspondiente, para conocer si están sujetos a requerimientos adicionales.

El Departamento de Medio Ambiente de Maryland (Maryland Department of the Environment, MDE), junto con el Departamento de Agricultura (Maryland Department of Agriculture, MDA), el Servicio de Conservación de los Recursos Naturales (Natural Resources Conservation Service, NRCS) y los Distritos de Conservación del Suelo (Soil Conservation Districts, SCDs) han desarrollado una guía para la elaboración de un plan de gestión de las aguas pluviales en las granjas avícolas de la costa Este de Maryland (Maryland 2011). En ella, se ofrecen soluciones estándar para cada tipo de instalación, de uno a seis edificios, de forma que el proyectista sólo tenga que adaptar la propuesta a las características propias de cada caso (tipo de suelo, número de edificios y dimensiones de los mismos, área impermeable y área total de la instalación, entre otras), y así cumplir con los requerimientos de la Administración para obtener el permiso correspondiente. El MDE dispone, incluso, de una herramienta para calcular las dimensiones de los sistemas de drenaje (zonas de infiltración, humedales y cuencos de detención) de forma automática.

Figura 4.23. Calculadora del MDE para la gestión de aguas pluviales en granjas avícolas

INPUT	
HSG soil type (A, B, C, D)	D
number of poultry houses (1 - 6)	6
length of poultry house(s) (600 ft max)	600

OUTPUT	
INFILTRATION POCKET	
minimum volume (cf)	0
side slopes	0
depth (ft)	0
length (ft)	0
width (ft)	0
WETLAND FOREBAY	
minimum volume (cf)	6,027
side slopes	3:1
depth (ft)	0.5
length (ft)	560
width (ft)	20
POND	
minimum DRY storage volume (cf)	66,708
OUTFALL	
1- yr peak outflow discharge (cfs)	0.8

Fuente: Maryland (2011)

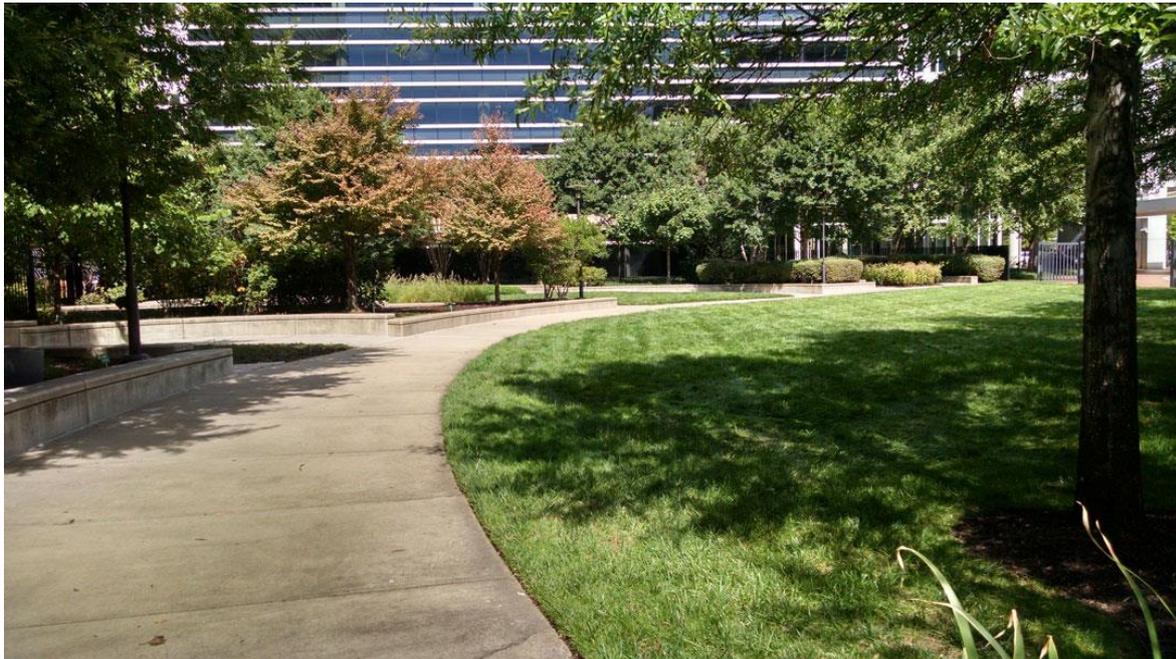
#### 4.3.5.1.- Caso de estudio: sede de Discovery Communications en Silver Spring, MD

En la ciudad de Silver Spring, a partir de un emplazamiento que anteriormente fue un aparcamiento en superficie de un área comercial, se desarrolló un proyecto consistente en la reubicación de las oficinas centrales de la empresa Discovery Communications, convirtiendo el anterior aparcamiento en superficie en uno subterráneo, y cuya cubierta actual es un área de esparcimiento con jardines y zonas de juegos para los niños (Jost 2009).

Los sistemas de drenaje incluyen una cubierta ajardinada para el aparcamiento, utilizada como equipamiento verde para el público, y sistemas de almacenamiento de aguas pluviales (cisternas). Las cisternas almacenan el exceso de escorrentía de la cubierta del nuevo edificio de oficinas, así como el agua de drenaje subterráneo del aparcamiento. El volumen almacenado se utiliza para el riego de las zonas verdes en la cubierta del aparcamiento, de forma que se logra cubrir dos terceras partes de las necesidades de riego a lo largo del año.

La superficie de área impermeable gestionada mediante técnicas de drenaje urbano sostenible está entre 4.000 y 20.000 m<sup>2</sup> (ASLA 2017), y el proyecto se dimensionó para capturar in situ el 90% de la escorrentía correspondiente al aguacero con período de retorno T=2 años.

Figura 4.24. Discovery Sensory Garden en Silver Spring, MD



Fuente: Keyes (2017).

#### 4.3.6.- San Francisco (EE.UU.)

En cumplimiento a las exigencias del CWA y el NPEDS del Estado de California, la ciudad de San Francisco debe exigir el desarrollo de planes de control de las aguas pluviales (*Stormwater Control Plan, SCP*) para aquellas actividades de construcción o rehabilitación cuyas características lo requieran. Este esfuerzo cristalizó en forma de un documento denominado *San Francisco Stormwater Design Guidelines*, que son las directrices (Directrices) que actúan como marco regulatorio, ingenieril y de planeación para el diseño de nuevas infraestructuras, de forma que se eliminen o reduzcan los contaminantes que habitualmente están presentes en la escorrentía urbana (San Francisco 2009).

Las Directrices indican las medidas que se deben incorporar a los proyectos para su aprobación, y describen el contexto regulatorio para los requerimientos de control de las aguas

pluviales con posterioridad a la construcción. También incluyen estrategias de cumplimiento, un esquema para la ayuda en la selección de controles de las aguas pluviales y hojas de cálculo para el dimensionamiento de estos controles.

Para la redacción de un SCP, las Directrices de San Francisco exigen que, en cada proyecto cuya área ocupada supere los 5.000 ft<sup>2</sup> (465 m<sup>2</sup>), se dé cumplimiento a los siguientes puntos:

- 1) Caracterizar las condiciones actuales del sitio
- 2) Identificar los objetivos de diseño y de desarrollo
- 3) Desarrollar un plan del sitio
- 4) Desarrollar un diseño del sitio
- 5) Seleccionar y ubicar controles en origen
- 6) Seleccionar y ubicar BMPs para el tratamiento de la escorrentía
- 7) Dimensionar los BMPs
- 8) Revisar los objetivos de diseño y modificar este último, si fuera necesario
- 9) Desarrollar un plan de operación y mantenimiento
- 10) Conjuntar el SCP

Cada uno de los puntos anteriores se desarrolla con más detalle en el texto de las Directrices, de forma que su cumplimiento sea una tarea fácil, dentro de su complejidad. El SCP deberá contener la siguiente información, para obtener el permiso correspondiente:

- Información de la propiedad/promotor y del proyectista
- Localización del proyecto
- Descripción del proyecto
- Un plano de planta con el proyecto propuesto
- Los estudios geotécnicos o del suelo necesarios para completar el diseño de aguas pluviales
- Análisis del sitio para la ubicación y dimensionamiento de BMPs

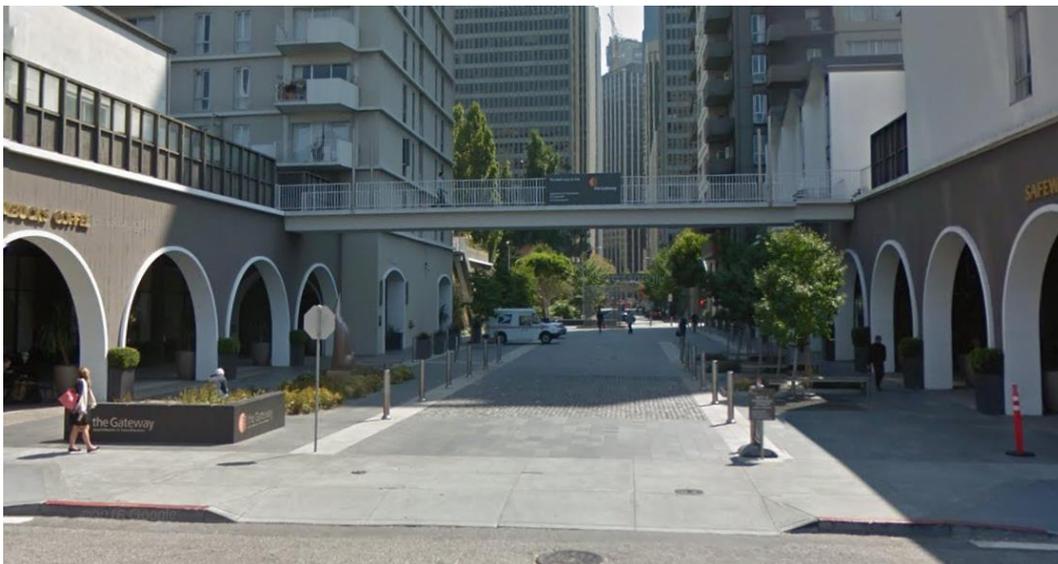
- Un plano de drenaje del emplazamiento mostrando la dirección del flujo de escorrentía hacia el punto en el que entra en la red de drenaje o las aguas a las que vierta
- Cálculos de la escorrentía
- Plan de operación y mantenimiento posterior a la construcción

#### 4.3.6.1.- Caso de estudio: Davis Court en San Francisco, CA

Junto a los apartamentos The Gateway de San Francisco (California) se localiza una pequeña plaza que interrumpe la calle Davis Court. De eminente uso peatonal, pero con el paso permitido para vehículos autorizados (carga y descarga, emergencias, etc.), esta plaza rectangular se drena mediante dos drenes longitudinales, que reciben la escorrentía a través de siete alcorques especialmente diseñados para filtrar el agua hacia las capas inferiores. El pavimento de las zonas pisables es de baldosas y adoquines, para soportar el paso de vehículos.

La superficie de actuación fue de unos 1.000 m<sup>2</sup>, y se diseñó para capturar, como mínimo, un evento de lluvia de 24 horas de duración y período de retorno de 2 años (ASLA 2017). El exceso de escorrentía se deriva a la red de drenaje convencional de la ciudad.

Figura 4.25. Davis Court plaza en San Francisco, CA



Fuente: [www.google.com](http://www.google.com)

#### 4.3.6.2.- Caso de estudio: City College en San Francisco, CA

El edificio multiusos del City College de San Francisco fue dotado, en 2010, de una cubierta ajardinada para reducción de la escorrentía, mejora del aislamiento térmico del edificio y, de forma indirecta, mejora de la calidad del aire del entorno.

La superficie de la cubierta es de unos 500 m<sup>2</sup> (ASLA 2017), y está plantada con especies nativas y no nativas, en su mayoría de hoja perenne para asegurar un buen funcionamiento durante todo el año.

Figura 4.26. Cubierta del edificio multiusos del City College en San Francisco, CA



Fuente: Bruce Damonte / Pfau Long Architecture.

#### 4.3.7.- Ontario (Canadá)

Ontario es una de las provincias más importantes de Canadá, no en vano contiene a la capital del país, Ottawa, y una de las ciudades más importantes, Toronto.

Los requerimientos legales en cuanto al drenaje de aguas pluviales están fijados por el *Ontario Water Resources Act* (Ontario 1990a), y por el *Ontario Environmental Protection Act* (Ontario 1990b), así como por sus posteriores enmiendas. Para dar cumplimiento a estas leyes, en 1994 se publicó el Manual de Planeamiento y Diseño de Prácticas de Gestión de Aguas Pluviales (*Stormwater Management Practices Planning and Design Manual*). Esta primera versión se actualizó nueve años después, mediante el *Stormwater Management Planning and Design Manual* (Ontario 2003). Este manual constituye una guía para el planeamiento, diseño y revisión de las técnicas y prácticas de gestión de las aguas pluviales.

En Ontario (2003) se establece la necesidad de redactar planes de cuenca y de subcuenca, y se indica que estos planes deben integrar, a nivel regional, los enfoques de usos de suelo y ambiental, con criterios encaminados a la protección de las aguas, tanto en cantidad como en calidad, el hábitat y la biota.

Para alcanzar los objetivos de gestión de las aguas pluviales se proponen prácticas de gestión que combinen técnicas en origen, de transporte y aguas abajo, consideradas necesarias para alcanzar los objetivos de mantener el ciclo hidrológico, proteger la calidad de las aguas y reducir los riesgos de erosión e inundaciones.

Para el desarrollo de los planes y proyectos, cuya finalidad debería ser prevenir los impactos negativos en lugar de mitigarlos, Ontario (2003) propone un esquema básico que deberá llevar a cabo un equipo multidisciplinar, consistente en:

- Establecer los objetivos: ecológicos, sociales, funcionales, económicos, etc.
- Para cada objetivo, identificar parámetros de diseño y criterios específicos que deban considerarse.
- Explorar la gama de técnicas que permitirían alcanzar los objetivos planteados, con especial énfasis en la investigación y la innovación.

- Explorar las oportunidades que ofrece el sitio, mediante la aplicación de técnicas aisladas o en conjunto, para alcanzar más de un objetivo.
- Evaluación de alternativas, de forma que cada una de ellas dé origen a un borrador de plan.
- Desarrollo final del plan, que resulta de la evolución del borrador inicial. Este plan debería constar no sólo de actuaciones físicas, sino también de recomendaciones y soluciones para la gestión posterior.

#### 4.3.7.1.- Caso de estudio: Elm Drive en Mississauga, Ontario

La ciudad de Mississauga se localiza en la orilla oeste del lago Ontario. Con una población de 713.443 habitantes (Statistics Canada 2011), forma parte del área metropolitana de Toronto.

En un tramo de la calle Elm Drive se construyó, en 2011, un sistema compuesto por pavimentos permeables (670 m<sup>2</sup>) que drenan hacia áreas de biorretención dispuestas en sentido longitudinal a la calle, y que también reciben la escorrentía de la calzada. Este proyecto se utilizó como caso de estudio para comprobar la eficacia de las técnicas tipo LID en Ontario, y estuvo participado por tres socios: la ciudad de Mississauga, el centro educativo propiedad de Peel District School Board y la sociedad conservacionista Credit Valley Conservation.

Entre los objetivos planteados inicialmente, se encontraban:

- Reducir los volúmenes de escorrentía drenados por la red de colectores existente.
- Mejorar el drenaje de la calle Elm Drive, que consistía en cunetas sin revestir.
- Mejorar la calidad de la escorrentía antes de su vertido al arroyo Cooksville.

Los sistemas de drenaje dispuestos permiten mejorar la calidad de la escorrentía y reducir los caudales punta que van a parar al arroyo Cooksville.

Figura 4.27. Pavimento permeable y áreas de biorretención en la calle Elm Drive



Foto: Credit Valley Conservation

#### 4.3.8.- Lynbrook Estate, Victoria (Australia)

Lynbrook es un barrio residencial de las afueras de Melbourne (Victoria), de 6.772 habitantes (ABS 2011). La urbanización predominante es de una o dos alturas, con abundancia de zonas verdes. En la mediana de la calle principal (Lynbrook Boulevard) se dispuso un área de biorretención longitudinal, que recoge la escorrentía del propio bulevar y que también recibe las aguas pluviales de las áreas cercanas, a través de cunetas vegetadas y drenes de gravas (incluyendo la proveniente de las bajantes de tejados). Finalmente, el agua drena hacia un humedal que descarga el exceso de escorrentía hacia el lago Banjo Paterson, en el parque del mismo nombre.

Figura 4.28. Mediana de Lynbrook Boulevard (Victoria, Australia) como área de biorretención



Fuente: [www.google.com](http://www.google.com)

Este caso representa un buen ejemplo del uso de distintas técnicas de drenaje urbano sostenible de forma concatenada, a modo de “cadena de gestión”, para la mejora de la calidad del agua antes de su entrega al cuerpo receptor, mediante la secuencia: cunetas–biorretención–humedal.

## 4.4.- Bibliografía y fuentes

ABS (2011). Australian Bureau of Statistics. 2011 Census Quickstats. Disponible en [http://www.censusdata.abs.gov.au/census\\_services/getproduct/census/2011/quickstat/SSC20814?opendocument&navpos=220](http://www.censusdata.abs.gov.au/census_services/getproduct/census/2011/quickstat/SSC20814?opendocument&navpos=220). Última consulta: enero 2017.

ARC (2001). Georgia stormwater management manual. Volume 2: Technical Handbook First Edition – August 2001. Atlanta Regional Commission.

ASLA (2017). American Society of Landscape Architects. Stormwater Case Studies by State. Consulta online. <https://www.asla.org/stormwatercasestudies.aspx#maryland>. Última consulta: enero 2017.

Åstebøl, S. O., Hvitved-Jacobsen, T., & Simonsen, Ø. (2004). Sustainable stormwater management at Fornebu - From an airport to an industrial and residential area of the city of Oslo, Norway. *Science of the Total Environment*, 334-335, 239-249.

Asmaliza, M.N.N.; Lariyah, M.S.; Rozi, A.; Aminuddin, A.G. (2013). Performance of artificial wetland in removing contaminants from storm water under tropical climate. *IAHS-AISH Publ.*, 357, 208-216.

Bach, P. M., McCarthy, D. T., & Deletic, A. (2015). Can we model the implementation of water sensitive urban design in evolving cities? *Water Science and Technology*, 71(1), 149-156.

Bayon, J. R., Jato-Espino, D., Blanco-Fernandez, E., & Castro-Fresno, D. (2015). Behaviour of geotextiles designed for pervious pavements as a support for biofilm development. *Geotextiles and Geomembranes*, 43(2), 139-147.

Bell, S. (2015). Renegotiating urban water. *Progress in Planning*, 96, 1-28.

Borst, M.; Struck, S.D.; Muthukrishnan, S.; Selvakumar, A.; O'Connor, T. (2008). Swale performance for stormwater runoff. *Low Impact Dev.: New Contin. Appl. - Proc. Natl. Low Impact Dev. Conf.*, 331, 182-190, Wilmington, NC.

Bradford, A., & Gharabaghi, B. (2004). Evolution of Ontario's stormwater management planning and design guidance. *Water Quality Research Journal of Canada*, 39(4), 343-355.

Brown, R.R., Keath, N., Wong, T.H.F. (2009). Urban water management in cities: historical, current and future regimes. *Water Science and Technology*, 59(5), 847-855.

Burian, S.J.; Edwards, F.G. (2002). Historical perspectives of urban drainage. *Global Solut. Urban Drain.*, 1-16. Portland, OR.

Caldwell, W.K. (2009). Implementation of low impact development (LID) practices in the District of Columbia: Lessons learned. *Low Impact Dev. Urban Ecosyst. Habitat Prot.*, American Society of Civil Engineers (ASCE), Seattle, WA

Cambridge (2009). Sustainable drainage. Cambridge design and adoption guide. Environment and planning Cambridge City Council.

Carleton, J. N., Grizzard, T. J., Godrej, A. N., Post, H. E., Lampe, L., & Kenel, P. P. (2000). Performance of a constructed wetlands in treating urban stormwater runoff. *Water Environment Research*, 72(3), 295-304.

Casal-Campos, A., Jefferies, C., & Perales Momparler, S. (2012). Selecting SUDS in the Valencia Region of Spain. *Water Practice and Technology*, 7(1).

Charlesworth, S. M. (2010). A review of the adaptation and mitigation of global climate change using sustainable drainage in cities. *Journal of Water and Climate Change*, 1(3), 165-180.

Charlesworth, S. M., Perales-Momparler, S., Lashford, C., & Warwick, F. (2013). The sustainable management of surface water at the building scale: Preliminary results of case studies in the UK and Spain. *Journal of Water Supply: Research and Technology - AQUA*, 62(8), 534-544.

- Chen, Y., Zhou, H., Zhang, H., Du, G., & Zhou, J. (2015). Urban flood risk warning under rapid urbanization. *Environmental research*, 139, 3-10.
- CIRIA (2000). Sustainable Urban Drainage Systems. Design Manual for Scotland and Northern Wales. Report No. C521. Londres (Reino Unido).
- CIRIA (2007). The SuDS manual. Report No. C697. Londres (Reino Unido).
- Copeland, C. (2016). *Clean Water Act: A Summary of the Law*. Congressional Research Service. Washington D.C.
- DEFRA (2011). National Standards for sustainable drainage systems. Designing, constructing, operating and maintaining drainage for surface runoff. Department for Environment Food and Rural Affairs. Londres (Reino Unido).
- Dublin (2005). Greater Dublin Strategic Drainage Study. Environmental Management Policy. Dublin City Council. Disponible en <http://www.dublincity.ie/main-menu-services-water-waste-and-environment-drainage-services/environmental-management-executive>.
- Ferguson, B. C., Frantzeskaki, N., & Brown, R. R. (2013). A strategic program for transitioning to a Water Sensitive City. *Landscape and Urban Planning*, 117, 32-45.
- Fletcher, T. D., Shuster, W., Hunt, W. F., Ashley, R., Butler, D., Arthur, S., et al. (2015). SUDS, LID, BMPs, WSUD and more – The evolution and application of terminology surrounding urban drainage. *Urban Water Journal*, 12(7), 525-542.
- Guillory, B. C.; Macrina, J. J. (1998). A constructed wetland for stormwater detention and treatment in the alligator creek Watershed, Pinellas County, Florida. *Eng. Approaches Ecosyst. Restor.*, 520-525.
- Greenway, M. (2015). Stormwater wetlands for the enhancement of environmental ecosystem services: Case studies for two retrofit wetlands in Brisbane, Australia. *Journal of Cleaner Production*, .
- Hammer, D.A. (1989). *Constructed wetlands for wastewater treatment: municipal, industrial and agricultural*. Lewis Publishers. CRC Press LLC. ISBN: 0-87371-184-X, 819 p. Florida (Estados Unidos de América).
- INE (2016). Instituto Nacional de Estadística. Cifras oficiales de población de los municipios españoles: revisión del Padrón municipal. Cifras oficiales de población resultantes de la revisión del Padrón municipal a 1 de enero de 2016. Disponible en <http://www.ine.es/jaxiT3/Datos.htm?t=2903>. Última consulta: enero 2017.
- ITA (2013). Instituto Tecnológico del Agua. *Análisis de redes de alcantarillado mediante el código SWMM 5*. Universidad Politécnica de Valencia.
- Jost, D. (2009). The new headquarters for Discovery Communications helped to revitalize Downtown Silver Spring, Maryland. but are the building's open spaces living up to their potential? *Landscape Architecture*, 99(7), 54-65.
- Kao, C.M.; Wang, J.Y.; Lee, H.Y.; Wen, C.K. (2001). Application of a constructed wetland for non-point source pollution control. *Water Sci. Technol.*, 44, 11-12, 585-590.
- Kazemi, F.; Beecham, S.; Myers, B. (2013). Water quality effects of a water sensitive urban design retrofit in an urban streetscape in Adelaide, Australia. *Acta Hort.*, 999, 321-328.
- Keyes, K. (2017). Disponible en <https://sagittariusdolly.wordpress.com/2014/09/02/last-week-in-silver-spring/>
- Li, J., Li, Y., & Li, Y. (2016). SWMM-based evaluation of the effect of rain gardens on urbanized areas. *Environmental Earth Sciences*, 75(1), 1-14.
- Lucas, R., Earl, E. R., Babatunde, A. O., & Bockelmann-Evans, B. N. (2015). Constructed wetlands for stormwater management in the UK: a concise review. *Civil Engineering and Environmental Systems*, 32(3), 251-268.

- 
- Manola, T. (2014). Inhabitant's involvement in the so-called sustainable neighborhoods: Towards a landscape participation? [L'implication habitante dans les quartiers dits durables: Vers une participation paysagère?] *Articulo - Journal of Urban Research*, (SPEC. ISSUE 4).
- Marsalek, J., & Schreier, H. (2009). Innovation in stormwater management in Canada: The way forward. *Water Quality Research Journal of Canada*, 44(1).
- Maryland (2000). Maryland Stormwater Design Manual Volumes I & II. Center for Watershed Protection. Maryland Department of the Environment. Baltimore.
- Maryland (2011). Model standard plan for Poultry House Site Development on Maryland's Eastern Shore. Maryland Department of the Environment. Baltimore.
- Melbourne Water (2010). *Constructed Wetlands Guidelines*. Melbourne Water Corporation. ISBN: 978-1-921603-40-2 (web). Melbourne Victoria. Abril 2010.
- Meyer, D., Chazarenc, F., Claveau-Mallet, D., Dittmer, U., Forquet, N., Molle, P., et al. (2015). Modelling constructed wetlands: Scopes and aims - a comparative review. *Ecological Engineering*, 80, 205-213.
- Meyer, D., Molle, P., Esser, D., Troesch, S., Masi, F., & Dittmer, U. (2013). Constructed wetlands for combined sewer overflow treatment-comparison of German, French and Italian approaches. *Water (Switzerland)*, 5(1), 1-12.
- Morales-Torres, A., Escuder-Bueno, I., Andrés-Doménech, I., & Perales-Momparler, S. (2016). Decision Support Tool for energy-efficient, sustainable and integrated urban stormwater management. *Environmental Modelling and Software*, 84, 518-528.
- Mrowiec, M. (2016). Sustainable urban drainage infrastructure. [Zrównowazona infrastruktura odwadniania miast] *Problemy Ekoroźwoju*, 11(2), 113-118.
- New York (2010). New York State Stormwater Management Design Manual. Center for Watershed Protection, MD. New York State Department of Environmental Conservation. Albany, NY.
- Ontario (1990a). Ontario Water Resources Act, R.S.O. 1990, c. O.40.
- Ontario (1990b). Ontario Environmental Protection Act, R.S.O. 1990, c. E.19.
- Ontario (2003). *Stormwater Management Planning and Design Manual*. Queen's printer for Ontario. ISBN: 0-7794-2969-9.
- Perales-Momparler, S., Andrés-Doménech, I., Andreu, J., & Escuder-Bueno, I. (2015a). A regenerative urban stormwater management methodology: The journey of a Mediterranean city. *Journal of Cleaner Production*, 109, 174-189.
- Perales-Momparler, S., Andrés-Doménech, I., Hernández-Crespo, C., Vallés-Morán, F., Martín, M., Escuder-Bueno, I., et al. (2015b). The role of monitoring sustainable drainage systems for promoting transition towards regenerative urban built environments: A case study in the Valencian region, Spain. *Journal of Cleaner Production*, .
- Prince George's County (1993). *Design Manual For use of Bioretention in Stormwater Management*. Department of Environmental Resources, Division of Environmental Management, Watershed Protection Branch. The Prince George County, Maryland (EEUU).
- Prince George's County (1999). *Low-Impact Development: An Integrated Design Approach*. Department of Environmental Resource Programs and Planning Division. The Prince George County, Maryland (EEUU).
- Prince George's County (2007). *Bioretention Manual*. Department of Environmental Resources. Environmental Services Division. The Prince George County, Maryland (EEUU).
- Puertas, J., Suárez, J., Anta, J. (2008). Gestión de las aguas pluviales: implicaciones en el diseño de los sistemas de saneamiento y drenaje urbano. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX). Ministerio de Fomento. ISBN 8477904758, 9788477904755, 600 p.
-

- Rodríguez, J. (2008). Análisis de los aspectos de depuración y degradación de los hidrocarburos presentes en las aguas procedentes de la escorrentía urbana, en los firmes permeables. Tesis Doctoral. Dir.: Castro, D., Canteras, J.C. Universidad de Cantabria.
- Rodriguez-Hernandez, J., Andrés-Valeri, V. C., Ascorbe-Salcedo, A., & Castro-Fresno, D. (2016). Laboratory study on the stormwater retention and runoff attenuation capacity of four permeable pavements. *Journal of Environmental Engineering (United States)*, 142(2).
- Rodriguez-Hernandez, J., Castro-Fresno, D., Fernández-Barrera, A. H., & Vega-Zamanillo, Á. (2012). Characterization of Infiltration Capacity of Permeable Pavements with Porous Asphalt Surface Using Cantabrian Fixed Infiltrometer. *Journal of Hydrologic Engineering*, 17(5), 597-603.
- San Francisco (2009). San Francisco Stormwater Design Guidelines. City of San Francisco. San Francisco Public Utilities Commission. Port of San Francisco. November 2009.
- Sañudo L.A. (2014). Análisis de la infiltración de agua de lluvia en firmes permeables con superficies de adoquines y aglomerados porosos para el control en origen de inundaciones. Tesis Doctoral. Dir.: Castro, D., Rodríguez, J. Universidad de Cantabria.
- Sañudo-Fontaneda, L. A., Charlesworth, S. M., Castro-Fresno, D., Andres-Valeri, V. C. A., & Rodriguez-Hernandez, J. (2014). Water quality and quantity assessment of pervious pavements performance in experimental car park areas. *Water Science and Technology*, 69(7), 1526-1533.
- Sañudo-Fontaneda, L. A., Rodriguez-Hernandez, J., Vega-Zamanillo, A., & Castro-Fresno, D. (2013). Laboratory analysis of the infiltration capacity of interlocking concrete block pavements in car parks. *Water Science and Technology*, 67(3), 675-681.
- SEWRPC (1991). Southeastern Wisconsin Regional Planning Commission. *Costs of Urban Nonpoint Source Water Pollution Control Measures*. Technical Report No. 31.
- Shafer, Kevin L.; Westfall, David E. (1991). Utilizing wetlands for stormwater retention. *Proc Int Conf Hydropower*, 1130-1137.
- Sörensen, J. (2016). Open LID stormwater system tested during severe flood event. *2016 International Low Impact Development Conference*, Beijing.
- Stahre, P. (2002). Recent experiences in the use of BMPs in Malmö, Sweden. *Link. Stormwater BMP Des. Perf. Rec. Water Imp. Mitigation*, 225-235.
- Statistics Canada (2011). *2011 Census of population program*. Disponible en [www12.statcan.gc.ca](http://www12.statcan.gc.ca). Última consulta: febrero 2017.
- United States of America (1972). Federal Water Pollution Control Act. 33 U.S. Code Chapter 26 - Water Pollution Prevention and Control.
- Urich, C., Sitzenfrei, R., Kleidorfer, M., & Rauch, W. (2013). Climate change and urbanization - how should the water infrastructure be adapted? [Klimawandel und Urbanisierung - wie soll die Wasserinfrastruktur angepasst werden?] *Osterreichische Wasser- und Abfallwirtschaft*, 65(3-4), 82-88.
- US EPA (1999a). Storm Water Technology Fact Sheet. Porous Pavement. United States Environmental Protection Agency. EPA-832-F-99-023. Washington D.C.
- US EPA (1999b). Storm Water Technology Fact Sheet. Infiltration Trench. United States Environmental Protection Agency. EPA-832-F-99-019. Washington D.C.
- US EPA (1999c). Storm Water Technology Fact Sheet. Vegetated Swales. United States Environmental Protection Agency. EPA-832-F-99-06. Washington D.C.
- US EPA (1999d). Storm Water Technology Fact Sheet. Bioretention. United States Environmental Protection Agency. EPA-832-F-99-012. Washington D.C.
- US EPA (1999e). Storm Water Technology Fact Sheet. Storm Water wetlands. United States Environmental Protection Agency. EPA-832-F-99-025. Washington D.C.

- US EPA (2000). *Low Impact Development (LID). A literature review*. United States Environmental Protection Agency. EPA-841-b-00-005. Washington D.C.
- US EPA (2009). *Stormwater Wet Pond and Wetland Management Guidebook*. United States Environmental Protection Agency. EPA-833-B-09-001. Washington D.C.
- US EPA (2011). National Pollutant discharge elimination system (NPDES) definitions, 40 C.F.R. § 122.2. United States Environmental Protection Agency, Washington D.C.
- Velázquez, L. S. (2005). *Organic green roof architecture: Sustainable design for the new millennium*, en Wiley Periodicals, Inc., Summer, 2005.
- Villarreal, E. L., Semadeni-Davies, A., & Bengtsson, L. (2004). Inner city stormwater control using a combination of best management practices. *Ecological Engineering*, 22(4-5), 279-298.
- Virginia (2010). Virginia DCR Stormwater Design Specification no. 9. Bioretention. Version 1.7. March 8, 2010.
- Wong, T.H.F.; Brown, R.R. (2009). The water sensitive city: Principles for practice. *Water Sci. Technol.*, 60, 3, 673-682
- Xin, G., & Bertrand-Krajewski, J. -. (2012). A unified protocol for sensor calibration and verification in applications of WWTPs and sewer systems monitoring. *WIT Transactions on Ecology and the Environment*, 164, 391-402.

# Capítulo 5

## Contribución de la red de abastecimiento de Santander a la adaptación al cambio climático

**Parte de este capítulo está bajo revisión como:**

García-Terán, C., Navarro, B.G., Sebastián, A., Castillo, L. *Aportaciones a la mejora en la gestión del agua en Santander (España)*. Artículo enviado a *Tecnología y Ciencias del Agua* (2016).



## 5.1.- Introducción

Las redes de abastecimiento se encuentran entre las infraestructuras básicas esenciales para el desarrollo de las actividades humanas (Lee et al. 2016). En la mayoría de las ciudades de España, gran parte de estas redes tienen más de cien años de antigüedad, en sus tramos más antiguos. En el caso de Santander, el proyecto de abastecimiento (Mayo 1875) data de finales del S. XIX. Los diferentes métodos constructivos de antaño, con materiales hoy en día obsoletos, y las grandes diferencias entre las ciudades del S. XIX y las actuales, además del propio deterioro por el paso del tiempo, hacen difícil tener un conocimiento preciso de las redes que operan hoy en día, algo que es indispensable para poder prever escenarios futuros ante cambios en la configuración de la red o en los patrones de consumo. Esto es relativamente sencillo de resolver para redes pequeñas, pero resulta un problema de extrema dificultad cuando las redes tienen decenas de miles de nudos (intersecciones, cambios de diámetro, acometidas, etc.) y un número similar de tramos de tubería.

El cálculo por computadora de los flujos y presiones en las redes complejas ha sido un reto de interés para los profesionales de los servicios de aguas (Venkata Ramana, Sudheer, and Rajasekhar 2015). Este problema puede ser abordado desde diferentes frentes: diseño, operación, rehabilitación y mantenimiento (Martínez-Bahena et al. 2015). En el marco de las actuaciones que está llevando a cabo el Excmo. Ayuntamiento de Santander, en su objetivo de convertir a Santander en una Smart City (Cheng et al. 2015; Sanchez et al. 2014), la mejora en la gestión del agua en general, y de la eficiencia energética del servicio en particular, se considera un eje fundamental para conseguirlo.

## 5.2.- Descripción de la red en el área de estudio

Santander es la ciudad más importante y la capital de la Comunidad Autónoma de Cantabria. Se trata de una ciudad de tamaño mediano, con una población censada de 173.957 habitantes (INE 2015). Se abastece de ríos y pozos cercanos, cuyas aguas son tratadas en la estación de tratamiento de agua potable (ETAP) de El Tojo y, de ésta, se conducen a los 8 depósitos de distribución de la ciudad (Peñacastillo, Pronillo, MacMahon, Avellano, Atalaya, Arna Alto, Arna Bajo, Cueto), cuyas características principales se muestran en la Tabla 5.1. A todos ellos les llega el agua por gravedad desde las conducciones generales (4 arterias con diámetros Ø900, Ø600, Ø500 y Ø350 mm), con

excepción de Peñacastillo y Cueto, a los que es necesario apoyar con sendas estaciones de bombeo. La singular topografía de la ciudad, con una parte alta (c/General Dávila) y grandes pendientes a ambos lados, con desniveles de hasta 60 m, ha dado lugar a problemas históricos de bajas presiones en algunas zonas y sobrepresiones en otras.

Tabla 5.1. Características de los depósitos de abastecimiento de Santander

Nombre del depósito	Cota de la solera (m)	Capacidad (m <sup>3</sup> )	Área en planta (m <sup>2</sup> )	Altura máxima (m)
Pronillo	54,77	16.800	4.000	4,2
MacMahón	61,00	2.000	500	4,0
Atalaya	74,00	2.000	500	4,0
Avellano	71,93	16.000	4.000	4,0
Arna Alto	71,90	1.452	363	4,0
Arna Bajo	70,20	1.256	314	4,0
Cueto	92,92	150	44	3,4
Peñacastillo	84,65	9.000	1.333	6,8

### 5.2.1.- Operación actual del servicio

En la actualidad, la red de la ciudad se divide en 36 sectores independientes, con una única entrada para cada uno de ellos. En la mayoría de los casos, se abastecen por gravedad de los depósitos mencionados anteriormente, con la salvedad de los sectores PPGD-I y PPGD-II, a los que se ha presurizado mediante dos actuaciones, denominadas Plan de Presiones de General Dávila (PPGD) I y II. Estos sectores se localizan entre los depósitos de Pronillo y Avellano, con sendos equipos de bombeo en las conexiones con los mismos, lo que dota de la presión suficiente a las viviendas incluidas en ellos.

### 5.2.2.- Objetivos

El objetivo inicial fue disponer de un modelo matemático de la red municipal de Santander, ya que no se disponía del mismo, para lo que se optó por un modelo de simulación en código abierto utilizando el software de libre acceso Epanet<sup>1</sup>. Epanet (Rossman 2000) ha sido ampliamente utilizado y validado a nivel internacional (Abdy Sayyed, Gupta, and Tanyimboh 2014; Cobacho et al. 2015; Farina, Creaco, and Franchini 2014; Jia, Wei, and Xin 2008). Por otra parte, hay que tener

<sup>1</sup> Descarga gratuita del programa desde <https://www.epa.gov/water-research/epanet#downloads>

en cuenta que es un software concebido para el análisis hidráulico y de evolución de la calidad del agua en redes a presión, pero con escasa capacidad para evaluar el impacto energético de una red de forma directa (Gómez et al. 2016).

Una vez se dispusiera del modelo, éste se utilizaría para identificar oportunidades para mejorar la gestión del servicio y, posteriormente, plantear y simular los escenarios de mejora. Un ejemplo sería un escenario con un consumo energético menor sin alterar las prestaciones del servicio (entendiendo como tal la presión final suministrada a los usuarios). La propuesta de una nueva sectorización de la red, basada en criterios de optimización energética (De Nicolás, Laguna-Peñuelas, and Vidueira 2014), también se planteó como objetivo a medio plazo.

### **5.3.- Los modelos matemáticos como herramientas de gestión**

En las redes de gran extensión, con miles de puntos de consumo y numerosos depósitos de abastecimiento, se hace indispensable contar con herramientas que permitan simular adecuadamente la calidad y los caudales, velocidades y presiones a lo largo del tiempo. Esto permite analizar tanto casos reales de operación como hipótesis de variaciones en la demanda, maniobras sobre elementos de la red, etc., algo que se considera fundamental y cuya importancia aumenta con las dimensiones de la red.

Han sido numerosos los autores que han trabajado sobre la aplicación de este tipo de modelos (Ferrate Meseguer, Juncadella Jodar, and Casals Gelpi 1996; Seyoum and Tanyimboh 2016; Muranho et al. 2014; He et al. 2015; Lee et al. 2016), por lo que existe suficiente experiencia a nivel internacional que avala la validez de su uso.

### **5.4.- Descripción del modelo Epanet de Santander**

Se representaron los elementos característicos de la red de abastecimiento de Santander en código Epanet, incluyendo 32.603 nudos de caudal, 33.312 líneas, 29 válvulas, 12 depósitos y 5 bombas (Figura 5.2). Posteriormente, se añadieron los consumos diarios a los nudos correspondientes, con datos facilitados por el operador del servicio. Para modular la demanda diaria, se creó una curva de consumo horario (Figura 5.3) obtenida con datos reales de un barrio de la ciudad (Nueva Montaña) que ya dispone de contadores inteligentes, con lectura en continuo. En

nuestro caso, al disponer de estos datos de campo, se resolvió la incertidumbre existente entre los enfoques determinísticos y estocásticos a la hora de modelar las redes de distribución de agua potable (Arreguín, Alcocer-Yamanaka, and Hernández-Padrón 2010; Tzatchkov et al. 2005). Se hace notar que la hora punta de consumo es 1,86 veces el valor medio horario, una cifra sensiblemente mayor a la recomendada por algunos autores para España (Liria, 1995). Esto se debe a que la curva se ha elaborado a partir de una población de unos 2.500 habitantes, lo que tiende a exagerar ligeramente los coeficientes de variación horaria. Siendo conscientes de esto, se decidió adoptar esta curva, con objeto de quedar del lado de la seguridad en las horas de mayor consumo del día.

Para la simulación de las pérdidas de energía en la red, Epanet ofrece tres alternativas (Rossman 2000), representadas por tres fórmulas clásicas en la hidráulica de tuberías: Hazen-Williams (H-W), Darcy-Weisbach (D-W) y Colebrook-White (C-W). Se seleccionó la ecuación de D-W (Ecuación 5.1), por ser la más precisa, teóricamente, además de ser muy utilizada entre la comunidad científica y recomendada por algunos autores y organismos para el cálculo de redes de distribución (Rauschenbach 2015; CONAGUA 2015).

$$J = f \cdot \frac{1}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad [\text{ec. 5.1}]$$

Donde

J	Pérdida de carga por unidad de longitud de tubería
f	Factor de fricción de Darcy
D	Diámetro de la tubería
v	Velocidad de paso del fluido por la tubería
g	Aceleración de la Gravedad

El factor de fricción  $f$  es calculado mediante diferentes aproximaciones, dependiendo de si el régimen es laminar o turbulento, que viene definido por el Número de Reynolds,  $Re$  (Ecuación 5.2). Así, para  $Re < 2.000$ , el factor de fricción se calcula mediante la ecuación de Hagen-Poiseuille

(Bhave & Gupta 2006) (Ecuación 5.3), mientras que para valores  $Re > 4.000$  se recurre a una aproximación de la ecuación de Colebrook-White (Ecuación 5.4):

$$Re = \frac{D \cdot v}{\nu} \quad [\text{ec. 5.2}]$$

$$f = \frac{64}{Re} \quad [\text{ec. 5.3}]$$

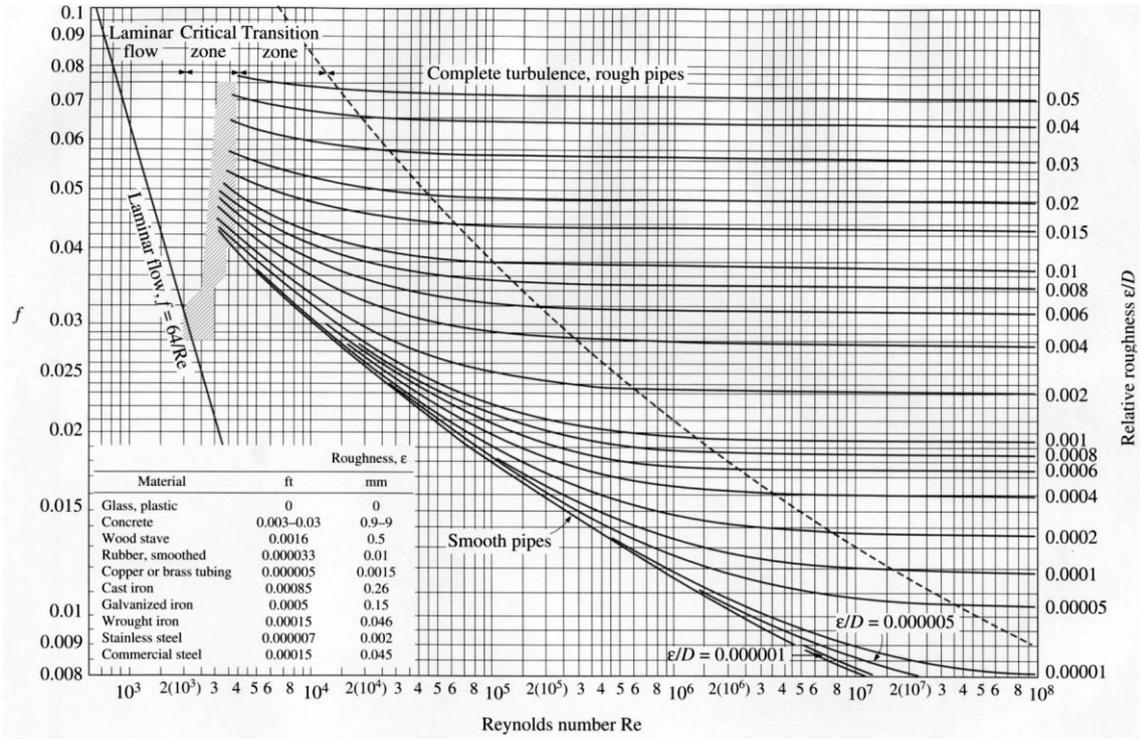
$$f = \frac{0,25}{\left[ \text{Ln} \left( \frac{\varepsilon}{3,7 \cdot D} + \frac{5,74}{Re^{0,9}} \right) \right]^2} \quad [\text{ec. 5.4}]$$

Donde

- $\nu$  Viscosidad cinemática del fluido
- $\varepsilon$  Rugosidad de la tubería.

Para valores intermedios del número de Reynolds,  $2.000 < Re < 4.000$ , el programa recurre a interpolaciones cúbicas del ábaco de Moody.

Figura 5.1. Ábaco de Moody



Fuente: Moody & Princeton (1944)

Figura 5.2. Esquema del modelo de red de abastecimiento de Santander

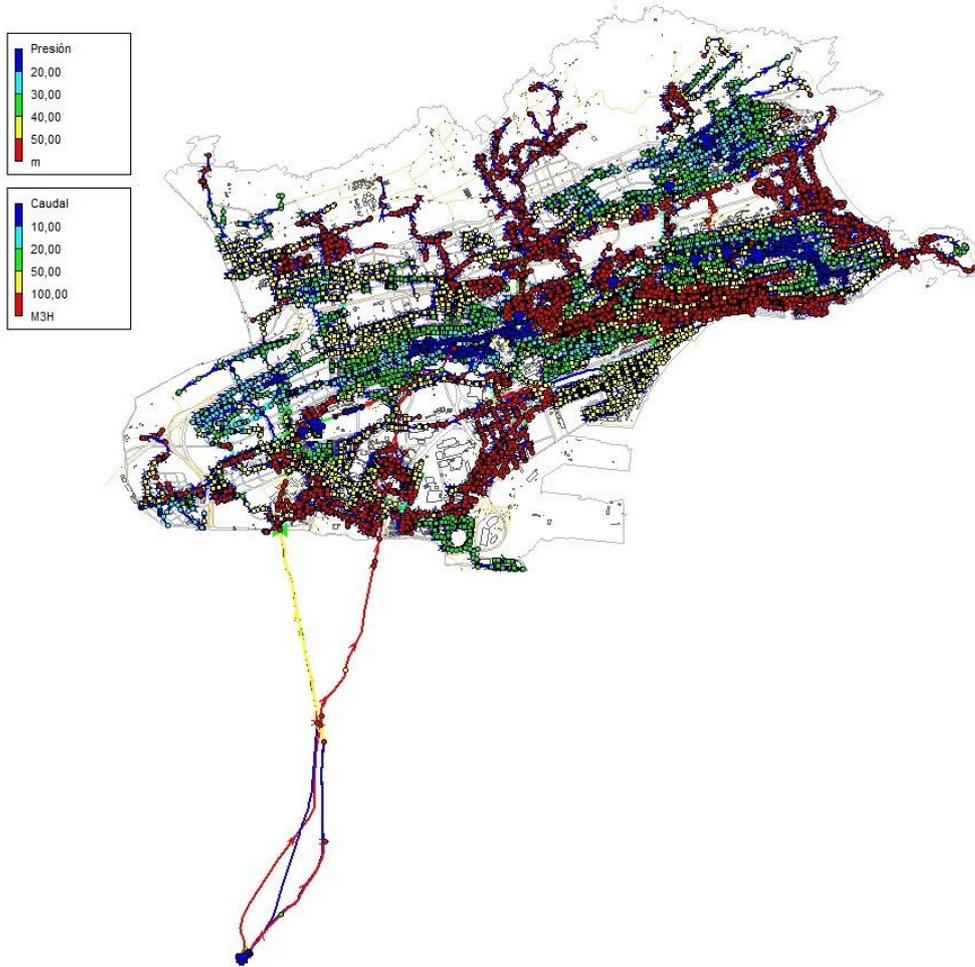
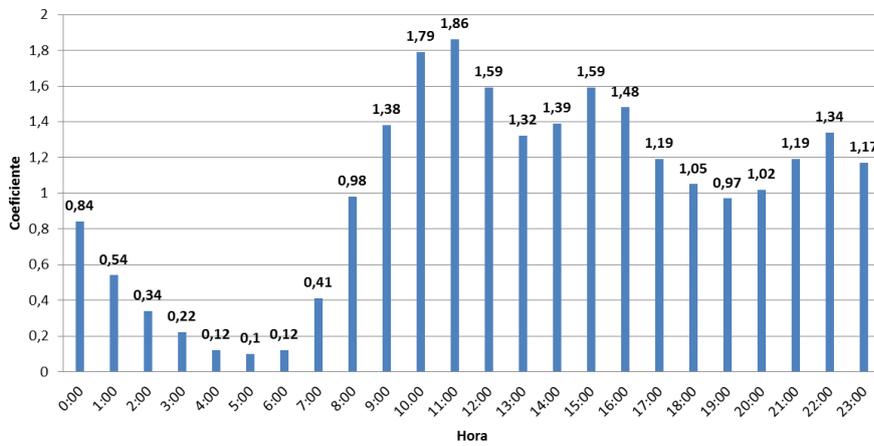


Figura 5.3. Curva de consumo horario para modulación de la demanda de agua potable



#### **5.4.1.- Período de análisis**

La mayoría de las redes de distribución de agua operan en un ciclo de 24 h, en el cual los depósitos se llenan por la noche, cuando la tarifa eléctrica es más baja, y se vacían durante el día (Martínez et al. 2007). Santander no es una excepción, por lo que la simulación hidráulica se realizó durante 24 h y 48 h, para representar adecuadamente los procesos de llenado y vaciado de los depósitos urbanos, que inicialmente se consideraron parcialmente llenos. En condiciones normales, la realidad es que estos depósitos se recargan principalmente por la noche, de forma que al comienzo de la mañana están a la máxima capacidad. El intervalo de cálculo seleccionado fue de 1 h, coincidente con el intervalo del patrón horario y suficiente para cumplir con los objetivos planteados.

#### **5.4.2.- Válvulas inteligentes**

En la red de abastecimiento de Santander existen cuatro válvulas reductoras de la presión de tipo *Pegasus*®, y que permiten ser programadas para que la presión de tarado varíe a lo largo del día, dependiendo del caudal de paso. De esta forma, es posible programarlas para que, durante las horas de más consumo, la presión máxima permitida sea mayor, ya que la demanda es máxima y se requieren mayores presiones. De la misma forma, durante la noche, la presión de tarado de la válvula se reduce, coincidiendo con los momentos de menor demanda, y reduciendo así las probabilidades de fugas y de roturas de tuberías por sobrepresiones. En la Tabla 5.2 se resumen las reglas de funcionamiento de las cuatro válvulas inteligentes introducidas en el modelo, y que fueron facilitadas por el operador del servicio municipal de aguas. Nótese que, en el caso de la válvula en c/Atilano Rodríguez, los momentos en que la válvula estaba completamente abierta se simularon con una presión máxima de 100 m.c.a., con el objetivo de asegurar que no entrara en funcionamiento y no afectara a la red aguas abajo.

Tabla 5.2. Leyes de control de las válvulas inteligentes del modelo

Válvula reductora en c/Nueva Montaña		Válvula reductora en c/Atilano Rodríguez	
Presión máxima (m.c.a.)	Hora simulación	Presión máxima (m.c.a.)	Hora simulación
35	00:00	45	00:00
30	01:00	44	01:00
30	02:00	41	02:00
30	03:00	41	03:00
30	04:00	41	04:00
30	05:00	41	05:00
30	06:00	41	06:00
30	07:00	41	07:00
36	08:00	47	08:00
40	09:00	100	09:00
50	10:00	100	10:00
53	11:00	100	11:00
45	12:00	100	12:00
39	13:00	100	13:00
40	14:00	100	14:00
45	15:00	100	15:00
40	16:00	100	16:00
38	17:00	48	17:00
37	18:00	47	18:00
36	19:00	47	19:00
36	20:00	47	20:00
38	21:00	48	21:00
39	22:00	100	22:00
38	23:00	48	23:00
Válvula reductora en c/Ortega y Gasset		Válvula reductora en c/La Marga	
Presión máxima (m.c.a.)	Hora simulación	Presión máxima (m.c.a.)	Hora simulación
34	00:00	42	00:00
34	01:00	41	01:00
34	02:00	41	02:00
34	03:00	41	03:00
34	04:00	41	04:00
34	05:00	41	05:00
34	06:00	41	06:00
34	07:00	41	07:00
36	08:00	45	08:00
36	09:00	47	09:00
40	10:00	47	10:00
40	11:00	47	11:00
40	12:00	47	12:00
36	13:00	47	13:00
36	14:00	47	14:00
40	15:00	47	15:00
40	16:00	47	16:00
36	17:00	47	17:00
36	18:00	45	18:00
36	19:00	45	19:00
36	20:00	45	20:00
36	21:00	47	21:00
36	22:00	47	22:00
36	23:00	47	23:00

## 5.5.- Calibración del modelo

La calibración es el proceso por el cual se comparan los datos simulados con los datos medidos, para una misma magnitud, y será mejor cuanto mayor sea la coincidencia entre ambos valores (Alves, Muranho, Albuquerque, & Ferreira, 2014). Todos los modelos de redes de abastecimiento de agua requieren de calibración para ser válidos (Koppel & Vassiljev, 2009), cuyo objetivo es minimizar las discrepancias entre los valores estimados y los medidos en campo (Shen & McBean, 2012).

Se realizó una calibración en presiones del modelo, mediante mediciones en campo de esta magnitud en cincuenta (50) puntos de la red (finalmente, sólo 49 fueron utilizados, pues se descartó uno de los puntos por errores en la medición). Para ello, se utilizó un datalogger modelo LO-LOG Flash, equipado con software Radwin. Inicialmente, las medidas se llevaron a cabo sobre 24 bocas de riego estratégicamente seleccionadas, entre los días 28 de enero y 10 de febrero de 2016, con toma de datos cada cinco (5) minutos. Posteriormente, se realizaron otras campañas complementarias, hasta llegar a los 49 puntos de calibración finales (Figura 5.4). Para cada punto, en gabinete, se utilizaron como presiones para la calibración los promedios medidos en las horas del día 5:00, 11:00 y 22:00. De esta forma se representaron los tres momentos clave del ciclo de consumo diario (bajo consumo nocturno y horas de mayor consumo por la mañana y por la noche). En algún punto se calibró con la presión a las 17:00 h en vez de las 11:00 h, por no tener suficientes medidas registradas a esta última hora (Figura 5.5), ya que coincidió el desmontaje y montaje del equipo en esta hora de la mañana.

Figura 5.4. Ubicación de los puntos de calibración de presiones del modelo

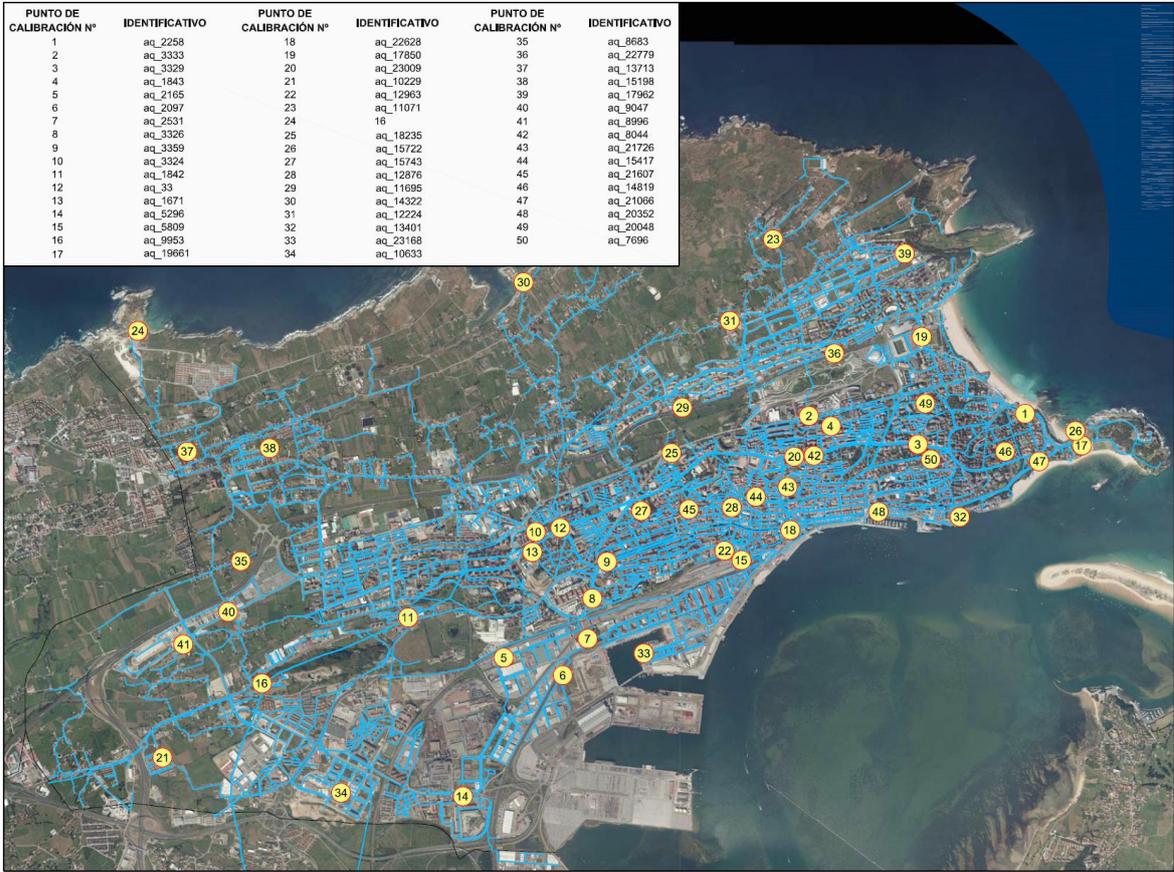
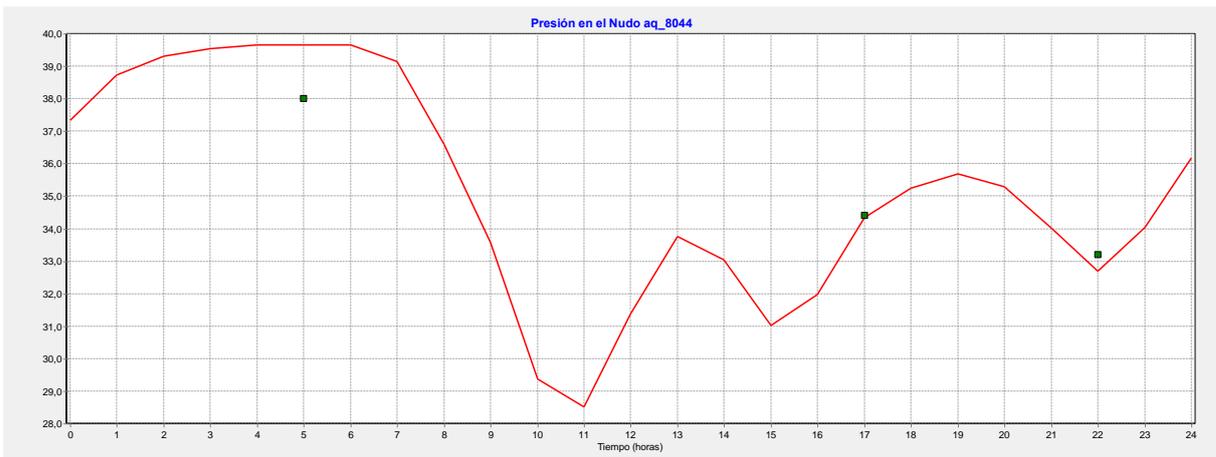


Figura 5.5. Curva de presiones y puntos de calibración en el nudo aq\_8044



Un hecho conocido, pero no cuantificado, era el mal estado de conservación de algunos tramos de tubería (los más antiguos), con pérdida de sección por incrustaciones y corrosión del material (hierro fundido) por el contacto con el agua. La corrosión e incrustaciones hacen muy difícil la determinación del diámetro real de las tuberías (Koppel and Vassiljev 2009). Durante el proceso de calibración de presiones del modelo, se representó este fenómeno mediante el aumento de la rugosidad de la tubería, primero, y reduciendo el diámetro, después. Esta última corrección se realizó en las tres arterias que llegan al depósito principal de la ciudad (Pronillo), cuyos diámetros nominales (mm) eran Ø600, Ø500 y Ø350, y que acabaron reduciéndose a Ø407, Ø297 y Ø208, respectivamente. Adicionalmente, dada la dificultad para ajustar las presiones sólo reduciendo los diámetros, fue necesario introducir válvulas reductoras de presión de forma ficticia en estos mismos tramos, siempre antes de la distribución a los sectores en que se divide la ciudad. Esto da una idea del problema real en algunos tramos, los más antiguos, en los que la sección actual es mucho menor que la original, así como de la conveniencia de sustituir estas conducciones por otras nuevas.

Finalmente, la calibración se realizó de forma iterativa, hasta alcanzar un coeficiente de correlación  $C=0,994$  (Tabla 5.3), obteniendo  $C$  mediante la Ecuación 5.5:

$$C(o,e) = \frac{\sum(o - \bar{o}) \cdot (e - \bar{e})}{\sqrt{\sum(o - \bar{o})^2 \cdot \sum(e - \bar{e})^2}} \quad [\text{ec. 5.5}]$$

Donde:

- C      Coeficiente de correlación;
- o      Valor observado;
- $\bar{o}$     Promedio de los valores observados;
- e      Valor estimado;
- $\bar{e}$     Promedio de los valores estimados.

Tabla 5.3. Estadística de calibración de presiones

Punto Medida	Número Observaciones	Media Observada	Media Calculada	Error Medio	Desviación Típica
16	3	52,27	51,42	1,53	1,86
aq_2258	3	55,99	58,26	2,27	2,76
aq_3333	3	38,53	39,46	0,94	0,94
aq_3329	3	1,04	4,39	3,35	3,37
aq_1843	3	27,58	22,89	4,69	4,69
aq_2165	3	54,12	53,28	0,84	0,94
aq_2097	3	54,06	53,43	0,63	0,77
aq_2531	3	52,71	53,17	0,46	0,46
aq_3326	3	39,57	38,25	1,32	1,33
aq_3359	3	27,79	26,21	1,57	1,58
aq_3324	3	15,43	16,73	2,3	2,86
aq_1842	3	51,14	50,02	1,98	2,09
aq_33	3	29,14	29,05	2,99	3,14
aq_1671	3	17,72	13,93	3,79	4,22
aq_5296	3	55,5	52,62	2,88	2,89
aq_5809	3	52,47	53,39	1,13	1,28
aq_9953	3	3,28	1,55	2,5	2,7
aq_8683	3	27,97	29,41	1,89	2,46
aq_9047	3	15	17,08	2,08	2,12
aq_8996	3	37,02	37,95	2,51	2,73
aq_8044	3	35,2	35,56	0,75	1
aq_7696	3	21,7	23,54	1,84	1,9
aq_19661	3	65	66,46	1,46	1,49
aq_22628	3	50,93	52,67	1,74	1,91
aq_17850	3	67,17	68,06	0,89	0,92
aq_10229	3	53,2	53,72	2,35	2,73
aq_12963	3	57,17	52,18	4,98	5,28
aq_11071	3	50,73	51,57	0,84	0,86
aq_14322	3	72,23	74,86	4,63	5,68
aq_12876	3	42,67	45,61	2,94	3,3
aq_12224	3	23,77	24,7	1,35	1,96
aq_18235	3	69,5	69,58	2,17	2,32
aq_13401	3	69,6	70,18	0,93	1,02
aq_15743	3	35,47	38,15	2,68	3,28
aq_11695	3	59,9	60,25	0,54	0,57
aq_15722	3	57,83	60,6	2,76	2,88
aq_23168	3	46,27	44,62	1,65	1,65
aq_10633	3	51,17	51,46	0,29	0,36
aq_22779	3	59,07	59,66	0,72	0,81
aq_13713	3	46,47	47,96	1,5	1,9
aq_15198	3	47,73	50,58	2,84	3,07
aq_17962	3	58,7	58,71	0,21	0,25
aq_21726	3	54,77	56,55	1,79	1,81
aq_15417	3	51,93	54,17	2,24	2,25
aq_21607	3	35,43	35,78	1,2	1,44
aq_14819	3	33,17	32,85	0,99	1
aq_21066	3	46	49,16	3,16	3,21
aq_20352	3	66,83	68,89	2,06	2,06
aq_20048	3	36,73	39,52	2,79	4,51
<b>Red</b>	<b>147</b>	<b>44,38</b>	<b>44,9</b>	<b>1,96</b>	<b>2,52</b>

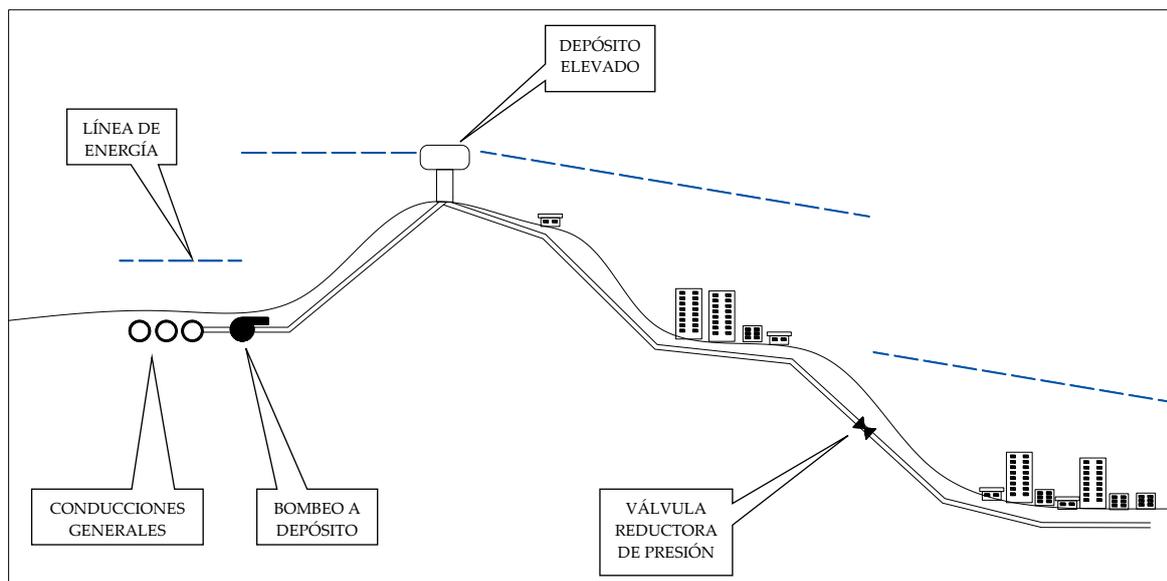
Correlación entre valores medios:

0,994

## 5.6.- Propuestas de optimización energética de la red de Santander

Una vez calibrado el modelo, se abordó la optimización energética de la red, dado que hay zonas bien identificadas que son abastecidas por un depósito al que se bombea el agua desde las conducciones generales. Aguas abajo del depósito, y para evitar roturas por sobrepresiones, existen válvulas reductoras de presión, como se muestra esquemáticamente en la Figura 5.6.

Figura 5.6. Esquema de una gestión energética ineficiente



En Santander existen cuatro sectores que están abastecidos con ayuda de un bombeo que eleva la presión del agua hasta los mínimos requeridos, y que son:

- Sector PC1.1 “La Peña”: es un sector que se extiende desde Ojáiz hasta Rucandial, recibiendo el agua del depósito de Peñacastillo por la traza de la N-611. Este depósito se llena mediante un bombeo conectado a las conducciones generales provenientes de El Tojo.
- Sector PC1.2 “1º de Mayo”: este sector, más pequeño que el anterior, se encaja entre la N-611 y el cruce de 1º de Mayo. Se abastece del depósito de Peñacastillo, y se caracteriza porque el terreno tiene una topografía descendente desde Peñacastillo hacia 1º de Mayo.

- Sector CUI.1 “Cueto”: el sector Cueto se corresponde con la zona alta de Cueto y Mataleñas, a las que suministra agua el depósito elevado de Cueto. Este depósito se llena mediante un bombeo que impulsa el agua proveniente del depósito de Avellano.
- Sector PPGD “Plan de Presiones de General Dávila”: en la zona más alta de la ciudad, c/General Dávila, la altura de los depósitos y la de los edificios hacen imposible dotar de presión suficiente a los pisos más altos. Para solucionar esto, en su día se optó por presurizar un sector mediante bombas entre los depósitos de Pronillo y Avellano, si bien actualmente sólo se presuriza desde el lado de Avellano.

A partir de la información anterior, representada convenientemente en el modelo de red, se identificó el área del barrio 1º de Mayo como susceptible de mejora para su optimización energética. El depósito de Peñacastillo, que es del que toma agua este sector PC1.2, se llena mediante bombas de impulsión conectadas a las conducciones principales de entrada a la ciudad, como se ha indicado anteriormente, con una altura de bombeo de 18 m. La conducción Ø200 mm que sirve de entrada al sector está afectada por la válvula inteligente denominada “V.R.JoseOrtegayGasset”, cuya consigna de funcionamiento se muestra en la Tabla 5.2.

### **5.6.1.- Resultados y discusión**

Partiendo del modelo de red calibrado, se simuló un escenario con las maniobras mostradas en la Figura 5.7, con un tiempo de simulación de ocho días (192 h), para incluir varios ciclos de llenado y vaciado del depósito (esto es, varios arranques y paradas de las bombas). Posteriormente, se compararon los volúmenes de agua que provenían del depósito de Peñacastillo en la situación actual y en la futura, obteniendo una diferencia de 549,37 m<sup>3</sup>/d, en promedio (Figura 5.8). En un cálculo acumulado a lo largo del año, la medida propuesta podría ahorrar el bombeo de unos 200.000 m<sup>3</sup>. Las condiciones del servicio, respecto a la presión suministrada, serían aceptables en todos los puntos afectados.

Figura 5.7. Esquema de la actuación para la optimización energética propuesta

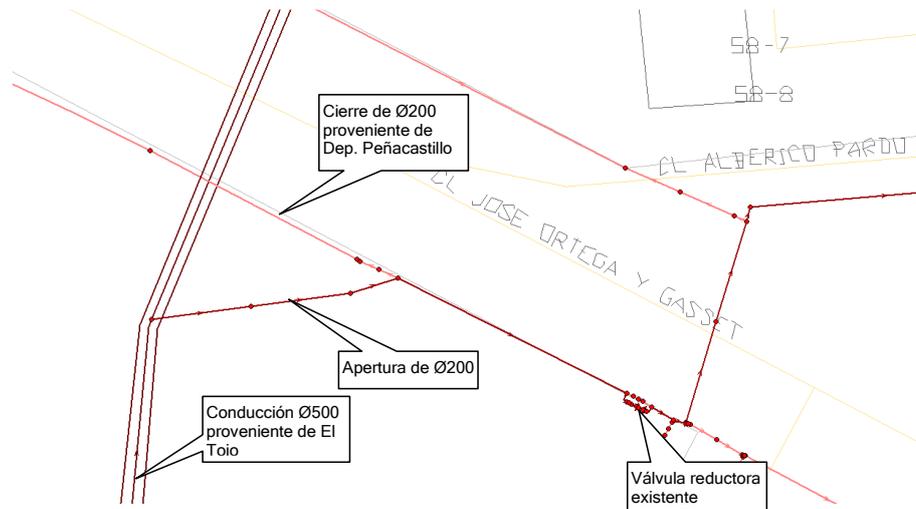
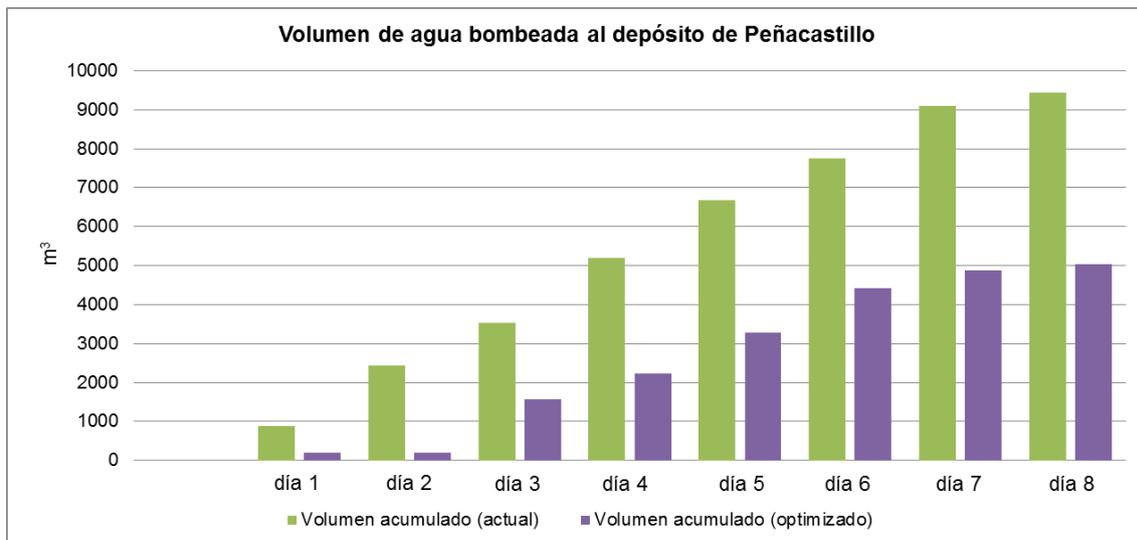


Figura 5.8. Gráfico de llenado del depósito de Peñacastillo, en los 8 días de simulación



Se hace notar que, una sustitución de los tramos de conducciones generales cuyo diámetro actual es inferior al original, proporcionaría un mayor caudal y una presión mayor a la actual, lo que redundaría en la conveniencia de llevar a cabo la medida de mejora estudiada. En todo caso, habría que contemplar la conveniencia de mantener la válvula reductora actual (reubicándola, si fuera necesario) para evitar sobrepresiones en los puntos más bajos.

## 5.7.- Bibliografía y fuentes

- Abdy Sayyed, M. A. H., Gupta, R., & Tanyimboh, T. T. (2014). Modelling pressure deficient water distribution networks in EPANET. *Procedia Engineering*, , 89 626-631. doi:10.1016/j.proeng.2014.11.487
- Alves, Z., Muranho, J., Albuquerque, T., & Ferreira, A. (2014). Water distribution network's modeling and calibration. A case study based on scarce inventory data. *Procedia Engineering*, , 70 31-40. doi:10.1016/j.proeng.2014.02.005
- Arreguín, F. I., Alcocer-Yamanaka, V. H., & Hernández-Padrón, D. S. (2010). Modeling of drinking water distribution networks using deterministic and stochastic approaches. [Modelación de redes de agua potable con enfoques determinísticos y estocásticos] *Tecnología y Ciencias del Agua*, 1(4), 119-136.
- Bhave, P.R. & Gupta, R. (2006). *Analysis of flow in water distribution networks*. Alpha Science Int'l Ltd; 1 edition. ISBN 978-1-84265-359-3. 536 p.
- Cheng, B., Longo, S., Cirillo, F., Bauer, M., & Kovacs, E. (2015). Building a Big Data Platform for Smart Cities: Experience and Lessons from Santander. *Proceedings - 2015 IEEE International Congress on Big Data, BigData Congress 2015*, 592-599. doi:10.1109/BigDataCongress.2015.91
- Cobacho, R., Arregui, F., Soriano, J., & Cabrera, E. (2015). Including leakage in network models: An application to calibrate leak valves in EPANET. *Journal of Water Supply: Research and Technology - AQUA*, 64(2), 130-138.
- CONAGUA (2015). Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento. Datos básicos para proyectos de agua potable y alcantarillado. Comisión Nacional del Agua. Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales. México D.F.
- De Nicolás, V. L., Laguna-Peñuelas, F., & Vidueira, P. (2014). An energy optimization criterion for branched water networks. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 5(6), 41-51.
- Farina, G., Creaco, E., & Franchini, M. (2014). Using EPANET for modelling water distribution systems with users along the pipes. *Civil Engineering and Environmental Systems*, 31(1), 36-50.
- Ferrate Meseguer, J. C., Juncadella Jodar, V., & Casals Gelpi, A. (1996). A mathematical model for the water supply network. [Modelo matemático para la red de abastecimiento] *Tecnología del Agua*, , 57-64.
- Gómez, E., Cabrera, E., Soriano, J., & Balaguer, M. (2016). *On the weaknesses and limitations of EPANET as regards energy* doi:10.2166/ws.2015.145
- He, P., Tao, T., Xin, K., Li, S., & Yan, H. (2015). Modelling Water Distribution Systems with Deficient Pressure: An Improved Iterative Methodology. *Water Resources Management*, .
- INE (2015). Instituto Nacional de Estadística. Cifras oficiales de población resultantes de la revisión del Padrón municipal a 1 de enero de 2015. R.D. 1079/2015, de 27 de noviembre. Secretaría de Estado de Economía y Apoyo a la Empresa. Ministerio de Economía y Competitividad. Gobierno de España.
- Jia, H., Wei, W., & Xin, K. (2008). Hydraulic model for multi-sources reclaimed water pipe network based on EPANET and its applications in Beijing, China. *Frontiers of Environmental Science and Engineering in China*, 2(1), 57-62.
- Koppel, T., & Vassiljev, A. (2009). Calibration of a model of an operational water distribution system containing pipes of different age. *Advances in Engineering Software*, 40(8), 659-664.
- Lee, H. M., Yoo, D. G., Sadollah, A., & Kim, J. H. (2016). Optimal cost design of water distribution networks using a decomposition approach. *Engineering Optimization*, 1-16.
- Liria, J. (1995). Proyecto de redes de distribución de agua en poblaciones. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid. ISBN: 84-380-0081-9

- 
- Martínez, F., Hernández, V., Alonso, J. M., Rao, Z., & Alvisi, S. (2007). Optimizing the operation of the Valencia water-distribution network. *Journal of Hydroinformatics*, 9(1), 65-78.
- Martínez-Bahena, B., Cruz-Chávez, M. A., Peralta-Abarca, J. D. C., Juárez-Chávez, J. Y., Ortíz-Huerta, A., & Moreno-Bernal, P. (2015). Analysis of a Town's Water Distribution System. *Proceedings - 2014 IEEE International Conference on Mechatronics, Electronics, and Automotive Engineering, ICMEAE 2014*, 206-211. doi:10.1109/ICMEAE.2014.25
- Mayo, A. (1875). Memoria del proyecto de abastecimiento de aguas a Santander.
- Moody, L.F. & Princeton, N.J. (1944). Friction Factors for Pipe Flow. *Transactions of the ASME*, Vol. 66. 671-684.
- Muranho, J.; Ferreira, A.; Sousa, J.; Gomes, A.; Sá Marques, A. (2014). Technical performance evaluation of water distribution networks based on EPANET. *Procedia Eng.*, 70, 1201-1210
- Rauschenbach, T. (2015). *Modeling, control and optimization of water systems: systems engineering methods for control and decision making tasks*. Rauschenbach, T. ISBN: 978-3-642-16025-7. DOI: 10.1007/978-3-642-16026-4. Ilmenau, Germany. 303 p.
- Rossman, L.A. (2000). EPANET2 users' manual. Water Supply and Water Resources Division. National Risk Management Research Laboratory. United States Environmental Protection Agency. Cincinnati, OH.
- Sanchez, L., Muñoz, L., Galache, J. A., Sotres, P., Santana, J. R., Gutierrez, V., et al. (2014). SmartSantander: IoT experimentation over a smart city testbed. *Computer Networks*, 61, 217-238.
- Seyoum, A. G., & Tanyimboh, T. T. (2016). Investigation into the Pressure-Driven Extension of the EPANET Hydraulic Simulation Model for Water Distribution Systems. *Water Resources Management*, 30(14), 5351-5367.
- Shen, H., & McBean, E. (2012). Hydraulic calibration for a small water distribution network. *Water Distribution Systems Analysis 2010 - Proceedings of the 12th International Conference, WDSA 2010*, 1545-1557. doi:10.1061/41203(425)138
- Tzatchkov, V., Alcocer-Yamanaka, V. H., Arreguín-Cortés, F. I., & Feliciano-García, D. (2005). Measurement and stochastic characterization of instantaneous water demand. [Medición y caracterización estocástica de la demanda instantánea de agua potable] *Ingeniería Hidráulica en México*, 20(1), 67-76.
- Venkata Ramana, G., Sudheer, C. V. S. S., & Rajasekhar, B. (2015). Network analysis of water distribution system in rural areas using EPANET. *Procedia Engineering*, 119(1) 496-505. doi:10.1016/j.proeng.2015.08.87
-

# Capítulo 6

Metodología propuesta para  
la gestión de la escorrentía  
urbana



## 6.1.- Cálculo del caudal de desagüe de la cuenca

### 6.1.1.- Introducción

La estimación de los caudales resulta fundamental en el diseño de infraestructuras (Regalado and Yuste 2006; Zorraquino 2004). Dentro de las variadas opciones que existen para su estimación, a partir de los datos de lluvias disponibles, destaca el análisis estadístico de máximos (normalmente precipitación máxima diaria). Para ello se parte del concepto de período de retorno (T), entendido como la probabilidad de que una lluvia sea superada de media una vez cada T años. Dicho de otra forma, la probabilidad P de que se produzca una lluvia mayor a una con período de retorno T años en un año cualquiera es de  $1/T$ .

$$P(x \geq x_T) = \frac{1}{T} \quad [\text{ec. 6.1}]$$

Al introducir el período de retorno T se hace obligado contar con modelos que representen fielmente el fenómeno de la lluvia, dado que no se cuenta con registros suficientes como para deducir lluvias de T elevados (más de 50 o 100 años, por ejemplo). Los modelos más habituales en hidrología son los que consideran series anuales de máximos, cuyo tratamiento estadístico requiere de la elección de una función de distribución  $F(x)$  de la variable, de forma que se cumple:

$$F(x) = P(X \leq x) \quad [\text{ec. 6.2}]$$

La manera más frecuente de tratar la función de distribución de una variable es el empleo de modelos paramétricos. Éstos adoptan una determinada formulación algebraica que se apoya en unos parámetros a estimar a partir de los datos disponibles (Ferrer 2001).

Existen numerosas funciones de distribución que se han venido utilizando en el campo de la hidrología a lo largo de los años (Nguyen and Nguyen 2016), siendo las más populares las de dos parámetros, entre las que destacan las distribuciones de Gumbel, Lognormal2 y  $SQRT-ET_{\max}$

(Ferrer 2001), por ser las que mejor representan los patrones de máximas lluvias en las distintas regiones del mundo y por ser más fáciles de aplicar que otras distribuciones de tres o más parámetros como las Lognormal3, GEV, Log Pearson III, etc.

En España, el uso de la distribución Gumbel (Ecuación 6.3) ha sido mayoritario, en buena parte por ser el propuesto en la Instrucción de Carreteras 5.2-IC (Gobierno de España 1990), tanto en su versión original como en la versión actualizada recientemente (Gobierno de España 2016).

$$F(x) = e^{-e^{-\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)}} \quad [\text{ec. 6.3}]$$

En los últimos años, sin embargo, ha ganado importancia la distribución SQRT-ET<sub>max</sub> (Etoh and Murota 1986), al comprobarse que esta función de distribución (Ecuación 6.4) logra un mejor ajuste a los patrones de lluvias del clima mediterráneo y ser más conservadora en sus estimaciones que la Gumbel.

$$F(x) = e^{-\left\{-k \cdot \left[ \left(1 + \sqrt{\alpha \cdot x}\right) e^{-\sqrt{\alpha \cdot x}} \right]\right\}} \quad [\text{ec. 6.4}]$$

Donde los parámetros  $\alpha$  y  $k$  son los parámetros de escala y de forma, respectivamente.

El modelo SQRT-ET<sub>max</sub> parte de las siguientes hipótesis (Ferrer 2001):

- En una tormenta individual, la duración y la intensidad máxima son variables independientes.
- La duración se distribuye según una función exponencial y la intensidad máxima según una distribución Gamma.
- El hietograma tiene una forma triangular, al ser la cantidad de lluvia total proporcional al producto de la duración por la intensidad.

La Dirección General de Carreteras (Gobierno de España 1999) propone una aproximación de la función SQRT-ET<sub>max</sub> para estimar las máximas lluvias diarias para distintos períodos de

retorno y duraciones de lluvia. Por su parte, Salas (2005) hizo una revisión de esta metodología, añadiendo nuevos registros disponibles y nuevas estaciones con pluviógrafo.

### 6.1.2.- Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF)

En el entorno urbano, son de particular importancia las curvas de precipitación Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF), que relacionan las intensidades máximas de precipitación esperadas para distintas duraciones de aguacero y períodos de retorno (Agbazo et al. 2016). De esta forma, es posible elaborar hietogramas sintéticos para diferentes períodos de retorno y duraciones de lluvia en un mismo lugar.

Regalado y Yuste (2006) proponen una metodología para elaborar las curvas IDF a partir del cálculo de la intensidad máxima mediante un ajuste a la función SQRT-ET<sub>max</sub>, a través de la introducción de dos funciones h (T) y g (d), dependientes del período de retorno y la duración, respectivamente, para el cálculo de la intensidad máxima anual en un punto cualquiera de la España peninsular.

$$I(d,T) = \frac{\overline{\text{PMDA}}}{24} \cdot \text{CA}(T) \cdot g(d) \cdot h(T) \quad [\text{ec. 6.5}]$$

Donde:

I (d,T) Intensidad máxima para la duración “d” y período de retorno “T”.

$\overline{\text{PMDA}}$  Media de las precipitaciones máximas diarias anuales.

CA (T) Cuantil adimensional deducido, propio de cada punto considerado.

g (d) Función I-D, dependiente de los parámetros “a” y “K” de cada punto y de la duración del aguacero.

h (T) Función que relaciona los cuantiles adimensionales para cada período de retorno, y que tienen expresiones diferentes según las regiones y la duración del aguacero (según sea mayor o menor de 60 minutos).

Para definir la función  $h(T)$ , Regalado y Yuste (2006) dividieron el territorio peninsular español en dos zonas, tanto para las series de lluvias de corta duración ( $t < 60$  min) como para las de larga duración ( $t > 60$  min), de forma que se ajustaron cuatro expresiones de tipo logarítmico denominadas  $h_{C-1}(T)$ ,  $h_{C-2}(T)$ ,  $h_{L-1}(T)$ ,  $h_{L-2}(T)$ . Para un mismo punto y período de retorno  $T$ , también los cuantiles adimensionales toman diferentes valores según se pretendan calcular las intensidades para aguaceros de cortas duraciones y largas duraciones.

Se propone seguir la anterior metodología para la elaboración de las curvas IDF en el territorio peninsular español, si bien tiene un inconveniente: en el caso de considerar aguaceros de larga duración ( $> 60$  minutos), al utilizar distintas expresiones de  $h(T)$  y del cuantil adimensional  $CA(T)$  para las regiones de “cortas duraciones” y “largas duraciones”, se produce una discontinuidad en  $t = 60$  minutos, duración que marca la frontera entre ambas. Este hecho es poco relevante a la hora de elaborar un hietograma con bloques de, por ejemplo, 5 minutos, dado que la mayor parte de la lluvia se concentra en los dos o tres bloques de más intensidad. Sin embargo, debe tenerse en cuenta para evitar incongruencias como que la precipitación acumulada en un aguacero de duración  $d = 85$  min sea menor que la acumulada para un aguacero del mismo período de retorno y duración  $d = 60$  min (Tabla 6.1).

Tabla 6.1. Cálculo de  $I$  (mm/h) mediante el método de Regalado y Yuste (2006) en las regiones de “cortas” y “largas” duraciones. Estación 1110 (Santander).  $T = 25$  años

		T = 25 años																							
t (min)		5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115	120
I (mm/h)		127,42	96,87	81,59	71,85	64,89	59,58	55,35	51,86	48,93	46,41	44,22	42,29	34,07	32,77	31,60	30,53	29,55	28,65	27,82	27,05	26,33	25,66	25,03	24,44
P (mm)		10,62	16,15	20,40	23,95	27,04	29,79	32,29	34,57	36,70	38,68	40,54	42,29	36,91	38,23	39,50	40,71	41,86	42,98	44,05	45,08	46,08	47,04	47,97	48,88
$\Delta P$ (mm)		10,62	5,53	4,25	3,55	3,09	2,75	2,50	2,29	2,12	1,98	1,86	1,76	-5,38	1,32	1,27	1,21	1,16	1,11	1,07	1,04	0,99	0,97	0,93	0,91

Para solventar el anterior inconveniente, y únicamente a efectos prácticos, se propone mantener la metodología de Regalado y Yuste (2006) para lluvias “cortas” hasta un tiempo  $t = 60$  minutos. Para el cálculo de las intensidades en  $t = 65, 70, 75 \dots$  minutos se calculará primero la intensidad  $I$  (mm/h) para una duración de, al menos,  $d = 120$  minutos, mediante las expresiones de  $CA(T)$  y  $h(T)$  para “largas duraciones”, de forma que el punto de cálculo esté suficientemente alejado de la frontera  $t = 60$  minutos. Obtenidas la  $I$  (mm/h) y la  $P$  (mm) acumulada para  $t = 120$  min, se dividirá la diferencia entre la precipitación acumulada  $P$  (mm) para  $t = 120$  min y  $t = 60$  min, en intervalos  $\Delta P$  decrecientes. De esta forma se podrá elaborar un hietograma para duraciones de aguaceros tan largas como el punto de cálculo utilizado ( $d = 120$  min o mayor).

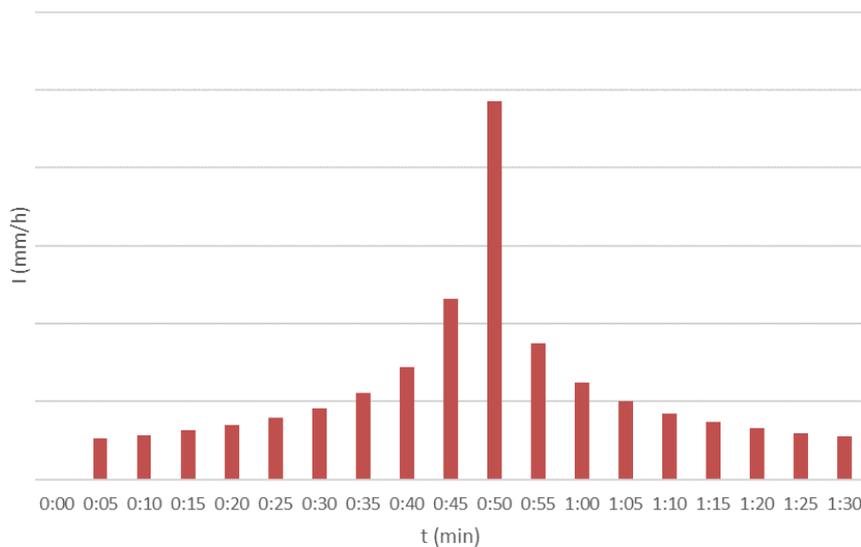
### 6.1.3.- Construcción del hietograma o pluviograma

Una vez calculadas las intensidades de precipitación para los intervalos considerados y el período de retorno correspondiente, el siguiente paso debe ser construir un hietograma o pluviograma, dependiendo de si los datos de lluvia van a ser expresados en intensidad (mm/h) o lluvia acumulada (mm), respectivamente.

Uno de los métodos más utilizados para ello es el de los bloques alternos, que consiste en ordenar los bloques de la misma duración (por ejemplo 5 minutos) de forma tal que:

- El bloque de más intensidad se sitúa en el centro del hietograma.
- A uno de sus lados (la izquierda, por ejemplo) se sitúa el segundo bloque con mayor intensidad.
- A la derecha del primero, el tercer bloque de mayor intensidad.
- Así se procede de forma alternativa, ordenando los bloques en intensidades decrecientes a uno y otro lado del centro, de forma que queda un hietograma con una apariencia similar al mostrado en la siguiente figura.

Figura 6.1. Ejemplo de hietograma elaborado con el método de bloques alternados



Si lo que se elabora es un pluviograma, en el que cada bloque representa la lluvia acumulada en la duración del mismo, el proceso es similar, con la salvedad de que hay que tener en cuenta que la lluvia acumulada en un bloque se debe obtener de la siguiente forma:

- Se establece la duración de los bloques  $\Delta t$ , y se calcula la intensidad  $I_i$  (mm/h) para cada duración ( $\Delta t$ ,  $2\Delta t$ ,  $3\Delta t$ , etc.)
- Se calcula la precipitación correspondiente a cada bloque, empezando por el primero, que será:

$$P_1(\text{mm}) = I_1(\text{mm/h}) \cdot \frac{60}{\Delta t(\text{min})}$$

- Al segundo bloque ( $t=2 \cdot \Delta t$ ) le corresponderá una precipitación  $P_2$  que se obtiene de forma análoga al anterior, es decir:

$$P_2(\text{mm}) = I_2(\text{mm/h}) \cdot \frac{60}{2 \cdot \Delta t(\text{min})}$$

El valor del incremento de precipitación entre el instante  $t_1$  y el  $t_2 = t_1 + \Delta t$  será:  
 $\Delta P_{1-2} = P_2 - P_1$ .

- Se obtiene, para cada intervalo  $i$ :

$$P_i(\text{mm}) = I_i(\text{mm/h}) \cdot \frac{60}{i \cdot \Delta t(\text{min})}$$

- Se obtienen los  $\Delta P_i = P_i - P_{i-1}$  de todos los intervalos en que se ha dividido la lluvia.

#### 6.1.4.- Transformación lluvia-escorrentía

A la hora de evaluar el efecto que tiene una determinada lluvia sobre el terreno, deben tenerse en cuenta ciertos factores, cuya importancia puede ser más o menos apreciable, como qué proporción de la precipitación se transforma efectivamente en escorrentía, y qué parte no. Esto se consigue calculando o estimando las “pérdidas de precipitación”, que representan los fenómenos de evapotranspiración, interceptación (ej.: retenida en las hojas de las plantas), infiltración y almacenamiento en depresiones (ej.: charcos). A la resultante de la diferencia entre la lluvia bruta y las pérdidas de precipitación se la conoce como “lluvia neta”.

Como puede suponerse, los fenómenos descritos anteriormente dependen de las características de cada cuenca, y deben evaluarse caso por caso. Así, es esperable que una cuenca de carácter natural, con muchas zonas verdes y poca urbanización, tenga una capacidad de

infiltración mucho mayor que otra de las mismas características, pero con una mayor proporción de superficies impermeables.

#### 6.1.4.1.- Pérdidas por interceptación

El primer fenómeno que interviene reduciendo la cantidad de lluvia que se convierte en escorrentía es la interceptación. La responsable de ella es, fundamentalmente, la cubierta vegetal del terreno, que retiene el agua en las hojas de las plantas. La cantidad interceptada es muy variable y dependiente de factores como la densidad de vegetación, tamaño de la hoja, velocidad del viento, intensidad de la lluvia, etc. Valores estimativos de la interceptación para terrenos naturales (no urbanizados) fueron propuestos por Nanía y Gómez (2004) y se recogen en la Tabla 6.2:

Tabla 6.2. Valores estimados de la interceptación (Nanía y Gómez 2004)

<b>Tipo de terreno</b>	<b>Interceptación (% de la precipitación anual)</b>
Prados	5-10 %
Bosques espesos	25 %
<b>Volumen de precipitación</b>	<b>Interceptación (% del aguacero)</b>
< 1 mm	100 %
> 1 mm	10-40 %

#### 6.1.4.2.- Pérdidas por almacenamiento en superficie

El almacenamiento superficie tiene lugar en las depresiones del terreno, dando lugar a charcos de mayor o menor tamaño y profundidad. Depende exclusivamente de las características físicas de la cuenca, por lo que es un valor que sólo puede obtenerse mediante medida directa en campo o a través de valores estimados a partir de cuencas similares. En el caso de una zona urbana, a partir de valores conocidos para pavimentos, cubiertas de edificios, etc.

Los programas de simulación actuales permiten asignar un valor (expresado en altura de agua, en mm) para las pérdidas por almacenamiento en cada tipo de superficie de la cuenca (permeable/impermeable).

#### 6.1.4.3.- El Método Racional

Cuando el objetivo es calcular el caudal máximo de desagüe de una cuenca conocida, para una intensidad de lluvia dada, es habitual la aplicación del Método Racional, por ser el que se

utiliza habitualmente en los manuales técnicos de ingeniería civil (Gobierno de España 2016) y para la estimación de caudales de avenida en cuencas rurales (Campos-Aranda 2008). Fue desarrollado en 1889 por Emil Kuichling, y se considera el método más utilizado a nivel mundial para el dimensionamiento de conductos de drenaje (Needhidasan and Nallanathel 2013). Debe su popularidad a la facilidad de cálculo, acompañada de una precisión suficiente para la mayoría de aplicaciones, como el dimensionamiento de obras de drenaje longitudinal y pequeñas obras de drenaje transversal de carreteras o ferrocarriles.

En esencia, el Método Racional permite el cálculo del caudal máximo de desagüe a partir de los datos conocidos del área de la cuenca, la intensidad de la lluvia y el coeficiente de escorrentía global de la cuenca (Ecuación 6.6). Para ello, se hacen algunas simplificaciones, como asumir que no hay aportaciones ni pérdidas de caudal entre la cuenca de estudio y las adyacentes o que la duración de la lluvia es igual al tiempo de concentración ( $t_c$ ), y la intensidad es constante durante todo el aguacero y sólo depende de  $t_c$  y el período de retorno ( $T$ ). Además, el método pierde precisión cuando la cuenca es demasiado grande ( $> 50 \text{ km}^2$ ).

$$Q_T = \frac{C \cdot I(T, t_c) \cdot A}{3,6} \cdot K_t \quad [\text{ec. 6.6}]$$

Donde:

- $Q_T$  Caudal de desagüe de la cuenca ( $\text{m}^3/\text{s}$ ), correspondiente al máximo anual para un período de retorno  $T$ .
- $C$  Coeficiente de escorrentía (adimensional) promedio de la cuenca.
- $I(T, t_c)$  Intensidad de la precipitación ( $\text{mm}/\text{h}$ ), para una duración de lluvia igual al tiempo de concentración de la cuenca y un período de retorno  $T$ .
- $A$  Área de la cuenca ( $\text{km}^2$ )
- $K_t$  Coeficiente de uniformidad de la distribución temporal de la lluvia (adimensional), que depende del tiempo de concentración ( $t_c$ ).

En el análisis de cuencas de mayor tamaño, del orden de cientos o miles de km<sup>2</sup>, los estudios previos para el cálculo de avenidas hacen uso de fórmulas empíricas que relacionan el caudal máximo de crecida con el área de la cuenca y el régimen pluviométrico, entre las que se pueden citar las fórmulas de Forti, Gherardelli, Larivaille, Iskowski, Possenti, Turazza, Mac-Math y Heras (Heras et al. 1972).

En el cálculo de caudales en cuencas urbanas no es recomendable la aplicación del método racional. Por un lado, este método sólo permite calcular caudales máximos correspondientes a una intensidad de lluvia fija, y no la evolución del caudal a lo largo del tiempo. Así, la precisión de este método es insuficiente para los objetivos más frecuentes (análisis de lluvias de diferentes duraciones e intensidades, estudio del efecto de determinadas medidas de drenaje sobre los colectores aguas abajo, estudio de subcuencas que drenan hacia otras subcuencas, etc.). Por ello, en esta tesis se han calculado las curvas IDF para el lugar de estudio y se han elaborado los pluviogramas correspondientes para cada T, que sirven de dato de partida para el cálculo de caudales mediante aproximaciones de las ecuaciones de continuidad y conservación de la cantidad de movimiento que se describen en el Capítulo 7.

### **6.1.5.- Cálculo del Volumen de Calidad de Agua**

En el diseño de los sistemas de drenaje urbano sostenible es frecuente utilizar un volumen de precipitación determinado como objetivo a retener, denominado Volumen de Calidad de Agua o WQ<sub>v</sub> (del inglés *Water Quality Volume*) (CIRIA 2007; Prince George's County 2007). El cálculo del WQ<sub>v</sub> difiere de unas administraciones a otras, si bien conceptualmente es similar en todos los casos. Se identifica WQ<sub>v</sub> como el volumen de escorrentía generado por una lluvia de 24 h de duración que no es superada por el 90% de los días con precipitación del año, en promedio (New York 2010). Al tratarse de un volumen, el valor de WQ<sub>v</sub> depende de tres parámetros: la precipitación, el área de drenaje considerada y el coeficiente de escorrentía de la misma, considerando la proporción de área permeable e impermeable.

En las diferentes guías de diseño americanas y británicas se ofrecen fórmulas empíricas para el cálculo de WQ<sub>v</sub>. En el caso de España, sin embargo, no es aconsejable seguir el mismo procedimiento, y se recomienda calcular WQ<sub>v</sub> a partir de datos locales. New York (2010) propone un método alternativo consistente en dimensionar los sistemas de drenaje urbano sostenible para

una precipitación que no se ve superada por el 95% de los eventos de lluvia de un año, en promedio; para el cálculo de la transformación lluvia-escorrentía propone el uso de alguno de los modelos de simulación más habituales entre la comunidad científica (SWMM, MOUSE, MIKE, etc.). Este método tiene la ventaja de que no depende de parámetros locales o fórmulas ajustadas a emplazamientos concretos, pues sólo es necesario obtener el dato de precipitación correspondiente.

Si se dispone de series de datos de precipitación diaria suficientemente largas (>40 años), el cálculo de la precipitación correspondiente al percentil 90 es sencillo de obtener, ya que sólo consiste en ordenar los datos de precipitación en orden creciente e identificar el valor correspondiente al percentil deseado. Esto es posible en la mayoría de las ciudades importantes de España, que cuentan con estaciones pluviométricas en funcionamiento desde los años 40 o 50 del siglo pasado.

## **6.2.- Estimación de los caudales futuros**

Son muchas las causas que pueden comprometer la capacidad de desagüe en una cuenca, tanto en volumen como en caudal punta: acumulación de sedimentos en los conductos, aumento de la rugosidad de las paredes como consecuencia de la erosión, modificación de las pendientes debido a asentamientos diferenciales, etc. Sin embargo, hay dos causas cuya importancia merece una atención especial: la impermeabilización de la cuenca y los efectos debidos al cambio en los patrones de lluvia debido al cambio climático.

### **6.2.1.- Impermeabilización de la cuenca**

Dado que la tendencia a nivel mundial es que la población se concentre en las áreas urbanas, la sustitución de las áreas naturalizadas por superficies impermeables (carreteras, pavimentos, edificios, etc.) producirá un aumento de la escorrentía, con mayores riesgos de inundaciones y deterioro de la calidad de las aguas receptoras (Mentens, Raes, and Hermy 2006). Los modelos de drenaje deben tener en cuenta no sólo las superficies impermeables actuales, sino la tendencia a impermeabilizar nuevas superficies como consecuencia de las previsiones de crecimiento urbano.

### 6.2.2.- Modificación de los patrones de lluvia debido al cambio climático

Como se expuso en el Capítulo 2, no existe una única predicción válida respecto a cómo se verán modificados los climas actuales en el futuro, desde el mismo momento en que los cambios que se produzcan dependerán del desarrollo y de las condiciones económicas, sociales y tecnológicas de la sociedad en cada instante futuro. A la incertidumbre inherente a la futurología, se suma el hecho de que, si bien los valores medios (de precipitación y temperatura) responden a patrones más o menos predecibles, los fenómenos atmosféricos de origen convectivo, como las tormentas, son prácticamente imposibles de predecir. Por este motivo, no existen predicciones cuantitativas fiables respecto a intensidades y duraciones de las lluvias en un determinado lugar bajo la hipótesis de cambio climático.

No obstante lo anterior, existe consenso respecto a la tendencia esperada en ciertos lugares. Así, por ejemplo, se prevé que el clima en el norte de la Península Ibérica experimente cambios que lo hagan evolucionar, en el presente siglo, de *Cfb*<sub>1</sub> (oceánico o atlántico, templado y húmedo) a mediterráneo de tipo *Csa* o *Csb* (Gutiérrez et al. 2010). El clima Mediterráneo se caracteriza por ser más seco que el Oceánico, si bien las precipitaciones se concentran en menos días del año pero con mayor intensidad. A efectos de máximos, un clima Mediterráneo puede tener precipitaciones más intensas que otro Templado húmedo, para los mismos períodos de retorno.

Algunas administraciones de otros países (Cambridge 2009) optan por requerir que, en la fase de diseño, se incrementen las intensidades de cálculo de precipitación en un 30%. De esta forma se considera que ese incremento refleja, con el suficiente margen de seguridad, las variaciones al alza en las intensidades de las precipitaciones futuras.

Por otra parte, estudios particularizados para el caso de España (Monjo et al. 2016) concluyeron que era esperable un incremento del 20% en la precipitación acumulada en 24 h para períodos de retorno elevados (T=100 años). No obstante, también concluyeron que los cambios en las lluvias extremas no son significativos si se comparan con la variabilidad natural de los propios fenómenos de precipitación.

Arnbjerg-Nielsen (2008) propone, para la estimación de máximos anuales de lluvia en un escenario de cambio climático, la asunción de la siguiente hipótesis: si el clima futuro en una

---

<sup>1</sup> Según la clasificación de Köppen.

región A tiende a asemejarse al clima actual en una región B, es esperable que los fenómenos extremos que se produzcan en la región A en el futuro sean similares a los que actualmente se observan en la región B. Para ello, se calculan los factores climáticos, que expresan la relación entre la intensidad de precipitación futura y la actual, y que dependen del período de retorno y la duración de lluvia considerada, para un mismo lugar.

Siguiendo este esquema, se propone calcular un pluviograma sintético a partir de las curvas IDF de varias localidades cuyo clima actual sea similar a las previsiones de clima futuro en el lugar de estudio.

### **6.3.- Implantación de sistemas de drenaje urbano sostenible como medidas de reducción del caudal punta y del volumen de escorrentía**

Las técnicas mostradas en el Capítulo 4 contribuyen de forma efectiva a la transformación de los hidrogramas resultantes de un aguacero sobre la cuenca de drenaje. El aumento de la superficie permeable, favoreciendo la infiltración y/o el almacenamiento, así como la mayor abstracción inicial debida a una mayor proporción de las superficies verdes, tienen como consecuencia una reducción del caudal punta de escorrentía y una disminución en el volumen total de escorrentía. Estos efectos dependen, no obstante, de las características de la lluvia (intensidad, duración), las características físicas de la cuenca (superficie, pendiente, tiempo de concentración, proporción permeable e impermeable, etc.) y las características de los sistemas de drenaje urbano sostenible sobre la cuenca. De esta forma, cada solución será única, si bien se pueden establecer pautas respecto a qué sistemas son más efectivos en un sentido o en otro.

## 6.4.- Bibliografía y fuentes

- Agbazo, M., Koton’Gobi, G., Kounouhewa, B., Alamou, E., & Afouda, A. (2016). Estimation of IDF curves of extreme rainfall by simple scaling in Northern Oueme Valley, Benin Republic (West Africa). [Estimación de las curvas IDF de extrema precipitación por escala simple en el Valle Oueme, al Norte de la República de Benín (Africa occidental)] *Earth Sciences Research Journal*, 20(1), D1-D7.
- Arnbjerg-Nielsen, K. (2008). Quantification of climate change impacts on extreme precipitation used for design. *11<sup>th</sup> International Conference on Urban Drainage*, Edinburgh, Scotland, UK.
- Cambridge (2009). Sustainable drainage. Cambridge design and adoption guide. Environment and planning Cambridge City Council.
- Campos-Aranda, D. F. (2008). Calibration of the rational method eight rural watersheds under 1,650 km<sup>2</sup> of the hydrological region No. 10 (Sinaloa), México. [Calibración del método racional en ocho cuencas rurales menores de 1,650 km<sup>2</sup> de la región hidrológica No. 10 (Sinaloa), México] *Agrociencia*, 42(6), 615-627.
- CIRIA (2007). The SuDS manual. Report No. C697. Londres (Reino Unido).
- Etoh, T., & Murota, A. (1986). PROBABILISTIC MODEL OF RAINFALL OF A SINGLE STORM. *Journal of Hydrosience and Hydraulic Engineering*, 4(1), 65-77.
- Ferrer, F.J. (2001). Metodologías de análisis estadístico de máximas lluvias: el modelo SQRT-ET<sub>max</sub>. Confederación Hidrográfica del Júcar, 61-90.
- Gobierno de España (1990). *Instrucción de carreteras 5.2-IC “Drenaje superficial”*. BOE núm. 123 de 23 de mayo de 1990. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.
- Gobierno de España (2016). *Instrucción de carreteras 5.2-IC “Drenaje superficial”*. BOE núm. 60 de 10 de marzo de 2016. Ministerio de Fomento.
- Gobierno de España (1999). *Máximas lluvias diarias en la España peninsular*. Serie monografías. Dirección General de Carreteras. Secretaría de Estado de Infraestructuras y Transportes. Ministerio de Fomento.
- Gutiérrez, J.M., Herrera, S., San-Martín, D., Sordo, C., Rodríguez, J.J., Frochoso, M., Ancell, R., Fernández, J., Cofiño, A.S., Pons, M.R., Rodríguez, M.A. (2010). Escenarios Regionales Probabilísticos de Cambio Climático en Cantabria: Termoplumiometría. Consejería de Medio Ambiente. Gobierno de Cantabria.
- Heras, R., Alguacil, R., Fernández, F. (1972). *Manual de hidrología. 4. Hidrología de las crecidas*. Instituto de Hidrología. Escuela de Hidrología. Dirección General de Obras Hidráulicas. Centro de Estudios Hidrográficos. Publicación nº 88. Servicio de Publicaciones, Secretaría General Técnica, Ministerio de Obras Públicas.
- Mentens, J., Raes, D., & Hermy, M. (2006). Green roofs as a tool for solving the rainwater runoff problem in the urbanized 21st century? *Landscape and Urban Planning*, 77(3), 217-226.
- Monjo, R., Gaitán, E., Pórtoles, J., Ribalaygua, J., & Torres, L. (2016). Changes in extreme precipitation over Spain using statistical downscaling of CMIP5 projections. *International Journal of Climatology*, 36(2), 757-769.
- Nanía, L.S. y Gómez, M. (2004). Ingeniería Hidrológica. Grupo Editorial Universitario. ISBN: 84-8491-428-3.
- Needhidasan, S., & Nallanathel, M. (2013). Design of storm water drains by rational method-an approach to storm water management for environmental protection. *International Journal of Engineering and Technology*, 5(4), 3203-3214.
- New York (2010). Stormwater Management Design Manual. Center for Watershed Protection. Department of Environmental Conservation. Albany, NY.

Nguyen, V.-T.-V.; Nguyen, T.-H. (2016). Statistical Modeling of Extreme Rainfall Processes (SMExRain): A Decision Support Tool for Extreme Rainfall Frequency Analyses. *Procedia Eng.*, 154, 624-630.

Prince George's County (2007). Bioretention Manual. Department of Environmental Resources. Environmental Services Division. The Prince George County, Maryland (EEUU).

Regalado, L. D. S., & Yuste, J. A. F. (2006). New methodology for the analysis of the annual maximum intensity variable of precipitation. [Nueva metodología para el análisis de la variable intensidad máxima anual de precipitación] *Ecologia*, (20), 435-444.

Salas, L. (2005). *Regionalización de leyes IDF para el uso de modelos hidrometeorológicos de estimación de caudales*. Tesis Doctoral. Dir.: Fernández, J.A. E.T.S: Ingenieros de Montes. Universidad Politécnica de Madrid.

Zorraquino, C. (2004). El modelo SQRT-ET<sub>MAX</sub>. *Revista de Obras Públicas* (3447), 33-37.

# Capítulo 7

## Aplicaciones

**Parte de este capítulo está bajo revisión como:**

García-Terán, C., Tejero, J.I., Gil, J.L. *Application of LID techniques to adapt combined sewer networks to Climate Change effects*. Artículo enviado a Environmental Sciences & Technology (2017).



## **7.1.- Modelo matemático de la red de drenaje y saneamiento de la cuenca de Las Llamas (Santander)**

### **7.1.1.- Modelo matemático de la red**

#### **7.1.1.1.- Introducción. Modelos hidrológicos**

Se entiende por modelos hidrológicos aquéllos que simulan la transformación precipitación-escorrentía, mediante la consideración de la influencia de la estructura temporal de las precipitaciones y de las características físicas de las cuencas para el cálculo de los caudales originados por la lluvia (Álvarez 1996). Actualmente, existe un amplio abanico de opciones, tanto comerciales como de libre acceso, que dan respuesta a este problema (Singh et al. 2006). En este sentido, la Universidad Texas A&M, en colaboración con The Bureau of Reclamation (US Department of Interior), recopiló la información básica de los principales modelos (Bureau of Reclamation 1991), clasificándolos en modelos distribuidos y modelos paramétricos. Algunos de ellos fueron concebidos para el cálculo hidrológico/hidráulico de redes y/o canales en zonas urbanas, mientras que otros se desarrollaron para el estudio hidrológico de ríos a nivel de cuenca. Algunos de los más importantes se describen brevemente a continuación:

#### **Modelos hidrológicos distribuidos**

- **ArcEGMO**: Modelo desarrollado por la Agencia de Hidrología Aplicada de Alemania. Los objetivos de esta herramienta son predecir la cantidad de escorrentía y propagación del flujo excedente a partir de una lluvia conocida. También permite realizar balances hídricos y de sustancias (nitrógeno, carbono) y tiene en cuenta los efectos de la vegetación existente en la cuenca. Se ha aplicado, principalmente, en cuencas de Alemania, Austria e Italia.
- **Bochum Water Balance Model**: Este modelo fue creado por el Servicio de Conservación de los Recursos Naturales del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos (US Department of Agriculture) junto con el Instituto para Hidrología, Gestión del Agua e Ingeniería Ambiental de la Universidad de Bochum (Alemania). Los objetivos que buscaron sus desarrolladores fueron la simulación del flujo y la estimación de variables hidrológicas

en el espacio para la predicción, gestión hídrica, gestión del suelo, modelado de la calidad de las aguas y estudios sobre el cambio climático.

- CASC2D (CASCade of planes, 2-Dimensional): El proyecto CASC2D fue sufragado con fondos del ejército de los Estados Unidos a través de la Oficina de Investigación (US Army Research Office), el Cuerpo de Ingenieros (US Army Corps of Engineers) y el Centro de Investigación y Desarrollo de Ingeniería (US Army Engineer Research and Development Center), y en su desarrollo participaron las universidades de Connecticut y Colorado. CASC2D fue concebido para solucionar problemas en los que son importantes la variabilidad espacial de las características de las divisorias de cuencas, la escorrentía, la lluvia y la erosión.
- CEQUEAU: Modelo creado por el Instituto Nacional de Investigación Científica de Quebec (Canadá). CEQUEAU es un modelo determinista que tiene en cuenta las características físicas de una cuenca. El modelo consta de dos funciones principales. La primera, llamada función de producción, se ocupa del flujo vertical de agua en el suelo. La segunda, llamada función de transferencia, calcula el flujo en canal, utilizando datos fisiográficos.
- CVGSM (Central Valley Groundwater and Surface Water Model): CVGSM es un modelo de elementos finitos, cuasi-tridimensional, desarrollado para simular el movimiento del agua por todo el valle central de California (Central Valley). Asume que la mayor parte de las características de Central Valley se pueden describir en términos de 21 unidades regionales. CVGSM contempla prácticamente la totalidad de parámetros asociados con aguas subterráneas o superficiales (precipitación, evapotranspiración, bombeo, factores de suelo, reflujos, drenaje sub-superficial, subsidencia, desvíos, humedad del suelo, cultivos, etc.).
- DWSM (Dynamic Watershed Simulation Model): Éste es un modelo que simula la escorrentía superficial y sub-superficial, su propagación, erosión del suelo y el arrastre y transporte de sedimentos y contaminantes, para un evento de lluvia puntual o una serie continua de precipitaciones a lo largo del tiempo. Los objetivos que busca alcanzar son el establecimiento de las condiciones ambientales de una cuenca, tales como riesgos de inundabilidad, erosión, sedimentación o contaminación del agua por sustancias químicas. Del mismo modo, es una herramienta para evaluar escenarios alternativos (mejores prácticas disponibles) a los usos actuales para reducir los riesgos detectados.

- 
- HydroBEAM (Hydrological River Basin Environment Assessment Model): Modelo desarrollado por el Centro de Investigación de Recursos Hídricos y el Instituto de Investigación y Prevención de Desastres de la Universidad de Kyoto. Las escalas temporal y espacial que utiliza son grandes (de 1 km a 30 km y de 1 h a 1 día, respectivamente). El cálculo de la escorrentía se basa en el método de onda cinemática y permite calcular, aparte de caudales, calidad del agua y evolución de sustancias contaminantes.
  - IHAS (Institute for Hydrospheric-Atmospheric Sciences): IHAS fue creado por el Instituto para la Investigación del Cambio Global (Japón), con el objetivo de comprender los regímenes de temperaturas y caudales a nivel de cuenca, mediante modelado hidrológico de la misma. Es un modelo combinado que se compone de un módulo simple de transferencia suelo-vegetación-atmósfera, un módulo de escorrentía y un módulo de simulación de cauces, capaz de representar fenómenos como deshielo, evapotranspiración, congelación y descongelación del permafrost. La escala temporal empleada es 1 hora, y permite trabajar con cuencas con un máximo de 10.000 km<sup>2</sup> de superficie.
  - IWFM (Integrated Water Flow Model): Éste es un modelo de planificación de recursos hídricos desarrollado por el Departamento de Recursos Hídricos de California. Es capaz de simular aguas superficiales y subterráneas; en este último caso, mediante un modelo cuasi-tridimensional. Una característica destacable de IWFM es el cálculo de la demanda de agua en función de los usos de suelo. Se concibió con el objetivo de simular el uso conjunto de aguas subterráneas y superficiales, para satisfacer las demandas de agua para usos agrícolas y urbanos.
  - KINEROS2 (Kinematic Runoff and Erosion Model, Version 2): Modelo desarrollado por el Centro de Investigación de Cuencas del Suroeste (Tucson, Arizona). Interpola lluvias geográficamente distribuidas y simula la evolución de la escorrentía y los sedimentos, mediante un sistema de planos de erosión e infiltración y transporte a través de canales abiertos, conductos cerrados y embalses.
  - MEFIDIS (Modelo de Erosão Físico e DIStribuído): MEFIDIS fue creado por el Centro para el Modelado Ecológico del Instituto para la Investigación Marina de la Universidad de Lisboa. El objetivo fue crear una herramienta con la que simular la generación de escorrentía, junto con la erosión, transporte y sedimentación ante eventos extremos de lluvia,
-

---

para una sola cuenca. MEFIDIS puede simular los principales procesos hidrológicos y de erosión en cuencas medianas y grandes de clima mediterráneo.

- MIKE SHE: Este es un programa de cálculo comercial, desarrollado por el grupo DHI. Es capaz de simular los procesos hidrológicos que tienen lugar en la cuenca, incluyendo las interacciones entre aguas superficiales y subterráneas, el flujo en canales y el flujo en zona no saturada o el de aguas subterráneas. Está diseñado para aplicarse en cuencas con extensiones desde 1 km<sup>2</sup> hasta 100.000 km<sup>2</sup>, y en períodos de simulación continuos entre 1 y 100 años.
- MIKE SWMM: Otra variante del modelo comercial del grupo DHI, esta vez apoyado en el motor de cálculo del SWMM (Storm Water Management Model) de la US-EPA. Es aplicable a todo tipo de cuencas (rurales, urbanas, cultivos, bosques, áreas montañosas...). Simula fenómenos de detención, almacenamiento, infiltración, evaporación, deshielo. En el caso de la capacidad de infiltración, el programa simula la recuperación de la misma durante los períodos secos. También se puede analizar la calidad del agua, mediante la evolución (aumento o disminución) de sustancias contaminantes a lo largo del tiempo. Se pueden analizar fenómenos de lluvia aislados o continuos, sin límite de intervalos de cálculo.
- OWLS (Object Watershed Link Simulation): Modelo comercial de Wilson Environmental Consulting. Concebido para simular los procesos hidrológicos a corto plazo en pequeñas cuencas de áreas boscosas, así como para proporcionar información detallada de la respuesta de la cuenca ante cambios ambientales.
- SVAT&HYCY (Soil-Vegetation-Atmosphere Transfer): Desarrollado por el Centro de Investigación de Vanguardia para el Cambio Global de la Agencia Japonesa de Ciencias Marinas y Tecnología. Su objetivo principal es el modelado hidrológico para la comprensión de los regímenes de aguas y temperaturas en una cuenca fluvial. Es un modelo que combina cuatro submodelos: SVAT (Soil-Vegetation-Atmosphere Transfer), modelo de escorrentía, modelo de congelación del flujo y modelo de enrutamiento del flujo para explicar los fenómenos de deshielo, evapotranspiración, ruptura, congelación y descongelación del permafrost y la corriente de agua.
- SWMM (Storm Water Management Model): Modelo desarrollado por la US-EPA. Es uno de los modelos con mayor difusión a nivel internacional, debido en gran parte a que es de libre

acceso y sus opciones de cálculo son muy potentes y amplias, y ha sido validado en numerosos casos por todo el mundo. Los objetivos que pretende cubrir esta herramienta son: diseñar y dimensionar los elementos de una red de drenaje, incluyendo tanques de tormentas y/o estanques de detención; generar fuentes de contaminación no puntuales para estudios de máxima carga diaria; evaluar escenarios de Mejores Prácticas Disponibles (BMP, LID) para cumplir objetivos de sostenibilidad; reducir desbordamientos en la red de alcantarillado; controlar inundaciones en áreas urbanas y cauces naturales. El área de estudio, así como el número de subcuencas, son ilimitados. Se pueden realizar análisis de eventos de lluvia individuales o análisis continuos en un período extendido de tiempo (meses o años), con intervalos de cálculo variables.

- **TOPKAPI (TOPographic Kinematic APproximation and Integration)**: Modelo basado en la idea de combinar la aproximación de cálculo de onda cinemática con la discretización de la cuenca en celdas cuadradas, en las que se integran las ecuaciones del modelo. El modelo se estructura en torno a tres módulos que representan el componente de suelo, el de flujo superficial y el de flujo a través de la red de drenaje. TOPKAPI nace en el Departamento de Ciencias de la Tierra y Geo-Ambientales de la Universidad de Bolonia (Italia), con los objetivos de aprovechar las ventajas de los modelos distribuidos que contienen parámetros con significado físico y permitir la aplicación a mayor escala espacial a partir de Modelos de Circulación General (MCG).
- **WASH123D**: Este modelo fue concebido por la US-EPA, junto con el Centro de Investigación y Desarrollo de Ingeniería del Ejército de los Estados Unidos (US Army Engineer Research and Development Center) y la Universidad Central de Florida. El objetivo principal de esta herramienta es simular el flujo, el transporte térmico, el transporte de salinidad, el de sedimentos y el transporte de la calidad del agua de los ciclos hidrológicos y biogeoquímicos en una cuenca.

### **Modelos hidrológicos paramétricos**

- **APEX (Agricultural Policy/Environmental eXtender)**: APEX es un modelo de simulación continua de la escorrentía y calidad del agua a partir de la información disponible de una lluvia. Se concibió para pequeñas cuencas en entornos rurales y campos cultivados. Permite simular la evolución del agua de escorrentía, sedimentos, nutrientes y pesticidas a través del

terreno o conductos canalizados. También dispone de elementos para simular aguas subterráneas y el almacenamiento de la escorrentía.

- FHAR: Esta herramienta de cálculo permite estimar el hidrograma de escorrentía a partir de datos incrementales de lluvia. Tiene en cuenta las pérdidas por infiltración u otras causas. Entre las opciones disponibles, destaca la posibilidad de combinar más de un hidrograma.
- GBHM (Geomorphology-Based Hydrological Model): Modelo creado por el Instituto de Ciencia Industrial de la Universidad de Tokyo. El objetivo principal es simular correctamente la transformación lluvia-escorrentía, analizando los recursos acuáticos en cuencas fluviales de gran extensión. La escala temporal empleada por el modelo es una hora, mientras que la escala espacial es inferior a un kilómetro.
- HEC-HMS (Hydrologic Modeling System): HEC-HMS es un programa de licencia libre desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (HEC) del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (US Army Corps of Engineers). Fue diseñado para simular los procesos del ciclo hidrológico que tienen lugar sobre el terreno, por lo que cuenta con componentes para simular la precipitación, evapotranspiración potencial, derretimiento de nieve, follaje, interceptación, almacenamiento superficial, infiltración, escorrentía superficial, caudal base, flujo canalizado y pérdidas de caudal. Cuenta con la ventaja de poder usarse en combinación con otros programas del HEC en distintas áreas (estudio y prevención de inundaciones, drenaje urbano, estudios predictivos, etc.).
- HSIMHYD (Hydrologic Simulation Model): Desarrollado por el Centro para Hidrología Ambiental Aplicada de la Universidad de Melbourne (Australia), con el objetivo de estimar los caudales de escorrentía a partir de datos de precipitación y evapotranspiración potencial. Es aplicable para cuencas de hasta 5.000 km<sup>2</sup> de superficie, y trabaja con una escala temporal de un día.
- IHMM (Integrated Hydro Meteorological Model): Este modelo, creado por el Centro de Investigación Hidrológica (Hydrology Research Center, HRC) de California, tiene como objetivos la predicción de la cantidad de precipitación sobre una cuenca, la estimación de la humedad del suelo, estimación de caudal de escorrentía canalizado y la actualización, en tiempo real, de lluvia y caudales. Es adecuado para cuencas con superficies entre 10 km<sup>2</sup> y 50 km<sup>2</sup>, y trabaja con escalas temporales entre 1 h y 12 horas.

- 
- ILUCAT (Illinois Urban Catchment Runoff Simulation): Creado por la Universidad de Illinois (Estados Unidos), con la finalidad de simular los hidrogramas de escorrentía para pequeñas cuencas mediante el proceso de precipitación-abstracción-escorrentía. Basa sus cálculos en la ecuación de continuidad y la ecuación de onda cinemática, y tiene en consideración los fenómenos de precipitación, pérdidas iniciales y pérdidas continuas por infiltración.
  - LBRM (Large Basin Runoff Model): El objetivo de este modelo, desarrollado por el Laboratorio de Investigación Ambiental de los Grandes Lagos (Michigan, Estados Unidos), es simular la captación de agua superficial y sub-superficial y su evacuación para una o varias cuencas. La escala temporal a la que trabaja es la diaria, por lo que requiere datos de precipitación acumulada en 24 h y datos de temperaturas máxima y mínima para realizar los cálculos, ofreciendo resultados de acumulación de nieve, almacenamiento superficial, almacenamiento de agua subterránea y escorrentía.
  - MIKE 11 RR (Rainfall Runoff): Esta variante de la herramienta MIKE está ideada para aplicarse a análisis hidrológicos generales, predicción de inundaciones (en combinación con el modelo hidrodinámico de MIKE 11), predicción de caudales bajos y la extensión de los registros de caudales. Los períodos de simulación pueden variar desde un minuto hasta un día. A partir de datos que se deben proporcionar al programa de precipitación, evapotranspiración y temperatura, se obtienen resultados de acumulación y derretimiento de nieve, intercepción en forma de almacenamiento superficial, evapotranspiración, infiltración, flujo superficial, recarga de acuíferos, caudal base y flujo capilar.
  - Parched-Thirst: Este modelo ha sido desarrollado por el Grupo de Investigación en Gestión de Suelos y Agua de la Universidad de Agricultura de Morogoro (Tanzania). Los objetivos del modelo son la evaluación y promoción del almacenamiento de agua de lluvia en zonas semiáridas, operación en entornos con escasez de recursos y el diseño de infraestructuras para el almacenamiento de agua de lluvia. Tiene dos niveles de cálculo: uno para usuarios noveles, con pocos parámetros y fáciles de operar y otro nivel avanzado, en el que se deben definir los parámetros de operación por parte del usuario, lo que entraña más dificultad. La escala de trabajo espacial puede ir desde pocos m<sup>2</sup> hasta varias hectáreas, mientras que la escala temporal es la diaria.
-

- Rainfall-Runoff Modelling Toolbox (RRMT) & Monte-Carlo Analysis Toolbox (MCAT): Creado por el Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental del Imperial College of Science, Technology and Medicine de Londres. Se trata de un conjunto de herramientas en las que el usuario puede escoger entre diferentes tipos de análisis dependiendo de los objetivos planteados, los datos disponibles y las características de la cuenca. A partir de datos de precipitación y temperatura o evapotranspiración potencial, el modelo estima los caudales en el punto de desagüe de la cuenca, pudiendo calcularse también otras magnitudes, como humedad del suelo o evapotranspiración real dentro de la cuenca.
  - SCS-CN (Soil Conservation Service Curve Number Model): Modelo determinístico con los objetivos de calcular infiltración, volumen de escorrentía, ratio de infiltración e hidrograma de escorrentía. Desarrollado por la Universidad A&M de Texas y el Instituto Indio de Tecnología. Se apoya en el método del Número de curva propuesto por el SCS en 1956, y es aplicable a cuencas de tamaño pequeño o medio. Se deben proporcionar datos de lluvia (hietograma), cantidad de precipitación previa, datos de infiltración, características geomorfológicas de la cuenca, vegetación y usos de suelo. El programa arroja resultados de volúmenes de escorrentía/infiltración, hidrogramas de escorrentía y ratios de infiltración.
  - SIRMOD II: SIRMOD es un modelo de simulación, análisis y diseño de sistemas de riego superficial. El análisis hidráulico puede ser de onda cinemática o un análisis hidrodinámico completo. Se deben suministrar datos de infiltración (ecuación de Kostiakov-Lewis), geometría e hidrogramas afluentes.
  - SPAW (Soil-Plant-Air-Water System): Este modelo, creado por el Departamento de Agricultura de los Estados Unidos (United States Department of Agriculture, USDA), tiene como objetivo proporcionar una aplicación de complejidad técnica intermedia capaz de representar y predecir la hidrología agraria y sus interacciones con la producción de cultivos sin limitaciones achacables al tiempo de cálculo o la precisión en los datos de entrada. Es aplicable a análisis de hidrología superficial en terrenos con climatología, vegetación y suelos con características uniformes. Tiene un tipo de simulación que representa acumulaciones de agua en forma de charcas, estanques, lagunas, etc. No permite el análisis de hidrogramas, al limitarse el tiempo de cálculo a un día, como máximo.
  - SYN-HYD (Hydrograph Simulation Model): La herramienta SYN-HYD permite transformar los datos de lluvia en caudales mediante un ajuste a distribución Gamma, a partir de datos de
-

---

precipitación, especificación de los intervalos de cálculo y definición del número de curva para las subcuencas. Ofrece los resultados en forma de hidrograma.

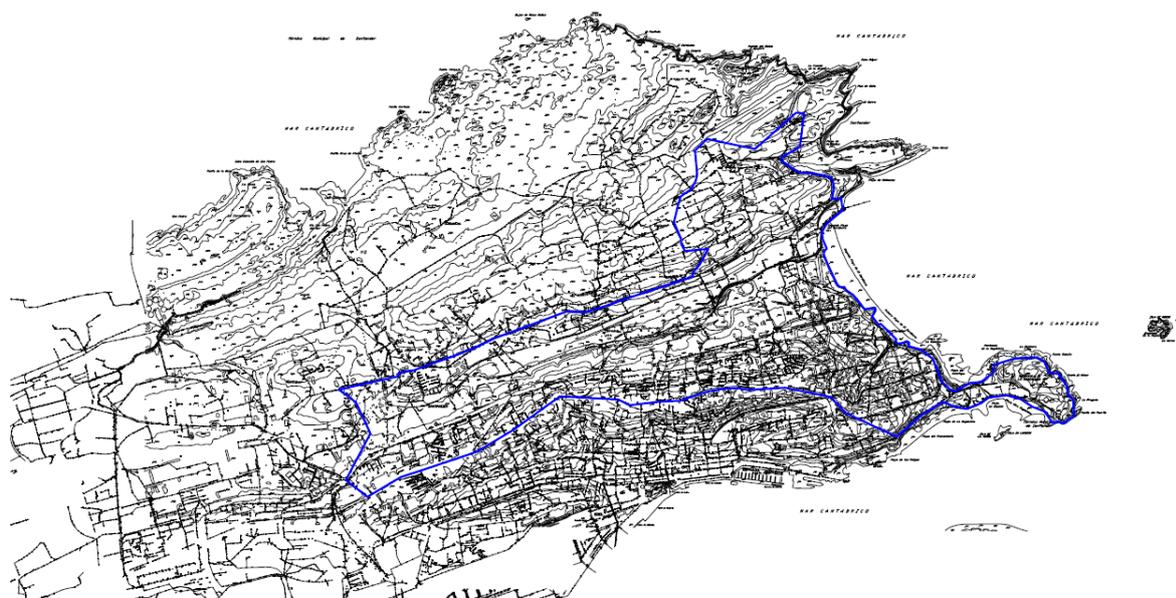
- UEB (Utah Energy Balance Snowmelt Model): Modelo de la Universidad Estatal de Utah, creado con el propósito de simular el ratio de deshielo superficial en una superficie, a partir de datos meteorológicos. Para ello se utiliza el contenido energético del agua, estimando qué proporción se encuentra en fase líquida y qué otra está en fase sólido (hielo). Se deben introducir datos de temperatura del aire, precipitación, velocidad del viento, humedad del aire y radiación solar, con una periodicidad horaria o menor, para poder hacer un balance diario.
- WATFLOOD (Hydrological Modeland Forecasting System): WATFLOOD es un modelo desarrollado por la Universidad de Waterloo (Ontario, Canadá) con el propósito de servir como herramienta de predicción de caudales y riesgo de inundaciones, así como para estudios de impacto ambiental. La escala espacial abarca desde 10 a 2.000.000 km<sup>2</sup>, discretizando el área en mallas de 1 a 25 km de lado. Se deben introducir datos de precipitaciones y temperaturas.
- WBNM (Watershed Bounded Network Model): Surgido de la Facultad de ingeniería de la Universidad de Wollongong (Australia), WBNM permite modelar la escorrentía originada en cuencas naturales o urbanas, así como analizar escenarios que incluyan medidas para prevenir inundaciones. Permite trabajar con cuencas naturales con tamaños entre 1 km<sup>2</sup> y 10.000 km<sup>2</sup>, que se reducen a valores entre 1 ha y 5.000 ha en el caso de áreas urbanizadas. Es capaz de simular la precipitación, pérdidas, flujo superficial, flujo canalizado y elementos de retención. Los períodos de cálculo que pueden adoptarse van desde 1 minuto a varias horas, para asegurar la correcta simulación de un evento de lluvia (aguacero de cálculo).
- WISTOO (Mathematical Model of rainfall-Runoff Transformation): Modelo desarrollado en la Universidad Tecnológica de Varsovia y en la Universidad Tecnológica de Cracovia, con los objetivos de simular la escorrentía, representar visualmente los procesos hidrológicos de la cuenca y determinar la influencia de las masas de agua en el hidrograma de la cuenca. Durante el proceso de cálculo, la cuenca se divide en celdas de entre 10 m x 10 m y 25 m x 25 m, con períodos de cálculo de entre 10 minutos y 1 hora.

#### 7.1.1.2.- Modelo de la red de Las Llamas (Santander)

Respecto a la configuración de la red de Santander, que es unitaria, y por la singular topografía de la ciudad, se pueden diferenciar tres grandes cuencas de drenaje en el municipio:

- Cuenca norte: se corresponde con el área comprendida entre el litoral norte y los barrios de Cueto, Monte y San Román. Las subcuencas contenidas vierten directamente al Mar Cantábrico o, a través de la red de drenaje y saneamiento, a la EDAR de San Román.
- Cuenca sur: drena el área que se encuentra entre la parte alta del centro de la ciudad (c/General Dávila) y la Bahía de Santander. Las subcuencas que componen la cuenca principal drenan hacia el colector interceptor del frente marítimo de la bahía y sus aguas se bombean a la EDAR de San Román desde el bombeo general del saneamiento de la Bahía, en el barrio de Nueva Montaña.
- Cuenca de Las Llamas: esta cuenca se encaja entre las dos anteriores y drena, además de la vaguada de Las Llamas, la zona oriental de Cueto-Mataleñas, El Sardinero, parte de la Av. Reina Victoria y la península de La Magdalena.

Figura 7.1. Cuenca de drenaje de Las Llamas



Se ha elaborado un modelo de la red de drenaje y saneamiento de la vaguada de Las Llamas, en Santander. Se ha escogido esta cuenca por considerarse la de mayor interés de las tres enumeradas, justificado por las siguientes razones:

- 1) Se trata de una red que precisa del bombeo de las aguas residuales y de drenaje a través de 6 estaciones de bombeo, siendo la del parque de Las Llamas la más importante de cuantas son gestionadas por el servicio municipal.
- 2) La red de drenaje no es tan compacta ni está tan constreñida como en la zona centro de la ciudad, por lo que se pueden proponer mejoras dentro de la misma sin que suponga una afección a otros servicios de tal magnitud que las hagan inviables.
- 3) Existen áreas naturales o naturalizadas, con la posibilidad de proponer modificaciones en la configuración de la red. Éstas estarían encaminadas a la introducción de técnicas de drenaje urbano sostenible, para reducir las necesidades de bombeo y los vertidos de agua bruta a través de los aliviaderos.

El modelo se ha creado bajo el código SWMM 5.1 (Rossman 2015), acrónimo de *StormWater Management Model*, desarrollado por la *Environmental Protection Agency* (US EPA) de los Estados Unidos de América. Se optó por este programa por ser de libre licencia<sup>1</sup>, además de tener las ventajas que se expusieron anteriormente.

Los procesos hidrológicos que contempla el programa son (Rossman 2015):

- Lluvias con intensidad variable en el tiempo.
- Acumulación y evaporación del agua precipitada.
- Acumulación de precipitación en forma de nieve y deshielo de la misma.
- Acumulación de la escorrentía en depresiones del terreno.
- Infiltración de la escorrentía en la parte del suelo no saturada.
- Acumulación de las aguas subterráneas en los acuíferos.
- Entrada y salida del agua subterránea de los acuíferos.

Para poder representar adecuadamente todos los procesos hidrológicos e hidráulicos que se producen en una red de drenaje, SWMM dispone de las herramientas necesarias para poder:

---

<sup>1</sup> Enlace para la descarga del programa y manual de usuario: <https://www.epa.gov/water-research/storm-water-management-model-swmm#downloads>

- Operar con redes de tamaño ilimitado.
- Representar una amplia variedad de geometrías (circular, ovoide, rectangular, etc.) para las conducciones, tanto abiertas como cerradas.
- Modelar elementos singulares, tales como vertederos, orificios, bombas, divisores de flujo o depósitos de almacenamiento.
- Considerar caudales externos y concentraciones de diferentes sustancias para calcular la calidad del agua, intercambio de volúmenes entre las aguas superficiales y los acuíferos, caudales de entrada en colectores conectados a sumideros, caudales de aguas residuales en tiempo seco y aportes externos definidos por el usuario.
- Realizar el análisis hidráulico de la red mediante diferentes aproximaciones de las ecuaciones que describen el transporte del agua: *flujo uniforme*, *onda cinemática* y *onda dinámica*.
- Simular regímenes de flujo especiales, como la entrada en carga de colectores, el flujo inverso, curvas de remanso o acumulación del agua en superficie.
- Simular controles dinámicos definidos por el usuario, como el arranque y la parada de bombas o la apertura de orificios.

SWMM puede modelar la evolución y transporte de un número ilimitado de sustancias (contaminantes) presentes en el agua, mediante la simulación de los siguientes procesos:

- Acumulación de un contaminante en el suelo (para diferentes usos) en tiempo seco.
- Arrastre del contaminante durante los episodios de tormenta.
- Acumulación de un contaminante por contribución directa de la propia lluvia.
- Reducción de la acumulación del contaminante en tiempo seco debido a la limpieza viaria.
- Reducción en los contenidos de arrastre como consecuencia de la introducción de BMPs.
- Seguimiento de las sustancias contaminantes a lo largo de toda la red y en cualquier instante de la simulación.
- Disminución del contenido en sustancias contaminantes debido al tratamiento en depósitos o a procesos por el contacto del agua con las paredes de las tuberías y/o canales.

#### 7.1.1.3.- Modelo conceptual de drenaje

SWMM utiliza cuatro niveles o capas de trabajo, cada una con un grupo de elementos, para representar los fenómenos antes descritos, y que se denominan: *capa atmosférica*, *capa de terreno*, *capa de transporte* y *capa de aguas subterráneas*.

La capa atmosférica es la que contiene los datos de precipitaciones que se aplicarán en el modelo, y que pueden definirse en forma de series de lluvia de larga duración (meses o años), procedentes de un pluviógrafo, o como pluviogramas de una lluvia de corta duración (minutos u horas), correspondiente a una tormenta concreta. La capa atmosférica permite simular tanto con lluvia como con nieve (y su posterior deshielo).

En la capa del terreno es en donde se produce la transformación de lluvia en escorrentía. Esto tiene lugar en las *subcuencas*, que son áreas de terreno con unas características definidas por el usuario, tales como: área, anchura, pendiente, % impermeable, capacidad de encharcamiento de las fracciones permeable e impermeable, coeficiente de escorrentía de las fracciones permeable e impermeable, % del área impermeable con capacidad de encharcamiento nula, relación entre la escorrentía de las fracciones permeable e impermeable, edición de propiedades de aguas subterráneas o modelo de infiltración (ecuación de cálculo), con sus parámetros correspondientes.

La capa de transporte se corresponde con la red propiamente dicha, y contiene elementos de tipo *nodo* y *conector*, asimilables a los pozos y colectores de drenaje y saneamiento, por los cuales se propaga la escorrentía producida en el módulo de terreno. Los nodos también pueden admitir aportes externos de caudal, no provenientes de las subcuencas, para representar caudales de aguas negras (caudales de tiempo seco) u otros aportes.

Por último, la capa de aguas subterráneas, que se representa mediante objetos de tipo acuífero, recibe las aguas infiltradas al subsuelo desde la capa de terreno y las transfiere a la capa de transporte.

#### 7.1.1.4.- Descripción matemática del modelo

El modelo de transporte de SWMM debe abordar el estudio del flujo en tuberías en régimen no permanente, para lo que se realiza una serie de hipótesis simplificadoras:

- 1) El agua se comporta como un fluido incompresible.

- 2) El flujo se propaga a través de un conducto muy esbelto, donde puede aceptarse que el vector velocidad es paralelo a la dirección del conducto (flujo de tipo unidimensional), o que las componentes no paralelas al mismo son despreciables.
- 3) La pendiente  $\phi$  de los conductos es muy reducida, de forma que se puede aceptar que  $\cos\phi \approx 1$ , y que  $\phi \approx \sin\phi \approx \tan\phi$ .
- 4) La velocidad del fluido se distribuye uniformemente a lo largo de la sección del conducto, y tiene el mismo valor en cualquier punto de la misma.
- 5) Dentro del fluido existe una distribución hidrostática de presiones.
- 6) Las pérdidas de energía correspondientes al flujo en régimen turbulento se pueden representar con las mismas expresiones que las correspondientes a régimen permanente.

Bajo estas hipótesis, las ecuaciones que gobiernan el flujo son las de continuidad (Ecuación 7.1) y conservación de la cantidad de movimiento (Ecuación 7.2), conocidas también como ecuaciones de Saint-Venant, ya que fue A.J.C. Barré de Saint-Venant quien, en 1871, dedujo estas expresiones.

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad [\text{ec. 7.1}]$$

$$\frac{1}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{V}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial y}{x} = I_0 - I \quad [\text{ec. 7.2}]$$

Donde:

- A      Área de la sección transversal del conducto  
Q      Caudal circulante por la sección

---

V	Velocidad del fluido
$I_0$	Pendiente de la solera del conducto
I	Pendiente de la línea de energía
g	Aceleración de la Gravedad
y	Calado en la sección
x	abscisa del eje del conducto
t	tiempo

Respecto a la interpretación física de las expresiones anteriores, podemos decir que la ecuación de continuidad representa, para un volumen finito, que la variación de almacenamiento del fluido es igual al balance entre la entrada y la salida, dentro de ese mismo volumen. Por su parte, la ecuación de la conservación de la cantidad de movimiento es un balance de todas las fuerzas actuantes sobre el fluido (fuerzas de presión y aceleraciones local y convectiva).

Las ecuaciones de Saint-Venant no tienen una resolución exacta, y debe recurrirse a aproximaciones de las mismas mediante métodos numéricos, como el “método de incrementos finitos” o el “método de las características”.

#### 7.1.1.5.- Opciones de cálculo permitidas por SWMM

SWMM permite realizar el cálculo hidráulico de tres formas diferentes, según el tipo de red y régimen presente:

- I. Régimen permanente (flujo uniforme): trabajando en esta opción se asume que, en cada incremento de tiempo considerado,  $\Delta t$ , el flujo es uniforme. La ecuación que se resuelve es la ecuación de Manning (Ecuación 7.3). El modelo simplemente traslada los hidrogramas del nudo de aguas arriba hasta el final del conducto, sin ninguna variación. No es posible considerar efectos como el almacenamiento del agua en el propio conducto, el flujo a presión o el flujo en sentido inverso, entre otros fenómenos. Esta opción de cálculo es muy poco precisa y sólo presenta la ventaja de requerir muy poco tiempo para su cálculo. No obstante, hoy en día esto es irrelevante, dada la capacidad de cálculo de los ordenadores modernos. Podría decirse que es una opción de poca utilidad y sólo aplicable a análisis preliminares y en redes arborescentes sencillas, en las que la mayoría de nodos sólo están conectados a un conducto de entrada y otro de salida.

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \quad [\text{ec. 7.3}]$$

Donde

n      Coeficiente de Manning, obtenido experimentalmente

R      Radio hidráulico, expresado como cociente entre el área de la sección mojada y el perímetro mojado.

i      pendiente motriz de la conducción.

II. Onda cinemática: esta opción de cálculo resuelve, para cada conducto, la ecuación de continuidad (Ecuación 7.1) y una aproximación de la ecuación de conservación de la cantidad de movimiento (Ecuación 7.2). No admite el flujo en carga (a presión) ni es capaz de contemplar flujo en sentido inverso o el resalto hidráulico, por lo que se aplica fundamentalmente en conductos con grandes pendientes y sin que aparezcan curvas de remanso (Chow et al. 1994), cuando la variación de la velocidad en el tiempo y en el espacio es lo suficientemente pequeña (Brutsaert 2005). Es, por tanto, una alternativa útil para redes ramificadas en las que no se presenten los fenómenos descritos, es decir, en las que las condiciones de contorno aguas abajo no influyan en los conductos aguas arriba y siempre que predomine el régimen turbulento.

III. Onda dinámica: con este método se resuelven, mediante soluciones numéricas, las ecuaciones completas de Saint-Venant, (Ecuación 7.1 y Ecuación 7.2), lo que supone calcular simultáneamente los niveles de agua en los nudos y los caudales circulantes por los conductos. De esta forma, es posible representar los fenómenos de flujo a presión, flujo inverso, salida de agua del sistema por rebose en los pozos, almacenamiento en los conductos, etc., al permitir que el caudal circulante por la sección sea mayor que el máximo calculado mediante la ecuación de Manning. Es el único método que calcula correctamente los caudales en redes malladas, o en aquellas en las que existan orificios o vertederos. Su único inconveniente es que necesita intervalos de tiempo de cálculo pequeños, inferiores a un minuto, para que haya

estabilidad en los cálculos. Esto puede derivar en tiempos de simulación elevados, en los casos de grandes redes.

#### 7.1.1.6.- Modelos de infiltración de la lluvia en el suelo

SWMM permite escoger entre tres modelos de infiltración diferentes, a criterio del usuario: el modelo de Horton, el de Green-Amp y el del Número de Curva del Soil Conservation Service (SCS) de EE.UU.

##### 7.1.1.6.1.- Modelo de infiltración de Horton

El modelo de Horton es un modelo de tipo semi-empírico, propuesto inicialmente por Horton (1938), cuya ecuación se expresa de la forma:

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c) \cdot e^{-kt} \quad [\text{ec. 7.4}]$$

Donde

$f(t)$	Capacidad de infiltración en el instante $t$
$f_0$	Capacidad de infiltración en el instante $t=0$
$f_c$	Valor mínimo de la capacidad de infiltración (constante)
$k$	Constante de decaimiento de la infiltración, $[T^{-1}]$

La Ecuación 7.4 se deduce asumiendo que la reducción en la capacidad de infiltración de un suelo durante un evento de lluvia es directamente proporcional a la tasa de infiltración (Mishra, Tyagi, and Singh 2003). Debe distinguirse entre *tasa de infiltración* y *capacidad de infiltración*, siendo la primera la tasa de agua  $[L T^{-1}]$  que se infiltra en el suelo, en el instante  $t$ , y la segunda la máxima tasa que podría infiltrarse en el mismo suelo y en ese mismo instante  $t$  (Beven 2004).

La ecuación de Horton es un caso particular de la ecuación de Richards (Ecuación 7.5), en el que se supone que  $D$  y  $K$  son constantes independientes del contenido de humedad del suelo (Chow et al. 1994).

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left( D \frac{\partial \theta}{\partial z} + K \right) \quad [\text{ec. 7.5}]$$

Donde

- D      Difusividad del agua en el suelo [ $L^2/T$ ]
- K      Conductividad hidráulica [ $L/T$ ]
- $\theta$     Contenido de humedad del suelo

#### 7.1.1.6.2.-      Modelo de infiltración de Green-Ampt

Green y Ampt (1911) propusieron un modelo de base física, sobre la hipótesis de que el suelo está inicialmente saturado hasta una determinada profundidad, denominada frente húmedo. La porosidad del suelo se representa considerando un haz de pequeños tubos capilares irregulares en su forma, área y dirección (Mishra, Tyagi, and Singh 2003). La expresión que representa este modelo toma la forma:

$$f = A \cdot \left[ 1 + \frac{B \cdot (H_c + H)}{F} \right] \quad [\text{ec. 7.6}]$$

Donde

- A, B    Parámetros dependientes de las características de suelo
- $H_c$     Potencial capilar (altura de succión) en el frente húmedo
- H      Altura de encharcamiento en superficie
- F      Infiltración acumulada

El modelo Green-Ampt ha sido ampliamente estudiado (Ahuja 1983; Barry et al. 2005; Chen and Young 2006; Grimaldi, Petroselli, and Romano 2013; Ma et al. 2010; Ogden and Saghafian 1997; Risse, Nearing, and Savabi 1994). No obstante, en la práctica, los parámetros suelen estimarse por métodos empíricos (Mishra, Tyagi, and Singh 2003), y la Ecuación 7.6 puede reescribirse de la forma:

$$f = A + \frac{C}{F} \quad [\text{ec. 7.7}]$$

Donde

$C = A \cdot B \cdot (H_c + H)$ , y los parámetros A y C pueden estimarse a partir de datos de infiltración observados.

#### 7.1.1.6.3.- Modelo de infiltración según el Número de Curva del SCS

El Método del Número de curva es un método empírico para la estimación de la escorrentía desarrollado por el Soil Conservation Service de EE.UU. en 1954 (Ponce and Hawkins 1996), y que se describe con detalle en SCS (1985). Al ser un modelo que calcula la escorrentía a partir de las pérdidas por infiltración, puede utilizarse tanto para un fin como para otro.

El Número de Curva es un parámetro adimensional, que se relaciona con el potencial de retención del suelo (abstracción total) mediante la expresión:

$$CN = \frac{1000}{S + 10} \quad [\text{ec. 7.8}]$$

Donde

CN    Número de Curva (adimensional)  
S     Abstracción total (pulgadas)

S puede tener valores  $0 \leq S \leq \infty$ , siendo  $S = 0$  un valor teórico para un suelo totalmente impermeable ( $CN = 100$ ) y  $S = \infty$  un valor teórico para un suelo infinitamente permeable ( $CN = 0$ ), que no se alcanza nunca, en la práctica.

Algunas de las ventajas de utilizar este método para calcular a infiltración son (Ponce and Hawkins 1996):

- Es un método simple y de fácil aplicación, muy utilizado en Norteamérica.

- Sólo depende de un parámetro.

Por el contrario, algunas desventajas asociadas a este método son:

- La determinación del Número de Curva apropiado es lo que define la validez o no de los resultados.
- Es un método concebido para la zona central y occidental de EE.UU., por lo que su aplicación a otros suelos y otros climas debe hacerse con reservas.
- Funciona mejor en suelos agrícolas, para los que se concibió inicialmente.
- No hay diferencias para el cálculo de cuencas pequeñas o muy grandes, lo que puede dar lugar a errores.
- La abstracción inicial  $\lambda$  se presupone en el 20% de S, lo que no siempre es cierto. Si se considera  $\lambda$  como un parámetro a determinar de la cuenca, el cálculo se complica.

### **7.1.2.- Descripción del modelo SWMM de Las Llamas**

Son numerosos los trabajos en los que se analiza, mediante el código SWMM, la respuesta hidráulica de cuencas de drenaje *ideales*, entendiendo por tales aquellas que, pudiendo ser reales (Li, Li, and Li 2016; Guan, Sillanpää, and Koivusalo 2015; Rosa, Clausen, and Dietz 2015) o no (Zhang and Guo 2015; Versini, Petrucci, and De Gouvello 2014; Gironás et al. 2009), tienen una configuración arborescente y carecen de tramos en contrapendiente, conducciones comunicadas por varios puntos en disposición mallada o bombeos intermedios. Este tipo de análisis son efectivos a la hora de evaluar los cambios en la respuesta de la red ante la presencia de nuevos elementos como depósitos de almacenamiento, técnicas de drenaje urbano sostenible (analizando una única subcuenca, habitualmente) o cambios de diámetros en los tubos. Sin embargo, en muchos casos, la realidad es bien diferente. En redes de varias décadas de antigüedad, es frecuente encontrarse con conducciones cuya pendiente se ha modificado debido a asentamientos diferenciales, llegando a funcionar con pendientes negativas. Tampoco es raro encontrarse con colectores que discurren en paralelo y desaguan una misma subcuenca, de forma que uno de ellos actúa como aliviadero del otro y configurando una red mallada, en la práctica. La cuenca de Las Llamas es uno de estos

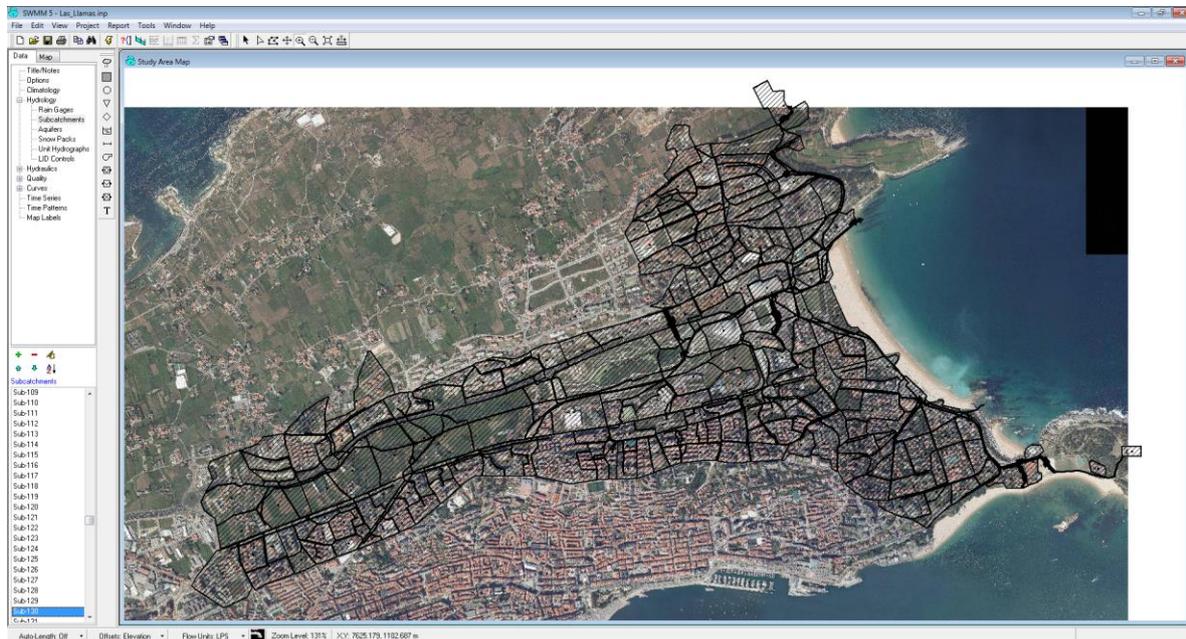
---

paralelo y desaguan una misma subcuenca, de forma que uno de ellos actúa como aliviadero del otro y configurando una red mallada, en la práctica. La cuenca de Las Llamas es uno de estos casos. Esto, por una parte, complica el problema y dificulta la interpretación de los resultados. Por otro lado, permitirá hacer un análisis más realista sobre el efecto que tendrán los cambios que se propongan sobre la red de drenaje.

Se han introducido en el modelo un total de 1.051 nudos (pozos o arquetas), 1.065 tramos de tubería (tubos, colectores y canales), un tanque de tormentas, siete aliviaderos y cuatro puntos de vertido final (arqueta final de la impulsión del bombeo de Las Llamas, emisario de El Chiqui, aliviadero de Mataleñas y emisario de El Camello). También se han definido los 6 bombeos implicados (Las Llamas, El Sardinero, El Chiqui, Mataleñas, La Horadada y La Magdalena), que se describen con más detalle más adelante. Para las tuberías representadas, se han introducido datos de diámetros y pendientes. En el caso de los pozos, se han introducido las cotas de las tapas y de fondo.

Se ha realizado la subdivisión de la cuenca (cuya superficie total es de 487,64 ha) en subcuencas más pequeñas, que drenan a los distintos nudos, obteniendo en total 209 subcuencas. Para su delimitación se ha utilizado la cartografía 1/500 del Ayuntamiento de Santander, actualizada a fecha de febrero de 2016, y que se considera suficiente para el alcance de esta tesis. Con ésta, y con las imágenes satelitales de libre acceso disponibles en internet, se han definido las características de cada subcuenca (% impermeable, anchura, pendiente media, etc.).

Figura 7.2. Imagen del modelo de red SWMM de la cuenca de Las Llamas



A las subcuencas definidas se les ha asignado una lluvia (pluviómetro). Para ello, se han elaborado dos lluvias sintéticas a partir de las curvas IDF correspondientes a Santander, según el método descrito en el Capítulo 6, denominadas *Lluvia2* y *Lluvia10*, correspondientes a un aguacero de 120 minutos de duración y con un período de retorno  $T=2$  años y  $T=10$  años, respectivamente. Se han introducido en el modelo en forma de pluviograma (precipitación acumulada cada 5 minutos).

Tabla 7.1. Pluviogramas utilizados en el modelo SWMM de Las Llamas

Pluviograma T= 2 años		Pluviograma T= 10 años	
t (min)	$\Delta P$ (mm)	t (min)	$\Delta P$ (mm)
0:00	0,00	0:00	0,00
0:05	0,58	0:05	0,25
0:10	0,61	0:10	0,33
0:15	0,61	0:15	0,36
0:20	0,62	0:20	0,49
0:25	0,65	0:25	0,87
0:30	0,68	0:30	1,15
0:35	0,74	0:35	1,36
0:40	0,84	0:40	1,54
0:45	0,97	0:45	1,78
0:50	1,16	0:50	2,14
0:55	1,50	0:55	2,76
1:00	2,34	1:00	4,29
1:05	4,49	1:05	8,24
1:10	1,80	1:10	3,30
1:15	1,31	1:15	2,40
1:20	1,06	1:20	1,93
1:25	0,90	1:25	1,64
1:30	0,78	1:30	1,44
1:35	0,71	1:35	1,26
1:40	0,66	1:40	1,02
1:45	0,63	1:45	0,70
1:50	0,62	1:50	0,40
1:55	0,61	1:55	0,34
2:00	0,60	2:00	0,32

#### 7.1.2.1.- Descripción de las propiedades de las subcuencas

Las subcuencas, en SWMM, representan la unidad o porción hidrológica básica de superficie de terreno cuyas características topográficas e hidrológicas-hidráulicas dirigen la escorrentía hacia un único punto de salida de la subcuenca (Concha 2007).

Las propiedades que definen las subcuencas son:

- Nombre
- Coordenadas (X,Y) del centro de masas de la proyección en planta
- Lluvia (pluviómetro) que actúa sobre la subcuenca
- Punto de desagüe (un nodo u otra subcuenca)
- Área (ha)
- Anchura (m)
- Pendiente (%)
- Proporción de área impermeable (%)

- Rugosidad (nº de Manning) de la parte impermeable
- Rugosidad (nº de Manning) de la parte permeable
- Profundidad máxima de encharcamiento en la parte impermeable (mm)
- Profundidad máxima de encharcamiento en la parte permeable (mm)
- Proporción de la parte impermeable sin capacidad de encharcamiento (%)
- Relación entre las partes permeable e impermeable de la subcuenca (desagüe de una hacia otra o ambas independientemente).
- Porcentaje en que las partes permeable e impermeable están relacionadas en la forma que se indicó el punto anterior.
- Método de infiltración (Horton, Green-Ampt, nº de Curva). Debe ser el mismo para todas las subcuencas del modelo
- Aguas subterráneas (si procede)
- Deshielo, para representar el derretimiento de la nieve (si procede)
- Usos de suelo (si procede)
- Concentración de contaminantes inicial, para el análisis de calidad

La mayor parte de estos parámetros son fáciles de obtener o estimar (área, pendiente, % impermeable, etc.), aunque otros resultan más inciertos por la falta de bibliografía o la falta de estudios in situ (infiltración, aguas subterráneas, etc.). En este punto, trabajos anteriores realizados sobre parte de la cuenca de Las Llamas (Temprano et al. 2006) arrojan luz sobre algunos de estos parámetros, pues ya fueron calibrados, como la capacidad de encharcamiento o las tasas de infiltración según el modelo de Horton.

Tabla 7.2. Parámetros obtenidos en la calibración hidráulica por Temprano et al. (2006)

Parámetros	Valores obtenidos de la calibración
Proporción de área impermeable	15,9%
Ancho medio de las subcuencas	31,4 m
Pendiente media de las subcuencas	9,2%
Capacidad de encharcamiento	
Superficies impermeables	2,5 mm
Superficies permeables	5,0 mm
Modelo de infiltración (ecuación de Horton)	
Infiltración máxima, $f_0$ (L·T <sup>-1</sup> )	38 mm/s
Infiltración mínima, $f_c$ (L·T <sup>-1</sup> )	2,5 mm/s
Coefficiente de decaimiento, $k$ (T <sup>-1</sup> )	0,00115 s <sup>-1</sup>
Coeficiente de Manning	
Superficies permeables	0,40
Superficies impermeables	0,015
Tuberías	0,015

En el modelo SWMM de la cuenca de Las Llamas se han tomado de esta tabla los valores calibrados por Temprano et al. (2006) para “Capacidad de encharcamiento”, “Modelo de infiltración (ecuación de Horton)” y “Coeficiente de Manning”, en este último caso para superficies permeables (0,40) e impermeables (0,015), pero no para tuberías.

#### 7.1.2.2.- Descripción de los bombeos implicados

El programa de cálculo SWMM permite la modelización de estaciones de bombeo mediante la introducción del objeto no visual “bomba” (*Pump*). Éste es considerado como un conducto ficticio que transfiere agua desde un pozo (el depósito de bombeo) hasta otro que está a una cota más elevada, y su régimen de operación puede definirse de cuatro formas distintas (Gómez 2007):

- Tipo 1: mediante la curva volumen-caudal, que relaciona el volumen de agua (m<sup>3</sup>) en el depósito de bombeo con el caudal (l/s) que suministra la bomba.
- Tipo 2: mediante una curva profundidad-caudal, que relaciona el calado (m) en el depósito de bombeo con el caudal (l/s) que suministra la bomba.
- Tipo 3: mediante una curva altura-caudal, en la que se relaciona de forma aproximada la variación del caudal (l/s) que suministra la bomba según la diferencia de carga (m) entre los pozos aguas arriba y aguas abajo del bombeo (a

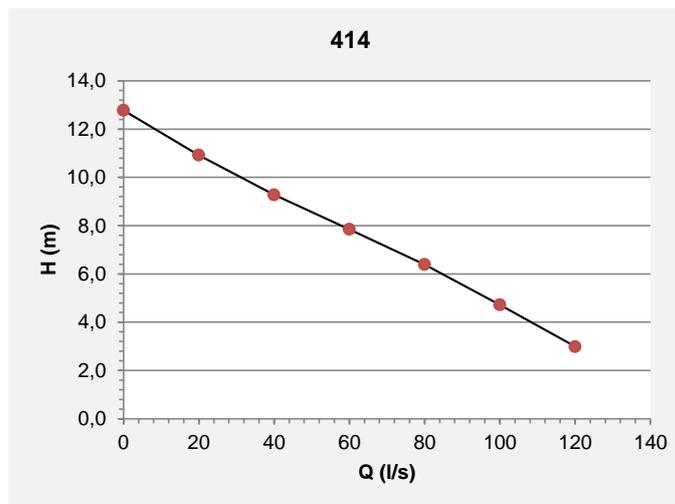
mayor diferencia de carga, menor caudal). Estas curvas son fáciles de encontrar en las especificaciones técnicas de los fabricantes de bombas, por lo que se ha optado por definir de esta forma las bombas que actúan en nuestro modelo.

- Tipo 4: mediante una curva profundidad-caudal, como en el tipo 2, pero con la diferencia de que el caudal (l/s) suministrado por la bomba se relaciona con la profundidad (m) en el pozo aguas abajo de la bomba, en vez de referirse al pozo de bombeo.

#### 7.1.2.2.1.- Bombeo de El Chiqui

En esta estación de bombeo de aguas residuales (EBAR) existen dos bombas idénticas modelo Flygt 3153 LT de 9 kW, capaces de impulsar el agua desde El Chiqui hasta la EBAR de El Sardinero (junto al campo de fútbol). La curva H-Q que define el funcionamiento de estas bombas es la 414, y se ha definido mediante siete puntos, tal y como se muestra en la siguiente figura.

Figura 7.3. Curva 414, correspondiente a la bomba Flygt 3153 LT



A este bombeo llegan las aguas residuales y de drenaje de una parte de la vaguada de Las Llamas (incluidas las excedentes del humedal) y de la zona norte de El Sardinero.

El pozo de bombeo se ha representado como un depósito (*Storage Unit*) en forma de prisma rectangular, con el área en planta equivalente a la real (40,76 m<sup>2</sup>) y cota de fondo (-1,24 m) y profundidad máxima (2,47 m) medidas in situ. Las alturas de arranque de las bombas son, según

información suministrada por los técnicos del servicio, 1,5 m y 1,8 m para la primera y la segunda bomba, respectivamente (alturas medidas desde la solera del pozo de bombeo).

Figura 7.4. Representación de la EBAR y aliviadero de El Chiqui en el modelo SWMM



#### 7.1.2.2.2.- Bombeo de La Horadada

En la EBAR de La Horadada existen dos bombas idénticas modelo ABS AFP 2001, de 39,9 kW. El agua se bombea hasta una arqueta situada en la curva de La Magdalena, desde donde discurre por gravedad hasta la EBAR de El Sardinero.

El pozo de bombeo se ha representado como un depósito (*Storage Unit*) en forma de prisma rectangular, con el área en planta equivalente a la real ( $6,76 \text{ m}^2$ ) y cota de fondo (+1,73 m) y profundidad máxima (3,3 m) las reales. La altura de arranque de la primera bomba, medida desde la solera del foso de bombas, es de 1,5 m. No se ha suministrado la altura de arranque de la segunda bomba pues, hasta la fecha, no ha sido necesario el uso simultáneo de las dos bombas. A efectos de cálculo, se ha supuesto que la segunda bomba arranca a una altura de 1,6 m.

Figura 7.5. Curva ME 370/4-43, correspondiente a la bomba ABS AFP 2001

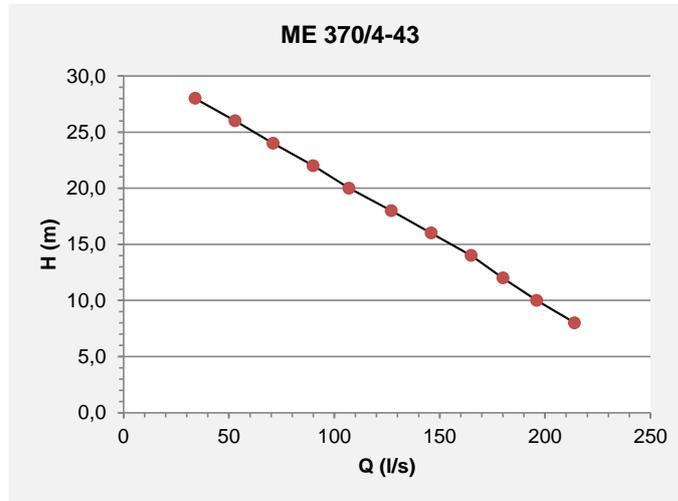


Figura 7.6. Representación de la EBAR de La Horadada en el modelo SWMM



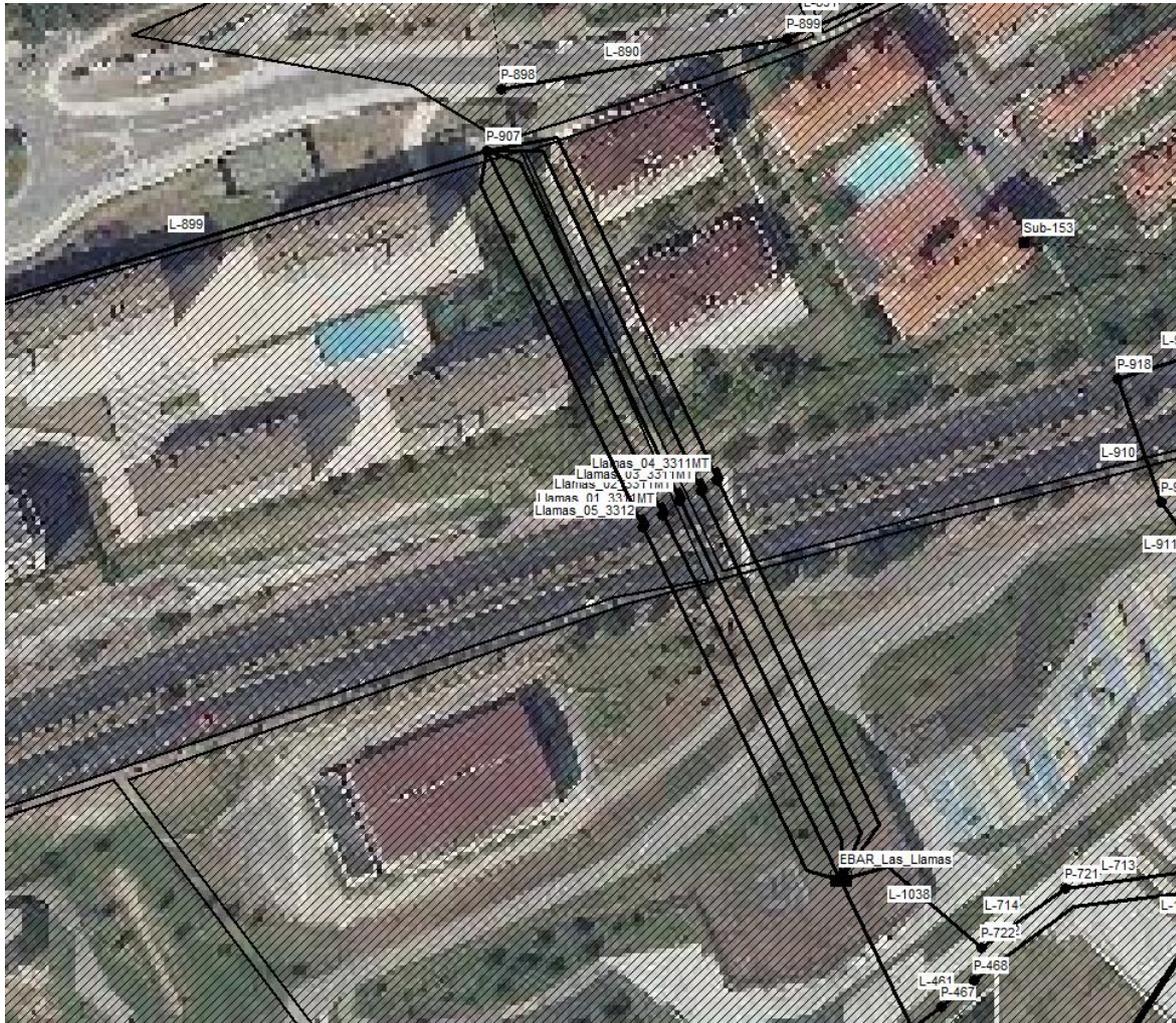
#### 7.1.2.2.3.- Bombeo de Las Llamas

La EBAR de Las Llamas es la más importante de las que gestiona el servicio municipal (operado por FCC aqualia). A este bombeo llegan todas las aguas residuales y de drenaje de la cuenca de Las Llamas, bien sea de forma natural (por gravedad) o a través de los otros bombeos. Se trata, en la práctica, del desagüe de la cuenca, si obviamos los aliviaderos que existen para evacuar los aguaceros más intensos (ubicados en Mataleñas, Chiqui y Camello).

En la EBAR de Las Llamas hay 5 bombas, cuatro de ellas idénticas, modelo Flygt 3311 MT de 210 kW y una modelo Flygt 3312 de 180 kW. Las aguas que llegan al pozo son elevadas por las bombas una altura geométrica de 38,93 m hasta una arqueta, desde donde ya pueden discurrir por gravedad hacia la estación depuradora de aguas residuales (EDAR) de San Román.

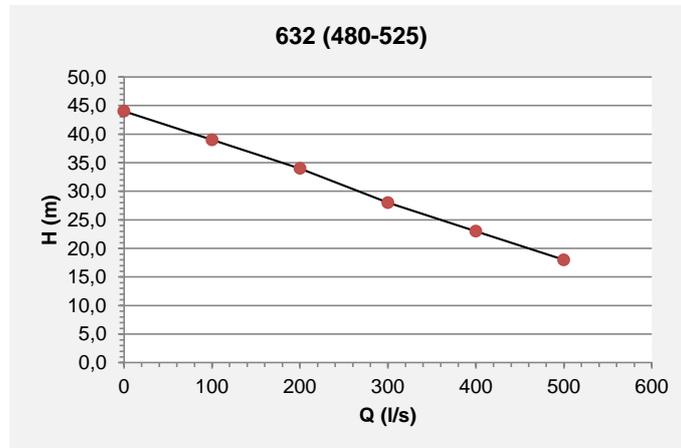
El pozo de bombeo se ha definido mediante un depósito prismático con base rectangular de área 52,49 m<sup>2</sup>, cota de fondo -2,6 m y altura máxima 7,8 m. Existen tres niveles para el arranque escalonado de las bombas, a una altura de 2,0 m, 2,3 m y 2,5 m sobre la solera del foso de bombas.

Figura 7.7. Representación de la EBAR de Las Llamas en el modelo SWMM



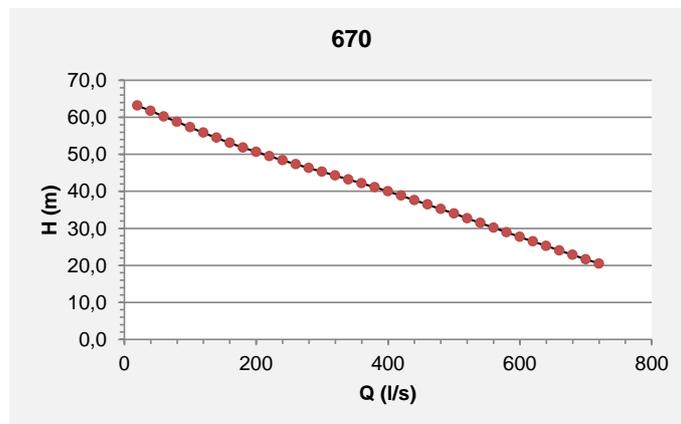
Para definir la curva de trabajo de las bombas 3311 se ha partido de las curvas características correspondientes a la familia nº 632. De éstas, se ha tomado una intermedia entre la 480 y la 525, de acuerdo con las recomendaciones de los servicios técnicos de FCC aqualia. Con estas premisas, la curva H-Q introducida ha sido la que se muestra a continuación.

Figura 7.8. Curva estimada para la bomba Flygt 3311 MT



Por su parte, la curva de trabajo de la bomba Flygt 3312 es la 670, que se muestra en la siguiente figura.

Figura 7.9. Curva 670, correspondiente a la bomba Flygt 3312



## 7.1.2.2.4.- Bombeo de La Magdalena

En este bombeo hay tres bombas, dos de ellas idénticas modelo Flygt 3153 HT de 13,5 kW y otra Flygt 3152 HT también de 13,5 kW. Las curvas de trabajo son las 450 (289) y 452, respectivamente.

Figura 7.10. Curva 450 (289), correspondiente a la bomba Flygt 3153 HT

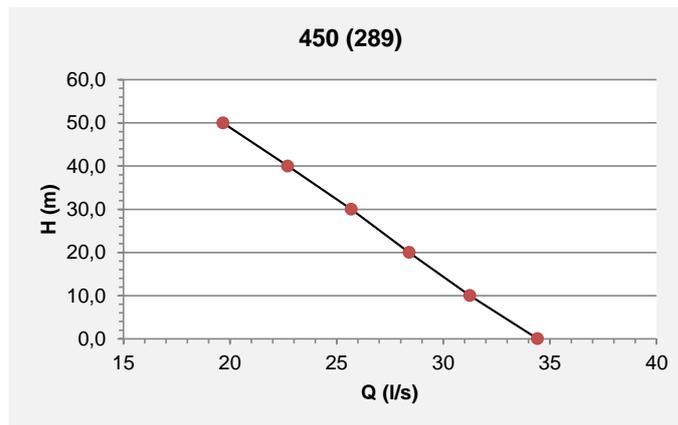
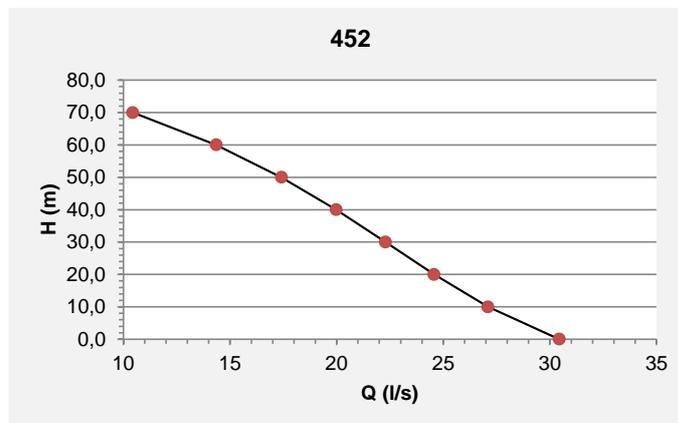


Figura 7.11. Curva 452, correspondiente a la bomba Flygt 3152 HT



Drenan un caudal reducido, correspondiente a las aguas residuales y de drenaje asociadas a los edificios del Palacio, Caballerizas, Real Club de Tenis y Protección Civil, principalmente.

El pozo de bombeo, como en los casos anteriores, se ha considerado un prisma rectangular con planta de área equivalente  $24,15 \text{ m}^2$ , cota de fondo  $+0,16 \text{ m}$  y altura máxima  $3,6 \text{ m}$ . Por su parte, el arranque de las bombas está escalonado en dos niveles, con la entrada en funcionamiento

de la 1ª bomba cuando el nivel en el pozo es de 1,1 m sobre la solera, y un segundo arranque cuando el nivel se eleva a 1,4 m sobre el fondo.

Figura 7.12. Representación de la EBAR de La Magdalena en el modelo SWMM

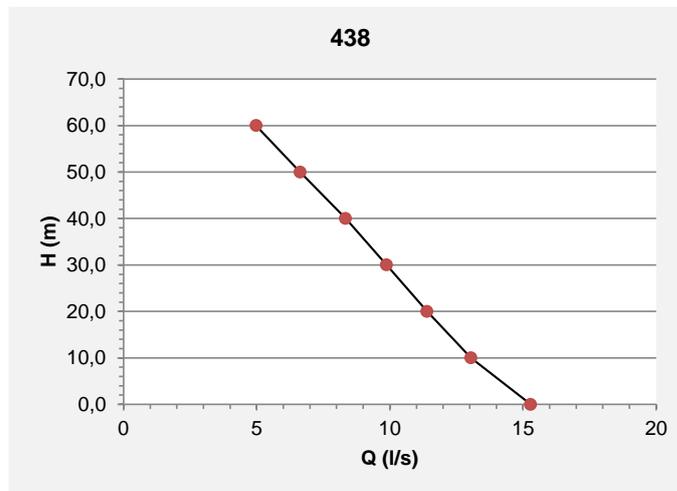


#### 7.1.2.2.5.- Bombeo de Mataleñas

En la EBAR de Mataleñas hay dos bombas idénticas modelo Flygt 3127 MT, de 4,7 kW y cuya curva de trabajo es la 438, que se muestra en la figura siguiente. Las aguas que recibe de las edificaciones cercanas son impulsadas hasta una arqueta que se encuentra en la intersección de la Av. del Faro con la c/Inés Diego del Noval, para discurrir ya por gravedad hacia el bombeo de El Sardinero.

El pozo de bombeo, que es de forma cilíndrica, se ha asimilado a un prisma de base rectangular, como los demás, con base de área equivalente igual a 12,38 m<sup>2</sup>, cota de la solera +43,15 y altura máxima 2,66 m. La primera bomba arranca cuando el nivel del agua es de 0,5 m sobre la solera del pozo, mientras que la segunda lo hace si ese nivel asciende a 0,6 m.

Figura 7.13. Curva 438, correspondiente a la bomba Flygt 3127 MT



#### 7.1.2.2.6.- Bombeo de El Sardinero

En la EBAR de El Sardinero (situada junto a la esquina noreste del estadio de fútbol del mismo nombre) hay seis bombas idénticas modelo Flygt 3201 MT, de 22 kW de potencia. A este bombeo llegan las aguas residuales y de drenaje por gravedad provenientes de la parte oriental de la cuenca (Av. Reina Victoria desde la curva de la Magdalena, y desde la Av. Pérez Galdós hasta el campo de fútbol), así como las procedentes de los bombeos de Mataleñas, La Horadada y El Chiqui. Desde el bombeo de El Sardinero se impulsan, a su vez, hacia el tanque de tormentas de Las Llamas y, de ahí, discurren por gravedad hacia la EBAR de Las Llamas.

El pozo de bombeo se ha representado como un prisma rectangular con un área en planta de 19,31 m<sup>2</sup>, cota de fondo +0,00 m y altura máxima 3,0 m. las alturas de arranque de las bombas están escalonadas en tres niveles, medidos sobre la solera del pozo: 0,70 m, 0,80 m y 1,00 m.

La curva de trabajo de la bomba Flygt 3201 MT es la 630, que se muestra en la Figura 7.14:

Figura 7.14. Curva 630, correspondiente a la bomba Flygt 3201 MT

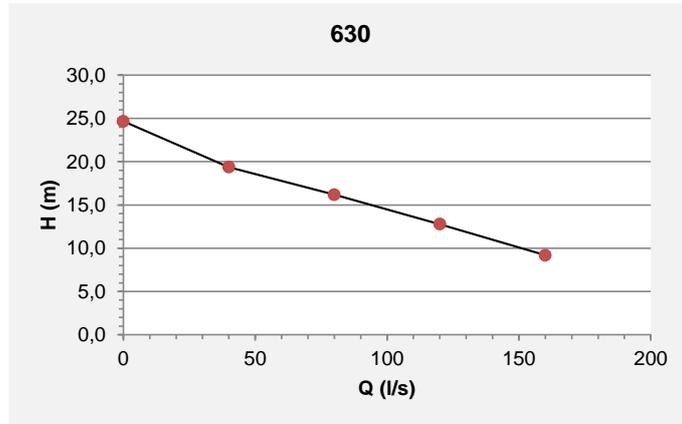
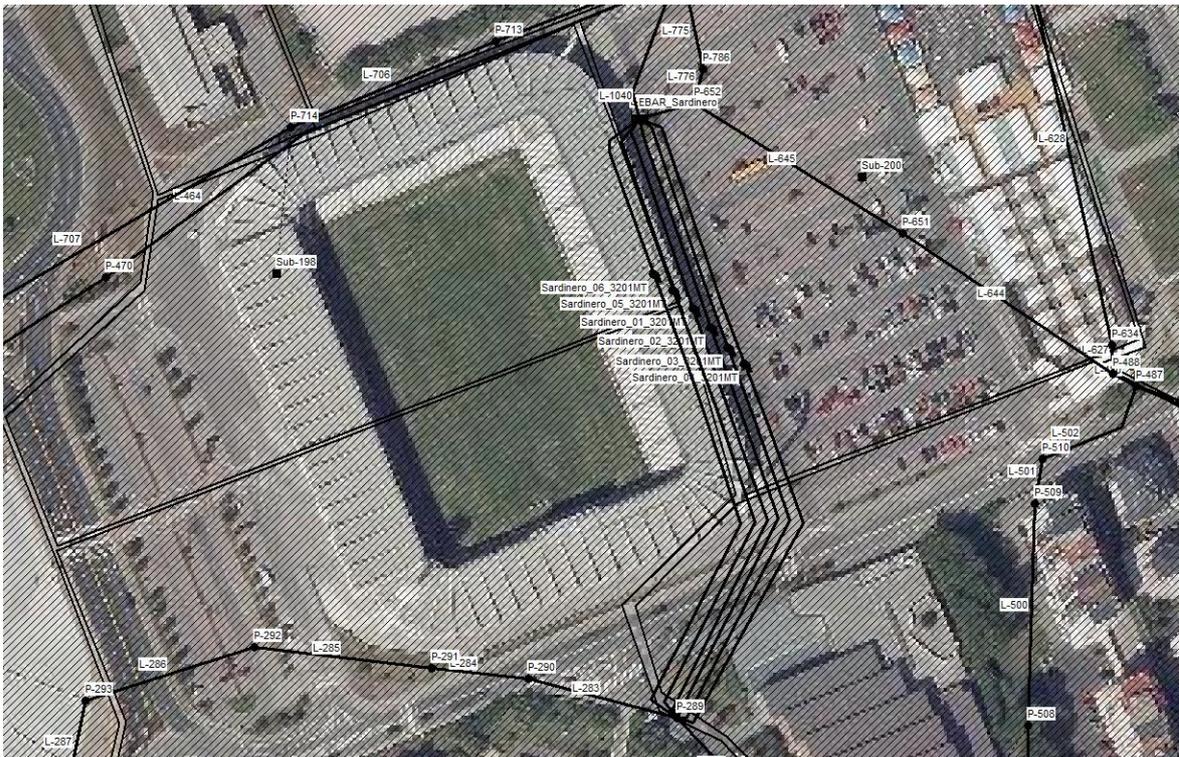


Figura 7.15. Representación de la EBAR de El Sardinero en el modelo SWMM



7.1.2.3.- Estimación de los caudales en tiempo seco

En el modelo SWMM de Las Llamas, al tratarse de una red de drenaje y saneamiento unitaria, se deben incluir los aportes de caudal correspondientes a las aguas residuales domésticas,

también llamados caudales de tiempo seco, por ser los principales que circulan por la red en ausencia de lluvias.

#### 7.1.2.3.1.- Coeficiente de retorno sanitario

Existe una relación entre los caudales en tiempo seco y los consumos de agua potable. En todas las redes, una parte del agua abastecida no llega a la red de alcantarillado, por distintas razones (procesos productivos, usuarios no conectados al saneamiento, apagado de incendios, riego de zonas verdes, etc.). Tradicionalmente, ante la falta de datos específicos de campo, se ha considerado que los caudales de aguas residuales domésticas (aguas de lavabos, retretes, duchas, fregaderos, etc.) se corresponden con los del agua potable consumida, afectados por un coeficiente reductor (coeficiente de retorno,  $C_R$ ) que se encuentra entre 0,60 y 0,85 (Metcalf & Eddy 1995). Algunos gestores (Sánchez et al. 2013) han realizado cálculos a partir de sus propios datos, como en el caso de Madrid, en donde se han ajustado los coeficientes de retorno de agua potable a aguas residuales en función de la tipología de consumidor:

Tabla 7.3. Coeficientes de retorno calculados para la ciudad de Madrid

Tipo de usuario	Coeficiente de retorno
Doméstico en bloque	1,00
Doméstico unifamiliar	0,73
Uso industrial, dotacional o terciario	0,90
Resto de usos (parques, etc.)	0,00

Fuente: adaptado de Sánchez et al. (2013).

En nuestro caso, se han asignado los consumos de agua potable que se encuentran en cada subcuenca al punto de desagüe de la misma. Al tener un conocimiento profundo de la zona, se ha diferenciado entre aquellas subcuencas en las que la tipología predominante es la edificación residencial en bloque (la mayoría) y aquellas otras en las que predomina un uso terciario (hostelería) o dotacional (colegios, universidades, centros deportivos, etc.), usando un coeficiente de retorno  $C_R$  igual a 1,00 o 0,90, respectivamente. Este coeficiente multiplicará al resultado de la suma de las demandas de agua potable que se encuentran dentro de cada subcuenca, como se explica a continuación.

---

#### 7.1.2.3.2.- Asignación de los caudales a los nudos del modelo

Una vez conocidos los datos correspondientes a los consumos medios (en m<sup>3</sup>/h) en los distintos puntos georreferenciados suministrados por el gestor del servicio, se ha procedido a asignar esos consumos a los nudos correspondientes en SWMM. Para ello, se han realizado algunas simplificaciones que no afectan sensiblemente a la precisión del modelo:

- a) Se asume que los nudos de entrada de caudales en tiempo seco son los nudos que reciben la escorrentía de las subcuencas dibujadas (209, en total).
- b) Se ha asignado, a cada nudo  $i$ , el caudal en tiempo seco  $Q_{ts}$  resultado de la suma de las demandas  $D_n$  correspondientes de los puntos que geográficamente se encuentran dentro de la subcuenca  $Sub_i$  que desagua en el nudo  $i$ , afectado por el coeficiente de retorno  $C_R$  que corresponda en cada caso.

$$(Q_{ts})_i = C_R \cdot \sum (D_n \subset Sub_i) \quad [\text{ec. 7.9}]$$

Los caudales se han introducido en unidades de l/s, para ser coherentes con las unidades prefijadas en el modelo SWMM.

Figura 7.16. Subcuencas de Las Llamas y puntos de consumo georreferenciados

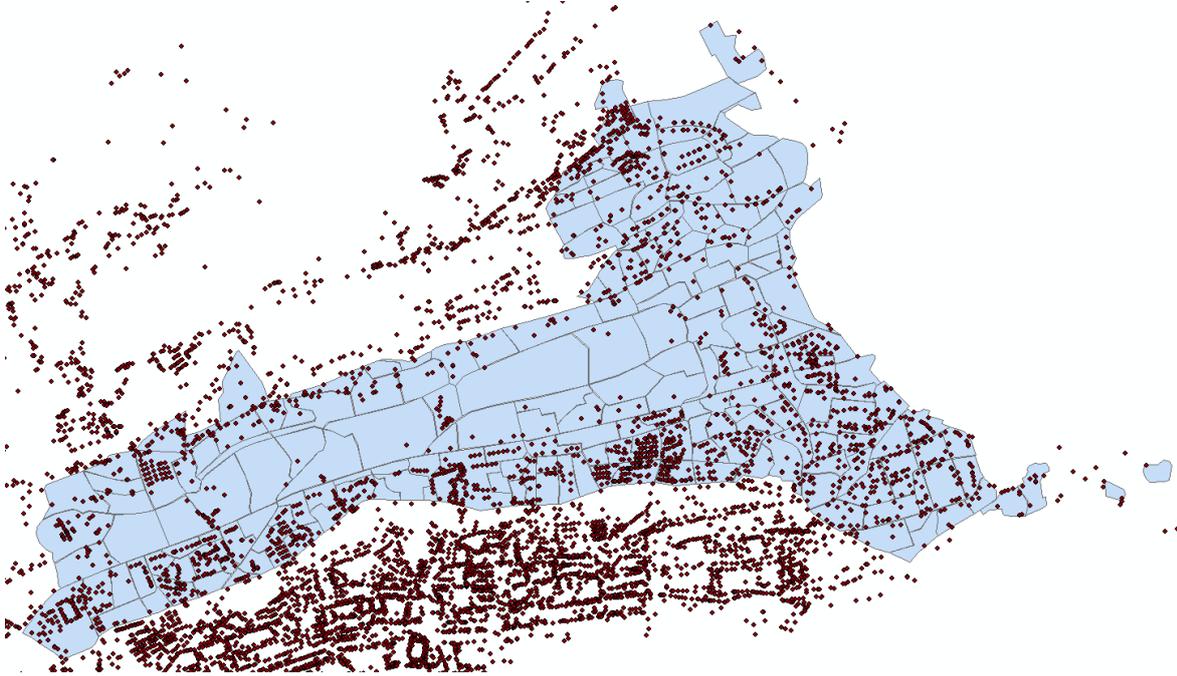
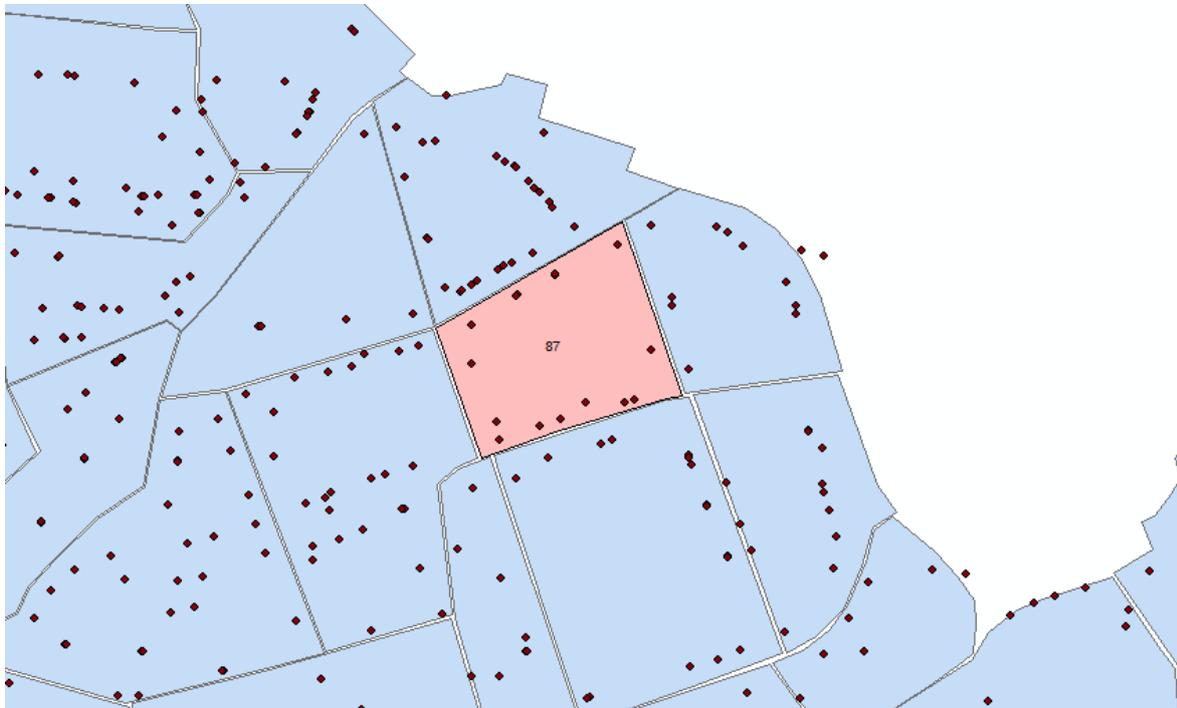


Figura 7.17. Intersección de los puntos de consumo con una subcuenca (Sub-87)



## 7.1.2.3.3.- Patrón temporal

A lo largo del día, al igual que sucede con el consumo de agua potable, la producción de aguas residuales domésticas varía de unas horas a otras. En este sentido, el programa de cálculo SWMM ofrece la posibilidad de aplicar hasta cuatro patrones temporales distintos: horario, diario, semanal (fin de semana) y mensual.

En una primera aproximación, a los caudales en tiempo seco asignados a los nudos de desagüe de las subcuencas se les aplica un patrón horario coincidente con la curva de modulación de demanda utilizada en el modelo Epanet de la red de abastecimiento de Santander. Como ya se expuso en el Capítulo 5, este patrón se confeccionó a partir de los datos reales obtenidos del proyecto piloto SmartWater I de Nueva Montaña, y se muestra en la Figura 5.3 y la Tabla 7.4:

Tabla 7.4. Patrón horario aplicado al caudal en tiempo seco

Hora	Coficiente multiplicador	Hora	Coficiente multiplicador
0:00	0,84	12:00	1,59
01:00	0,54	13:00	1,32
02:00	0,34	14:00	1,39
03:00	0,22	15:00	1,59
04:00	0,12	16:00	1,48
05:00	0,10	17:00	1,19
06:00	0,12	18:00	1,05
07:00	0,41	19:00	0,97
08:00	0,98	20:00	1,02
09:00	1,38	21:00	1,19
10:00	1,79	22:00	1,34
11:00	1,86	23:00	1,17

7.1.2.4.- Cálculo de la tormenta de proyecto

En España, los datos a los que se tiene acceso, y que ofrecen las series temporales de mayor duración, son los recopilados por la Agencia Estatal de Meteorología (Aemet) en su red de estaciones pluviométricas y/o pluviográficas, con registros de 30, 50 o más años. Estos datos se recogen diariamente mediante un pluviómetro, que deben transformarse para pasar de volumen de precipitación en 24 horas a intensidad horaria, o en intervalos de varios minutos, en el caso de contar con pluviógrafo. Una forma habitual de realizar esta transformación es mediante las curvas

I-D-F (intensidad-duración-frecuencia), que relacionan la intensidad de un aguacero (mm/h) con la duración del mismo (min), para un período de retorno considerado (años).

#### 7.1.2.4.1.- Selección de la estación pluviométrica

En la zona de Santander existen dos estaciones pluviométricas y pluviográficas, la ubicada en el aeropuerto (identificativo 1109) y la estación Santander centro (1110 –antigua- y 1111). De éstas, la que dispone de los registros pluviométricos más extensos es la estación 1109 Parayas (aeropuerto), que dispone de datos desde 1953 con la mayor parte de los años (49) completos. Por este motivo, se ha decidido utilizar los datos de esta estación para el cálculo posterior del volumen de calidad de agua.

#### 7.1.2.4.2.- Duración del aguacero de proyecto

De modo intuitivo, es fácil comprender que la duración de un aguacero influye en el caudal de escorrentía generado sobre una cuenca de drenaje. De esta forma, cuanto más tiempo dura la lluvia, mayor es el caudal que se genera. Esto sólo es cierto cuando el tiempo de concentración de la cuenca ( $t_c$ ) es mayor que la duración de la lluvia.

Se entiende por tiempo de concentración al tiempo transcurrido desde que comienza la escorrentía producida por una lluvia de intensidad constante hasta que toda la superficie de la cuenca contribuye simultáneamente a generar un caudal en el desagüe de la misma (Campos-Aranda 2008). De forma más gráfica, puede describirse como el tiempo necesario para que la escorrentía generada en los puntos más alejados de la cuenca (en términos de tiempo, no de distancia) salga por el punto de desagüe.

Existen fórmulas y ábacos para el cálculo del tiempo de concentración, ideados fundamentalmente para cuencas grandes con flujo canalizado en cauces definidos. Estas expresiones relacionan  $t_c$  con el área de la cuenca, la longitud del cauce principal y la pendiente del mismo, afectados por coeficientes según el autor de la fórmula. Algunas de las más conocidas son las fórmulas de Kirpich, de Izzard y del SCS (Chow 1994). En España, la Dirección General de Carreteras propone el uso de una fórmula para el flujo canalizado y otra para el flujo difuso en pequeñas cuencas (Gobierno de España 2016). El tiempo de concentración para cuencas pequeñas con flujo difuso según esta metodología está comprendido entre 5 minutos y 40 minutos.

Para el cálculo de la escorrentía sobre la cuenca, toda lluvia cuya duración supere el tiempo de concentración generará el caudal máximo de escorrentía, independientemente de su duración. En la práctica, es habitual considerar aguaceros de una duración comprendida entre 1 y 4 horas. En nuestro caso, se han elaborado dos aguaceros de 120 minutos de duración, denominados *Lluvia2* y *Lluvia10*, y que se han calculado por el procedimiento expuesto en el Capítulo 6.

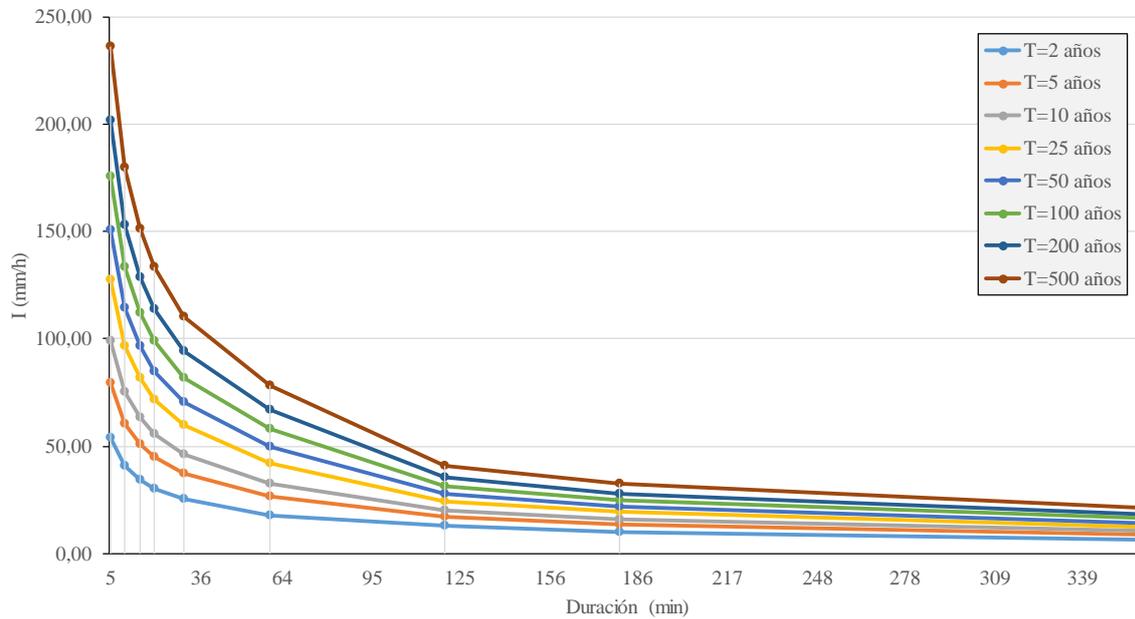
Para ello, se ha tomado como referencia la estación de código 1110 (Santander), que dispone de datos de pluviógrafo para 41 años completos (de Salas y Carrero 2008).

Tabla 7.5. Valores de la intensidad (mm/h) para diferentes duraciones y períodos de retorno en Santander

Duración de la lluvia (min)	Período de retorno, T (años)							
	2	5	10	25	50	100	200	500
5	53,93	79,36	98,88	127,42	150,68	175,44	201,38	236,26
10	41,00	60,34	75,18	96,87	114,56	133,39	153,11	179,63
15	34,54	50,82	63,32	81,59	96,49	112,35	128,96	151,29
20	30,41	44,75	55,76	71,85	84,97	98,93	113,55	133,22
30	25,22	37,11	46,24	59,58	70,46	82,04	94,17	110,48
60	17,90	26,34	32,82	42,29	50,01	58,22	66,83	78,41
120	12,74	17,12	20,15	24,44	27,87	31,53	35,42	40,80
180	10,08	13,54	15,94	19,34	22,05	24,95	28,02	32,28
360	6,56	8,82	10,38	12,59	14,36	16,24	18,25	21,02
720	4,11	5,52	6,50	7,89	8,99	10,18	11,43	13,17

Con esta información se han elaborado las curvas I-D-F para Santander, que se muestran en la Figura 7.18:

Figura 7.18. Curvas I-D-F para Santander



A partir de lo anterior, la elaboración de las tormentas de proyecto resulta de aplicación directa, dividiendo la duración total (120 min) en bloques de la misma duración (5 min, en nuestro caso). Una vez obtenida la intensidad y la precipitación acumulada para cada bloque (0-5 min, 5-10 min, 10-15 min, etc.), el pluviograma correspondiente resulta de ordenar de forma alternada los bloques, tal y como se muestra en las figuras que siguen:

Figura 7.19. Pluviograma para un aguacero de duración 120 min y T=2 años

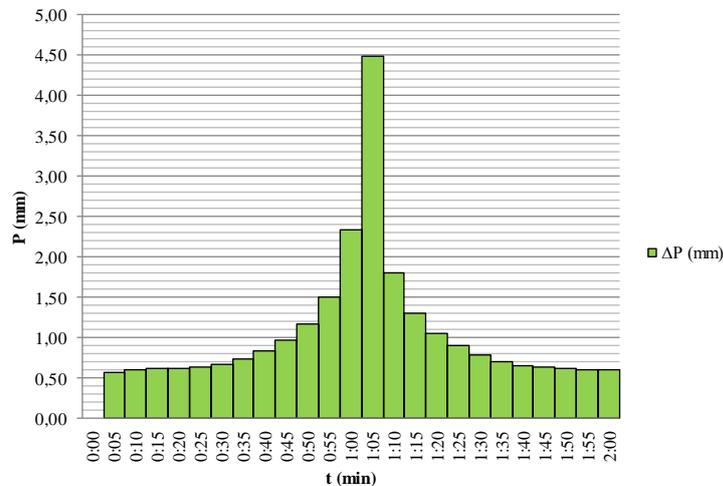
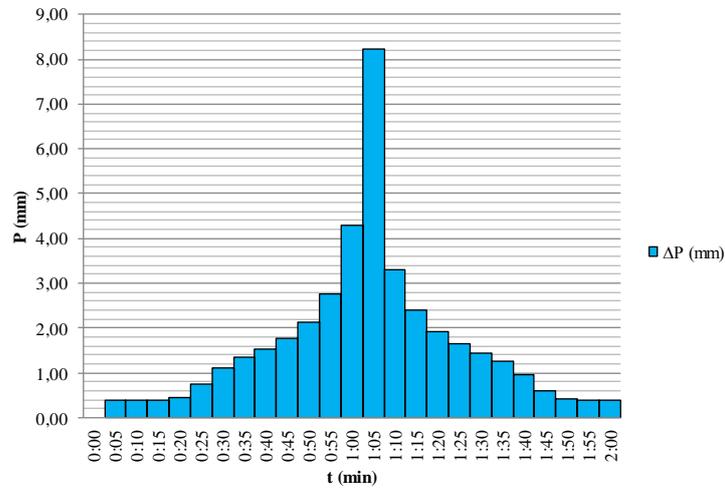


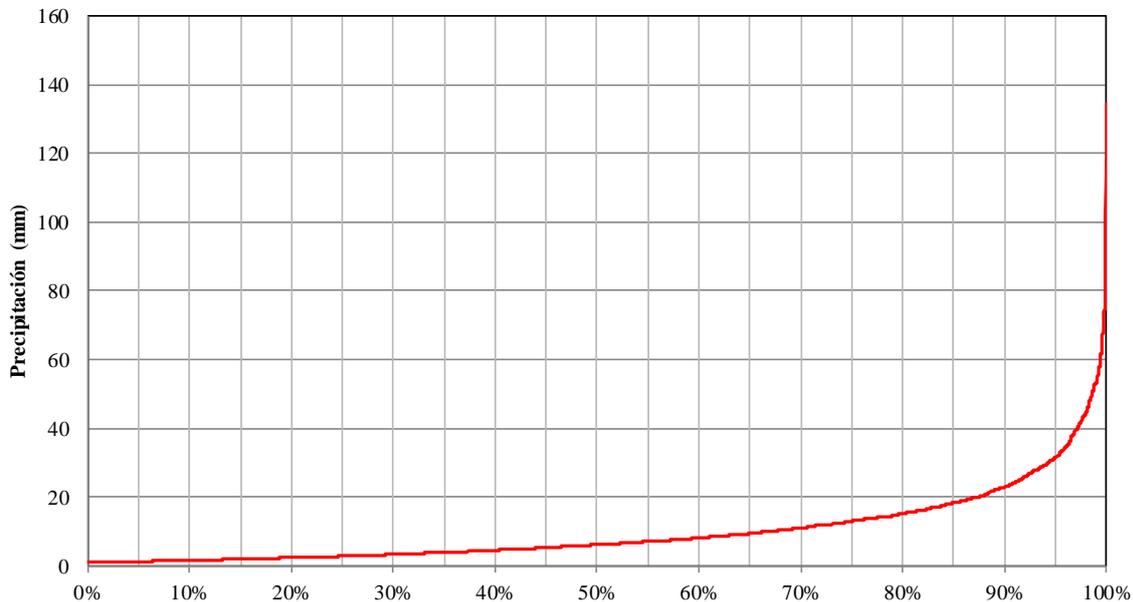
Figura 7.20. Pluviograma para un aguacero de duración 120 min y T=10 años



#### 7.1.2.4.3.- Cálculo del volumen de calidad de agua (WQv)

Siguiendo la metodología propuesta en el Capítulo 6, se ha calculado el valor de la precipitación correspondiente al percentil 90 de la estación 1109 Parayas (aeropuerto), de la que se dispone de los datos de precipitación acumulada en 24 h de 46 años completos, entre 1961 y 2010. Esto equivale a 5.982 días con precipitación > 1 mm, que es el mínimo que se ha considerado a efectos de asumir si un determinado día ha llovido o no. El resultado de ordenar los datos se muestra en la Figura 7.21.

Figura 7.21. Días con lluvia > 1 mm en los 46 años válidos de la estación 1109



El valor de precipitación que se sitúa en el percentil 90 es el correspondiente a una precipitación acumulada que sólo se supera en 598 eventos del registro total de 5.982. Es decir,

$$P(P_{24h} > X) = 0,90 = \frac{598}{5.982}$$

Se comprueba que, de los 5.982 registros, hay 598 valores mayores que 22,8 mm. Por lo tanto, el volumen de calidad de agua que se utilizará en el diseño de los sistemas de drenaje urbano sostenible será el resultante de aplicar una precipitación de 22,8 mm sobre la cuenca correspondiente, en cada caso.

### 7.1.3.- Calibración hidráulica del modelo

Los resultados de calados, velocidades y caudales que arroja el modelo dependen de varios factores, siendo los principales:

- Geometría de la red (sección y pendiente de los conductos, profundidad de los pozos, aliviaderos, tanques de tormentas y bombeos).

- Características de la lluvia caída sobre las subcuencas
- Propiedades físicas de las subcuencas
- Propiedades físicas de los conductos

Aspectos como la geometría de la red son bien conocidos, pues el servicio municipal de aguas dispone de una base de datos detallada que sirvió de base para elaborar el modelo. La lluvia utilizada para la calibración también fue un dato conocido, por lo que los parámetros de calibración fueron algunas propiedades de los conductos y de las subcuencas, de difícil estimación, y cuyos valores inicialmente se introdujeron a partir de valores de referencia o por estimación a partir de ortofotografía. Algunos parámetros, como la altura de encharcamiento en la parte impermeable o la proporción de área impermeable sin encharcamiento, influyen significativamente tanto en el caudal punta como en el volumen de escorrentía generado por la cuenca, mientras que otros como el coeficiente de rugosidad influyen sólo en el caudal punta (Li, Li, and Li 2016; Rosa, Clausen, and Dietz 2015).

En nuestro caso, se utilizaron como parámetros de calibración:

- %Zero-imperv: porcentaje de la parte impermeable de la subcuenca con nula altura de encharcamiento.
- Dstore-imperv: altura de encharcamiento de la parte impermeable de la subcuenca.
- Dstore-perv: altura de encharcamiento de la parte permeable de la subcuenca.
- N-perv: coeficiente de rugosidad de la parte permeable de la cuenca
- N-imperv: coeficiente de rugosidad de la parte impermeable de la cuenca
- N-imperv (lin-H): coeficiente de rugosidad de los conductos de hormigón
- N-imperv (lin-PVC): coeficiente de rugosidad de los conductos de PVC

No se han considerado los parámetros de infiltración pues, como ya se dijo, se introdujeron los valores calibrados por Temprano et al. (2006) para parte de la cuenca de Las Llamas.

La calibración se realizó midiendo calados en tramos de colector estratégicos, buscando aquéllos que reciben las aguas de un gran número de subcuencas y de una población importante, para así minimizar la incertidumbre debida a variaciones en los caudales de aguas negras o falta de precisión en la subdivisión de la cuenca de drenaje en subcuencas de menor tamaño.

### 7.1.3.1.- Medida de calados en colectores (10/01/2017)

La primera campaña tuvo lugar el 10/01/2017, y se midieron calados en ocho puntos de la red, entre las 9:20 y las 12:20 horas (con la toma de dos medidas en cada punto, espaciadas 80 minutos, aproximadamente).

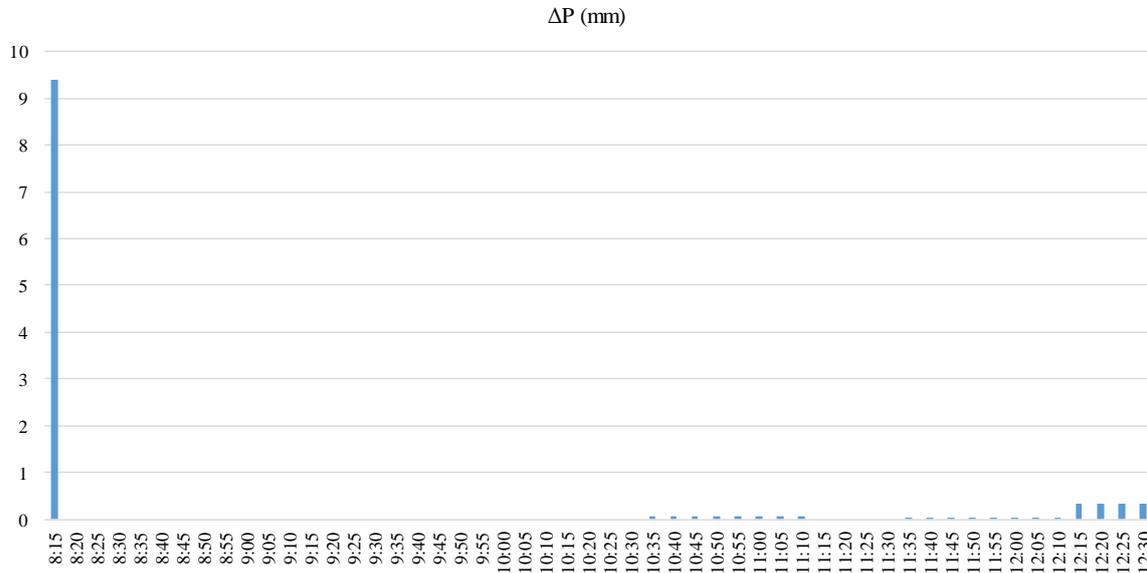
El método de medida fue manual, mediante levantado de tapa y medida directa con jalón graduado.

Tabla 7.6. Toma de datos para calibración hidráulica del modelo (10/01/17)

Localización	ID línea (SWMM)	Diámetro (mm)	Hora	Calado medido (cm)
Jardines de Piquío (paseo marítimo de la 2ª playa de El Sardinero)	L-633	700	9:20	18
			11:15	20
Parque de Las Llamas (Palacio de Deportes)	L-190	2000	9:35	40
			11:25	30
Parque de Las Llamas (tanque de tormentas)	L-1032	2000	9:45	180
			11:35	110
Parque de Las Llamas (tanque de tormentas)	L-39	2000	10:00	130
			11:40	50
Parque de Las Llamas (puente de Arenas)	L-31	2000	10:35	30
			12:05	35
Vaguada de Las Llamas (Bajada de polio)	L-230	1000	10:45	10
			12:10	5
Parque de Las Llamas (Bajada de San Juan)	L-17	1500	11:00	10
			12:20	12
Campus Universitario (conexión Tres Torres con parque Las Llamas)	L-93	800	10:10	10
			11:50	10

Se procedió a realizar una simulación para validar los datos anteriores (Tabla 7.6), para lo que fue necesario crear un pluviograma con la lluvia caída ese día (Figura 7.22). A efectos de cálculo, se consideró que toda la lluvia caída entre las 0:00 h y la 8:15 h entró al sistema a las 8:15, para representar correctamente los fenómenos de infiltración y encharcamiento.

Figura 7.22. Pluviograma de precipitación registrada el 10/01/17

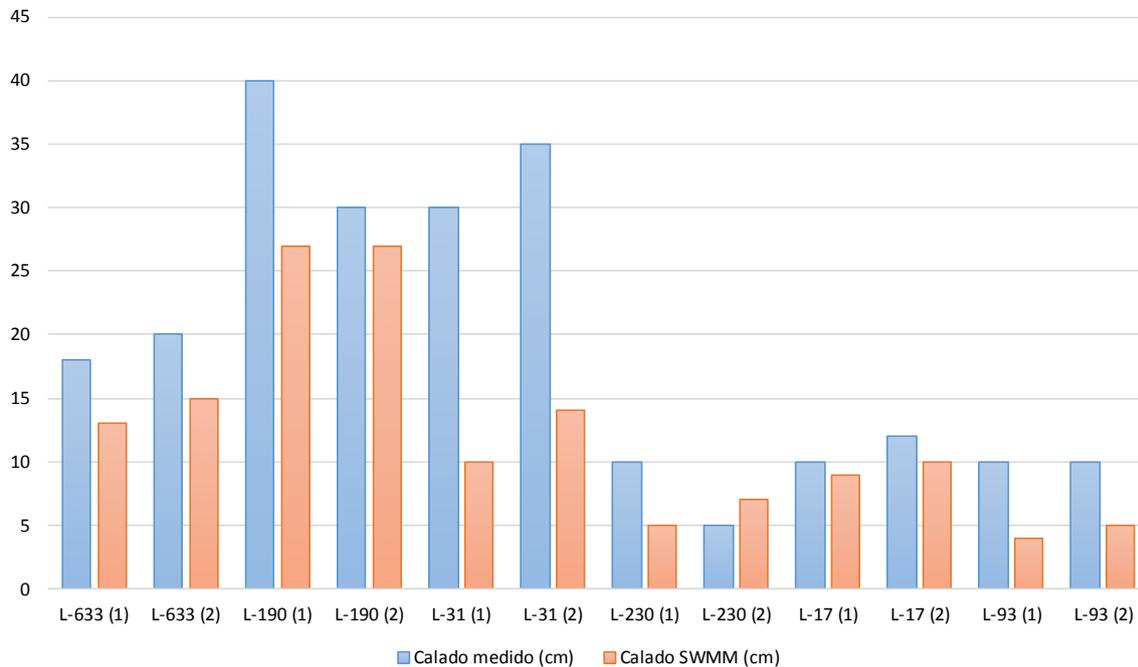


Los resultados obtenidos de esta simulación no se utilizaron para la calibración, dado que no se consideraron suficientemente representativos, por los siguientes motivos:

- La lluvia acumulada ese día (9,4 mm entre las 0:00 y las 10:30 h; 2,2 mm entre las 10:30 y las 12:20 h) fue insuficiente para tener un efecto apreciable en el caudal durante el período de medición.
- Las variaciones de caudal (calado) debidas a la lluvia son poco relevantes comparadas con la variabilidad del caudal de aguas negras a esas horas.
- El calado en dos puntos próximos al tanque de tormentas de Las Llamas (líneas L-39 y L-1032 del modelo) estaba muy afectado por un posible atasco en la reja de desbaste previa al bombeo, resultando las medidas inservibles.

En la Figura 7.23 se muestra la comparativa entre los calados observados (medidos) y calculados (SWMM), excluyendo los colectores L-39 y L-1032 por los motivos antedichos.

Figura 7.23. Calados medidos y resultados de la simulación para la lluvia del 10/01/17



### 7.1.3.2.- Medida de calados en colectores (07/02/2017)

Tras la primera campaña de campo realizada, se concluyó que una correcta calibración del modelo debería realizarse con datos de una nueva campaña, cumpliendo los siguientes requisitos:

- 1) La lluvia registrada antes y durante las horas de medición debería ser significativa, para reducir la importancia de las aguas negras en los caudales de desagüe.
- 2) Debería revisarse y limpiarse la reja de desbaste de Las Llamas, para asegurar que su atascamiento no afecta al calado aguas arriba del colector Ø 2000 mm.
- 3) Sería conveniente añadir nuevos puntos de calibración, ante posibles problemas de calidad en los datos en alguno de ellos.

Se realizó una segunda campaña de medida de niveles en colectores el día 07/02/2017, en la que se volvió a medir sobre los ocho (8) puntos iniciales más tres (3) nuevos, localizados en la Av. Cantabria, c/Real Racing Club y Av. Los Castros.

Figura 7.24. Localización de los puntos de calibración (07/02/17)



Figura 7.25. Medida del calado en uno de los colectores (07/02/17)

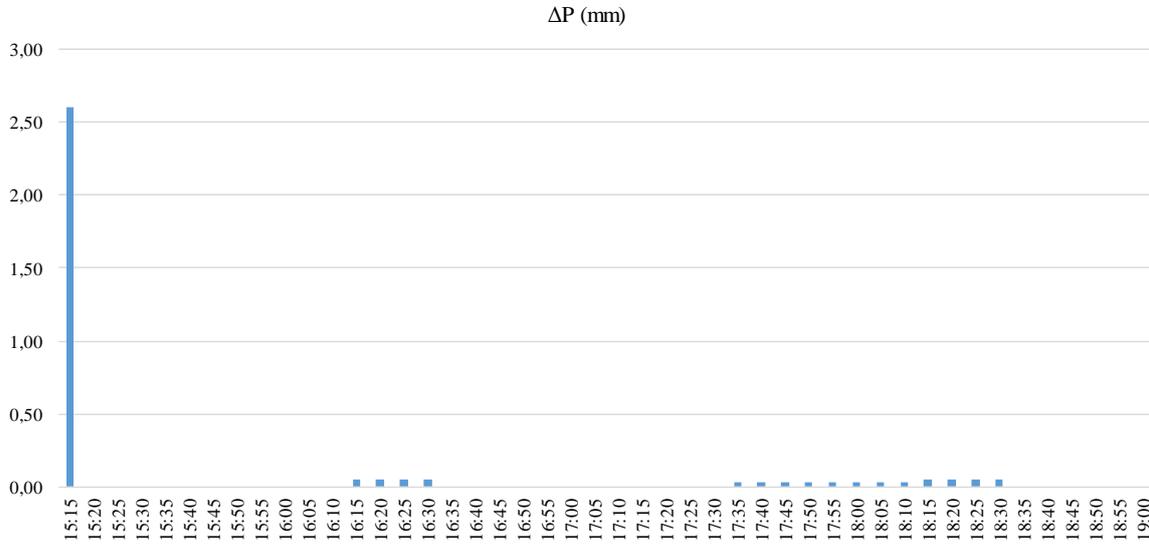


Tabla 7.7. Toma de datos para calibración hidráulica del modelo (07/02/17)

Localización	ID línea (SWMM)	Diámetro (mm)	Hora	Calado medido (cm)
Jardines de Piquío (paseo marítimo de la 2ª playa de El Sardinero)	L-633	700	16:45	15
			18:05	15
Parque de Las Llamas (Palacio de Deportes)	L-190	2000	17:20	18
			18:45	22
Parque de Las Llamas (tanque de tormentas)	L-1032	2000	16:05	58
			17:30	47
Parque de Las Llamas (tanque de tormentas)	L-39	2000	16:10	17
			17:30	18
Parque de Las Llamas (puente de Arenas)	L-31	2000	17:05	17
			18:25	19
Vaguada de Las Llamas (Bajada de polio)	L-230	1000	17:10	5
			18:30	8
Parque de Las Llamas (Bajada de San Juan)	L-17	1500	16:55	9
			18:15	10
Campus Universitario (conexión Tres Torres con parque Las Llamas)	L-93	800	17:20	4
			18:40	5
Av. Cantabria (frente a Residencia Marcano)	L-692	600	16:35	5
			17:55	5
Av. Los Castros (entre U.I.M.P. y túnel Tetuán)	L-182	Ovoide (h=0,75 m)	16:20	7
			17:40	9
c/Real Racing Club (entrada a aparcamiento)	L-502	Ovoide (h=0,75 m)	16:30	9
			17:45	11

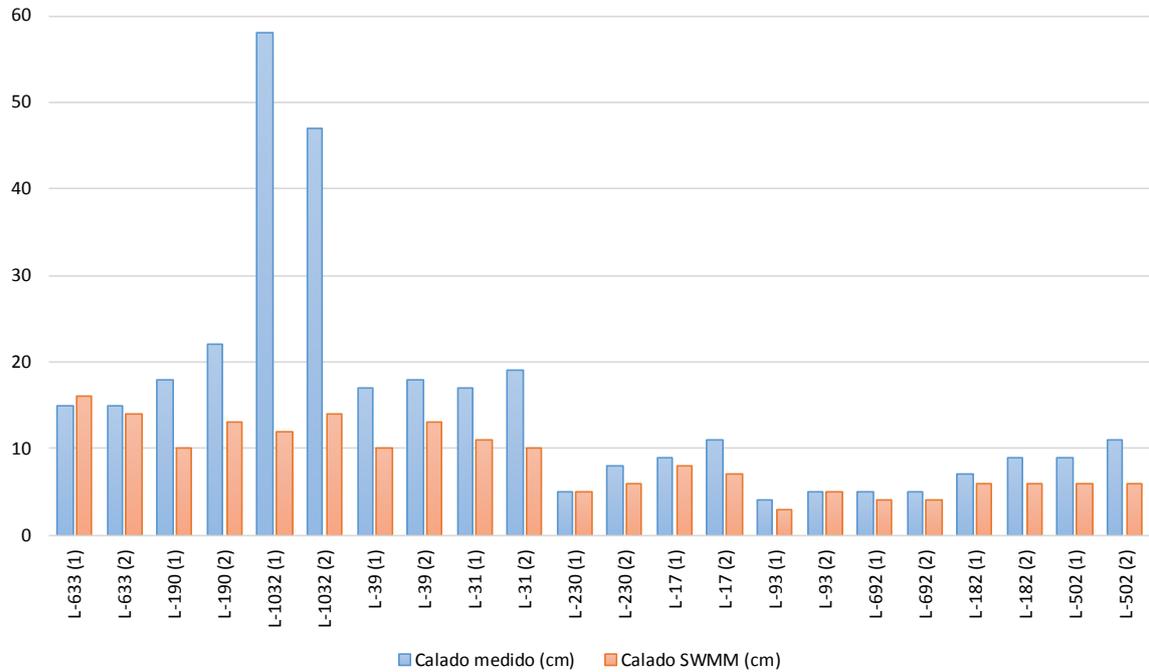
De igual forma a como se procedió con la primera campaña de medidas, se realizó una simulación y se compararon los calados en los colectores correspondientes, para comprobar el ajuste inicial. Para ello, se elaboró un nuevo pluviograma con las precipitaciones registradas el día 07/02/2017, y se simuló entre las 12:00 h y las 19:00 h del mismo día:

Figura 7.26. Pluviograma de precipitación registrada el 07/02/17



En la Figura 7.27 se muestra la comparativa entre los calados observados (medidos) y calculados (SWMM), incluyendo esta vez los colectores L-39 y L-1032.

Figura 7.27. Calados medidos y resultados de la simulación para la lluvia del 10/01/17



De lo mostrado en la Figura 7.27 se puede deducir lo siguiente:

- 1) La precipitación acumulada correspondiente al día 07/02/2017, siendo superior a la del día 10/01/2017, sigue dando lugar a calados reducidos en algunos colectores (L-93, L-230).
- 2) El calado en los colectores próximos al tanque de tormentas de Las Llamas (L-39; L-1032) siguió afectado por el atasco en la reja de desbaste, pese a que el efecto es menor que en la primera campaña. De las dos medidas de 07/02/2017 sobre el colector L-1032 se dedujo que el calado fue menor en la segunda medida (2), pese a producirse lluvia entre la primera y la segunda, presumiblemente debido a que el mayor caudal circulante retiró parte de los obstáculos de la reja. Por este motivo, no se utilizó el punto de medida L-1032 en la calibración.

#### 7.1.3.3.- Proceso de calibración

La calibración se realizó variando los valores de los parámetros de calibración de forma manual, con simulaciones repetidas del modelo ante la lluvia mostrada en la Figura 7.26 y escogiendo como período de simulación la tarde del 07/02/2017 en que se tomaron los datos. El grado de ajuste de una serie frente a otra se evaluó mediante el cálculo del coeficiente de correlación  $r$  (Labrousse 1973) entre la serie de datos observados y la serie de datos calculados en cada iteración (Ecuación 7.10).

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x}) \cdot (y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \cdot \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}} \quad [\text{ec. 7.10}]$$

Se realizaron veinticuatro (24) iteraciones combinando distintos valores para los siete parámetros (Tabla 7.8), resultando que las combinaciones con mayor correlación con la serie de datos medidos resultaron ser varias, aquellas con dos de los parámetros manteniendo el valor inicial, N-perv = 0,4 y N-imperv (lin-PVC) = 0,014, mientras que los otros cinco parámetros se ajustaron con los valores resaltados en la antepenúltima fila de la Tabla 7.8.

Se obtuvieron los mismos resultados con valores para %Zero-imp de 30, 35 y 40, y valores para N-imperv de 0,016 y 0,017. Finalmente, se escogieron como valores calibrados: %Zero-imp = 35; N-imperv = 0,017.

Tabla 7.8. Estadística de calibración de la red

Parámetro	%Zero-imp	Dstore-imperv	Dstore-perv	N-imperv	N-perv	N-imperv (lin-H)	N-imperv (lin-PVC)	Coef. correlación
Valor inicial	25	2,5	5	0,015	0,4	0,015	0,014	0,734
Valor modificado	40	2,5	5	0,015	0,4	0,015	0,014	0,794
	65	2,5	5	0,015	0,4	0,015	0,014	0,778
	40	1,1	5	0,015	0,4	0,015	0,014	0,778
	40	1,1	2	0,015	0,4	0,015	0,014	0,778
	40	1,1	2	0,018	0,4	0,015	0,014	0,733
	40	1,1	2	0,015	0,4	0,017	0,014	0,797
	40	1,1	2	0,015	0,4	0,018	0,014	0,804
	30	1,1	2	0,015	0,4	0,018	0,014	0,804
	40	1,1	2	0,017	0,4	0,018	0,014	0,804
	40	1,1	2	0,017	0,2	0,018	0,014	0,804
	40	1,1	2	0,017	0,6	0,018	0,014	0,804
	40	1,1	2	0,017	0,4	0,019	0,014	<b>0,823</b>
	40	1,1	2	0,019	0,4	0,019	0,014	0,801
	40	1,1	2	0,017	0,4	0,020	0,014	0,818
	40	2,5	2	0,016	0,4	0,019	0,014	0,810
	40	1,1	2	0,016	0,4	0,019	0,014	<b>0,823</b>
	50	1,1	2	0,017	0,4	0,019	0,014	0,821
	30	1,1	2	0,017	0,4	0,019	0,014	<b>0,823</b>
	30	1,1	2	0,017	0,4	0,019	0,0155	0,821
	30	1,1	2	0,017	0,4	0,019	0,013	<b>0,823</b>
<b>35</b>	<b>1,1</b>	<b>2</b>	<b>0,017</b>	<b>0,4</b>	<b>0,019</b>	<b>0,014</b>	<b>0,823</b>	
35	1,1	2	0,016	0,4	0,019	0,014	<b>0,823</b>	
35	1,1	2	0,018	0,4	0,019	0,014	0,821	

El valor del coeficiente de correlación finalmente aceptado fue  $r = 0,823$ , frente al valor inicial  $r_0 = 0,734$ . Una correlación superior a 0,8 se considera adecuada, ya que es muy difícil alcanzar valores mayores sólo con medidas puntuales y teniendo en cuenta la componente aleatoria de los caudales de aguas negras. Por tanto, se adoptaron los valores calibrados para el modelo.

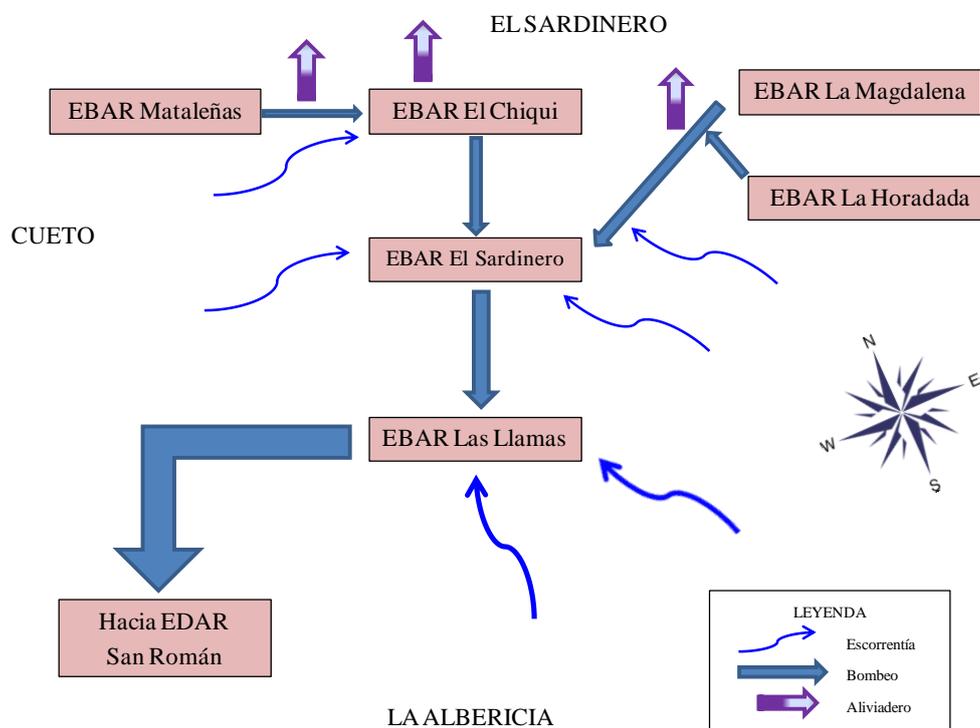
## 7.1.4.- Diagnóstico de la red de drenaje y saneamiento de Las Llamas

### 7.1.4.1.- Esquema funcional

El modelo elaborado representa una cuenca de drenaje de 487,64 ha, en la que se encuentran áreas densamente urbanizadas (como la ladera norte de General Dávila), áreas verdes de gran extensión (como la vaguada de Las Llamas), y otras zonas de transición (como la ladera norte de la Avenida de la Constitución o la zona de Cueto-Mataleñas). La población cuyas aguas negras son conducidas hasta la EBAR de Las Llamas para su evacuación mediante bombeo se eleva a 30.500 habitantes, aproximadamente.

El sistema funciona por gravedad en su mayor parte, pero necesita de la ayuda de los seis bombeos descritos en el apartado 7.1.2.2.- para la evacuación de las aguas negras y de escorrentía, según el esquema mostrado en la Figura 7.28.

Figura 7.28. Esquema de drenaje de la cuenca de Las Llamas



#### 7.1.4.2.- Desagües de la cuenca

El desagüe principal de la cuenca es la arqueta de descarga del bombeo de Las Llamas, a la altura del nº 23 de la Av. Cantabria. A esta arqueta sólo se puede desaguar mediante bombeo, por lo que existen aliviaderos en distintos puntos que permiten el desagüe por gravedad en el caso de que alguno de los bombeos falle, o cuando el volumen de esorrentía es mayor a la capacidad de bombeo. De norte a sur, se encuentran los aliviaderos en: Mataleñas (Av. Faro), El Chiqui y El Camello.

Se utilizaron las dos lluvias de cálculo indicadas en apartados anteriores, ambas con 120 minutos de duración y correspondientes a los períodos de retorno de 2 y de 10 años.

#### 7.1.4.3.- Resultados de la simulación: Lluvia T=2 años (120 min); análisis de t=7 horas

Se realizó una simulación durante siete horas, entre las 9:00 y las 16:00 h, de forma que se simulara durante el período del día con mayor generación de aguas negras (a partir del patrón horario considerado), a pesar de que éstas son poco significativas en comparación con la lluvia de cálculo.

En el momento de mayor caudal, a la hora 10:15 h de la simulación, hay varios colectores importantes que entran en carga, como el que discurre por el paseo de El Sardinero entre El Rhin y Piquío (Ø700 mm), o el que discurre por la Av. Los Castros en el extremo occidental de la cuenca (Ø700, Ø800 y Ø1100).

Figura 7.29. Porcentaje de llenado de los conductos a las 10:15 h (T=2)

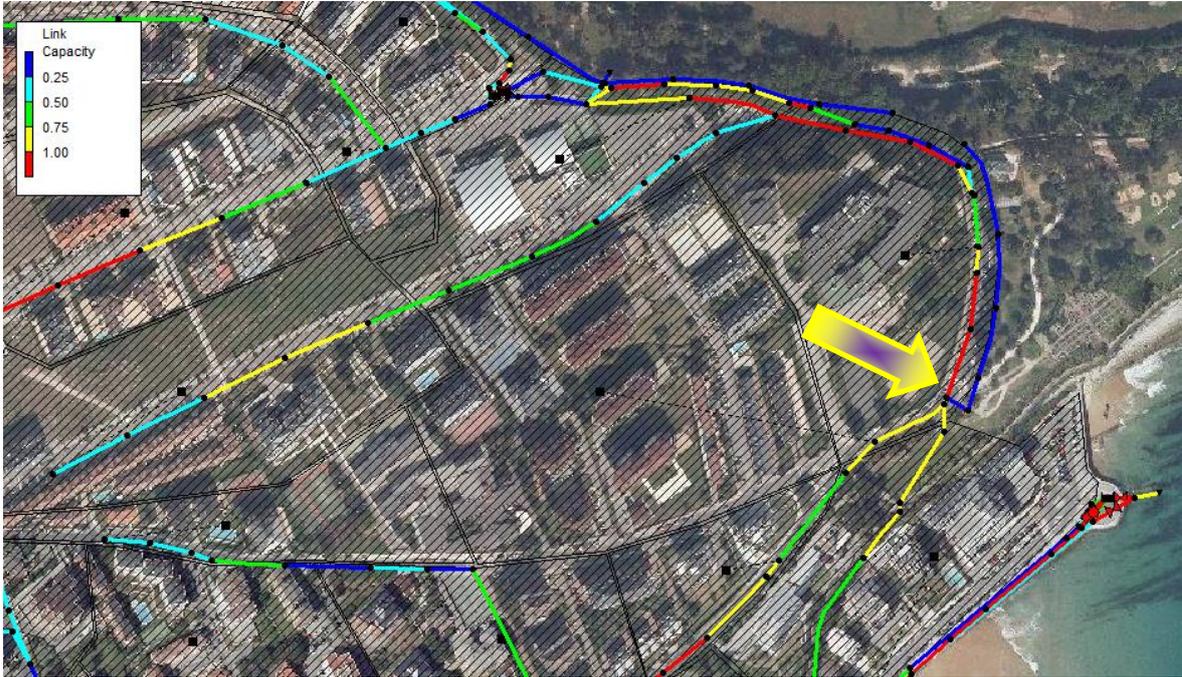


Se pudo comprobar cómo algunos de los tramos que el modelo predijo trabajaban a sección llena, en la realidad han dado muestras de tener problemas de capacidad, como sucedió con el colector que discurre bajo la Av. Faro, desde Mataleñas hasta El Chiqui. En la mañana del 06/11/2016 se observó que, ante una lluvia de unos 30 mm (entre las 0:00 y las 11:00 h), la calzada se vio inundada por la falta de capacidad del tubo ( $\varnothing 400$  mm).

Figura 7.30. Aspecto de la Av. Faro el 06/11/16, ante una lluvia moderada

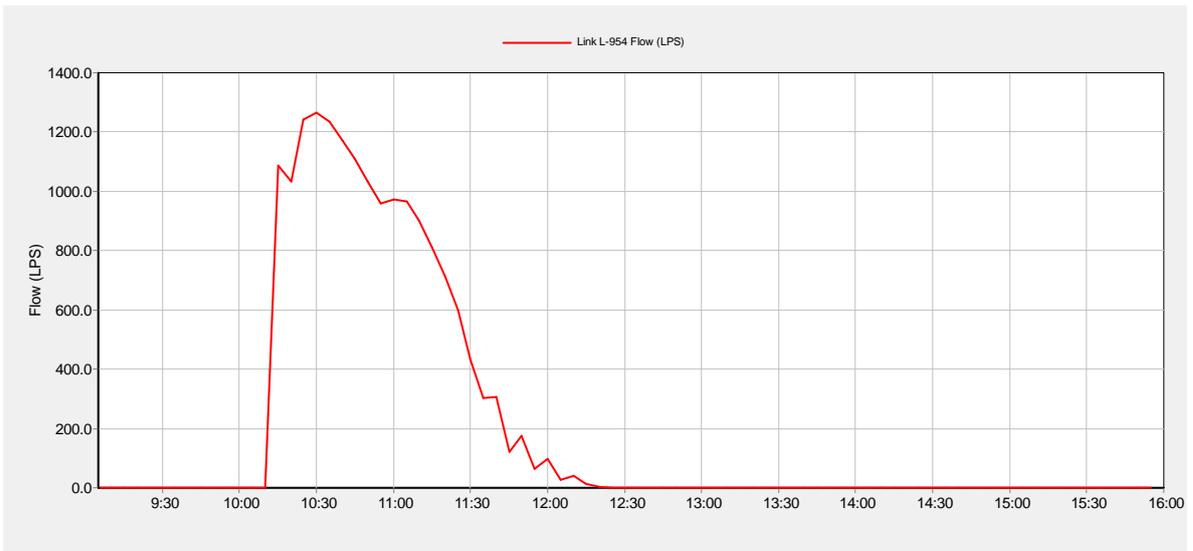


Figura 7.31. Colector bajo la Av. Faro, en carga a la hora 10:15 h de simulación (T=2)



Entre las 10:00 h y las 12:00 h de la simulación se vierte parte de la escorrentía a través de los aliviaderos de Mataleñas, Chiqui y el El Camello, dado que la red y los bombeos no son capaces de evacuar todo el caudal.

Figura 7.32. Evolución del caudal desaguado por el aliviadero de El Chiqui (T=2)



Los volúmenes acumulados de alivio y bombeo de aguas residuales y de drenaje se resumen en la Tabla 7.9. De los valores mostrados, se aprecia que los tres aliviaderos y todas las bombas (20) entran en funcionamiento en algún momento de la simulación.

Tabla 7.9. Volúmenes acumulados aliviados y bombeados (T=2)

		Volumen acumulado (m <sup>3</sup> )	Total (m <sup>3</sup> )
Aliviadero	Mataleñas	722,96	12.662,48
	Chiqui	5.005,05	
	Camello	6.934,47	
Bomba	Chiqui_01	2.279,70	38.048,09
	Chiqui_02	1.933,08	
	Horadada_01	510,32	
	Horadada_02	37,16	
	Llamas_01	4.134,81	
	Llamas_02	3.854,27	
	Llamas_03	3.577,66	
	Llamas_04	3.048,01	
	Llamas_05	6.091,53	
	Magdalena_01	318,39	
	Magdalena_02	182,25	
	Magdalena_03	81,18	
	Mataleñas_01	158,55	
	Mataleñas_02	129,18	
	Sardinero_01	3.504,00	
	Sardinero_02	3.264,00	
	Sardinero_03	1.536,00	
	Sardinero_04	1.392,00	
	Sardinero_05	1.008,00	
	Sardinero_06	1.008,00	

#### 7.1.4.4.- Resultados de la simulación. Lluvia T=10 años (120 min); análisis de t=7 horas

Ante la lluvia para T = 10 años (*Lluvia10*), el modelo revela problemas para evacuar los caudales generados en numerosos tramos de la red, especialmente en el eje de la vaguada de Las Llamas y el colector que comunica la península de La Magdalena con el Sardinero, además de otros tramos secundarios.

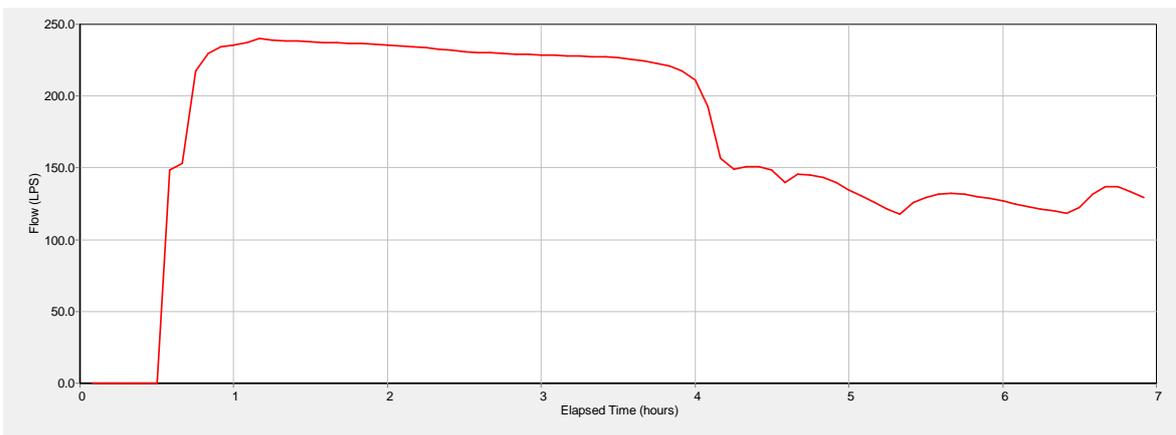
Los aliviaderos de Mataleñas, El Chiqui y El Camello evacuan agua durante los períodos de mayor precipitación (en las dos primeras horas de la simulación). Los bombeos, por su parte,

entran en funcionamiento desde los primeros minutos de simulación y se mantienen con las bombas en marcha la mayor parte del período analizado.

Figura 7.33. Porcentaje de llenado de los conductos a las 10:15 h (T=10)



Figura 7.34. Caudal evacuado por una de las bombas de la EBAR de Las Llamas (T=10)



Los volúmenes acumulados de alivio y bombeo de aguas residuales y de drenaje se resumen en la Tabla 7.10. Como era de esperar, los tres aliviaderos y las veinte bombas entran en funcionamiento durante la simulación de 7 horas, al igual que en el caso de la lluvia T=2 años. En

el caso de la lluvia T=10, el volumen vertido en forma de aliviados fue un 26% mayor que en el primer caso analizado, mientras que el volumen bombeado fue un 11% más.

Tabla 7.10. Volúmenes acumulados aliviados y bombeados (T=10)

		Volumen acumulado (m <sup>3</sup> )	Total (m <sup>3</sup> )
Aliviadero	Mataleñas	1.359,71	15.970,51
	Chiqui	6.457,82	
	Camello	8.152,98	
Bomba	Chiqui_01	2.424,75	42.474,03
	Chiqui_02	2.168,17	
	Horadada_01	1.035,67	
	Horadada_02	333,70	
	Llamas_01	4.275,46	
	Llamas_02	4.275,46	
	Llamas_03	4.038,77	
	Llamas_04	3.465,65	
	Llamas_05	6.907,32	
	Magdalena_01	318,25	
	Magdalena_02	199,21	
	Magdalena_03	85,06	
	Mataleñas_01	202,06	
	Mataleñas_02	168,50	
	Sardinero_01	3.696,00	
	Sardinero_02	3.504,00	
	Sardinero_03	1.728,00	
	Sardinero_04	1.440,00	
Sardinero_05	1.104,00		
Sardinero_06	1.104,00		

#### 7.1.4.5.- Resultados de la simulación. Análisis en período extendido: 01/01/2010 a 31/12/2010

Además del análisis ante un evento singular, como es una tormenta de gran intensidad y corta duración, también es interesante estudiar el comportamiento de una red en un período extendido, no sólo de horas, sino de días, semanas y meses. En estos casos cobran importancia otros fenómenos como la evaporación, normalmente despreciables en los análisis de tormentas cortas, así como la capacidad de retención de pequeños volúmenes de escorrentía por parte de depresiones o elementos diseñados expresamente para ello. Los valores de la evapotranspiración potencial corregida para Santander se tomaron de García (2011), en promedio mensual, y se convirtieron a promedio diario (mm/día) por meses, tal y como se muestran en la Tabla 7.11, para ser incluidos en el modelo SWMM de Las Llamas.

Tabla 7.11. Valores de la evapotranspiración potencial corregida por meses

ETP corregida (mm/día)											
Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
0,82	0,95	1,24	1,66	2,37	3,12	3,58	3,44	2,75	1,97	1,20	0,85

Fuente: adaptado de García (2011).

A partir de datos recabados del pluviógrafo de la estación 1109 Parayas (aeropuerto) de Aemet, se ha simulado la red durante un año completo, 2010, del que se disponían datos de precipitación acumulada cada 10 minutos, entre el 1 de enero de 2010 y el 1 de enero de 2011.

En total, se dispone de 50.959 valores, de los que 3.147 se corresponden con valores distintos de cero (en 47.812 intervalos no se registró precipitación, lo que supone un 93,8%). La mayor intensidad de lluvia se registró entre las 16:10 y las 16:20 h del 30/01/2010, con 7,1 mm en 10 minutos (42,6 mm/h). No se trató, no obstante, de un aguacero típico, sino más bien de unas horas de lluvia casi ininterrumpida correspondientes a una borrasca invernal.

Por otra parte, el período más prolongado de sequía se produjo entre las 07:30 h del 7 de abril y las 00:30 h del 22 de abril. Como es habitual en los climas atlánticos húmedos, los períodos de sequía no suelen extenderse más que unos cuantos días, y muy excepcionalmente se supera un mes completo sin que se produzcan precipitaciones.

En total, durante el año 2010, se registró una precipitación acumulada de 1.263,10 mm (cómputo de la precipitación mensual acumulada), muy próxima a la media del período 1954-2010 (excluidos los años 1959, 1960, 1975, 1976 y 1977, sin datos completos), que fue de 1.250,23 mm. Por este motivo, se considera que el año 2010 fue representativo del régimen pluviométrico en la zona.

La suma de la precipitación registrada cada 10 minutos, sin embargo, difiere ligeramente del registro anterior, siendo de 1.222,1 mm. Esta diferencia, de poco más de 40 mm/año, se debe a la utilización de diferentes instrumentos de medida (pluviómetro y pluviógrafo), y a la incertidumbre propia del pluviógrafo en las medidas diezminutales (precisión de 0,1 mm). Este error se puede considerar asumible en un tipo de análisis de año completo.

Figura 7.35. Precipitación cada 10 minutos, año 2010. Estación 1109 Parayas (aeropuerto)

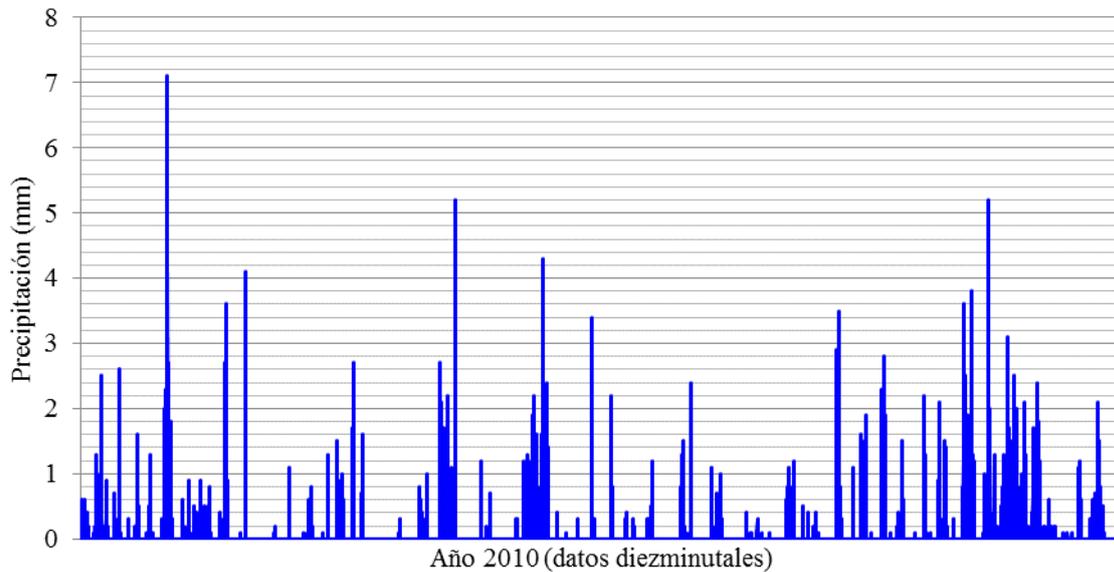
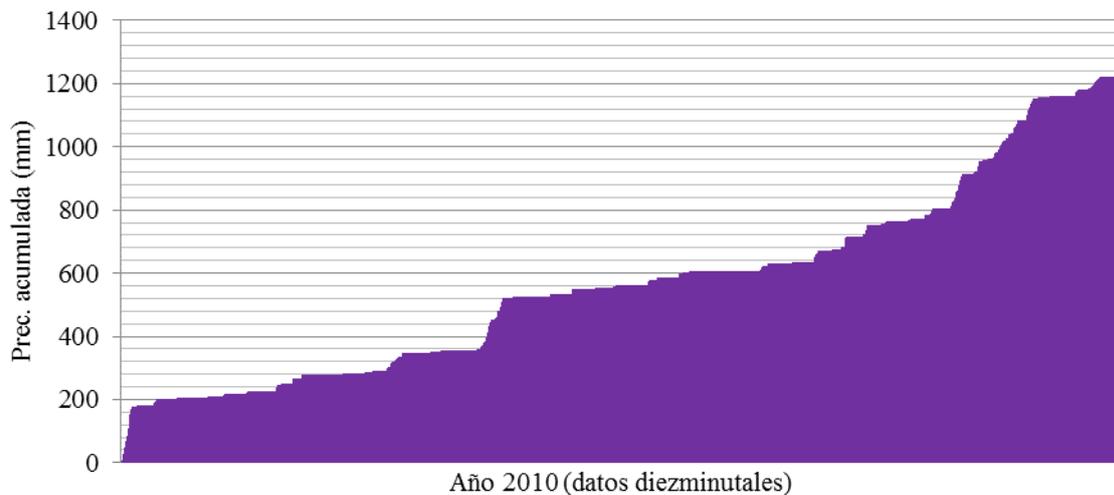


Figura 7.36. Pluviograma de la Estación 1109 Parayas (aeropuerto). Año 2010



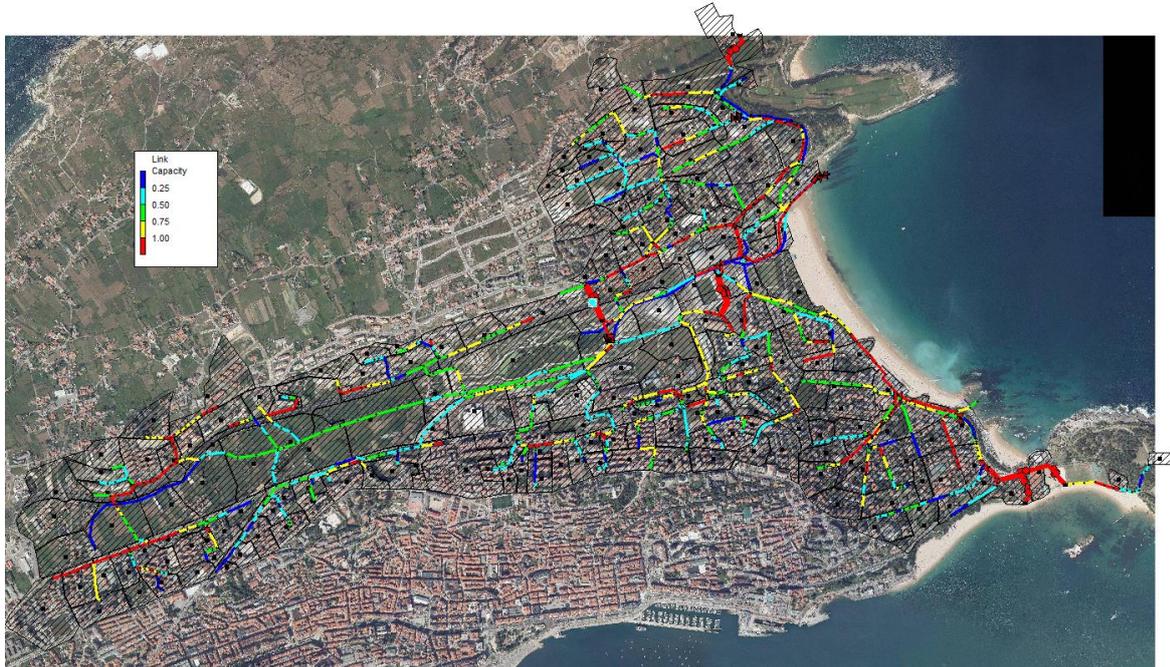
El modelo demuestra un comportamiento muy distinto a los casos anteriores de análisis de corta duración. Así, por ejemplo, el volumen de agua evacuada por los aliviaderos es mucho más elevado en los de Mataleñas y El Camello que en el de El Chiqui, debido a que la mayoría de los eventos de lluvia se pueden evacuar por medio del bombeo existente en este último. Esto repercute negativamente en el consumo energético producido en las EBAR de Chiqui, Sardinero y Las

Llamas, que deben impulsar gran cantidad de aguas pluviales correspondientes a eventos de lluvias débiles (Tabla 7.12). El consumo energético total asciende a 1.859,00 MWh a lo largo de todo el año 2010.

Tabla 7.12. Volumen acumulado aliviado y bombeado, y consumo energético (2010)

		Potencia (kW)	Volumen acumulado (m <sup>3</sup> )	Total (m <sup>3</sup> )	Nº horas en marcha	Energía consumida (kWh)
Aliviadero	Mataleñas		298.457,76	495.388,20		
	Chiqui		55.595,61			
	Camello		141.334,83			
Bomba	Chiqui_01	9	836.394,16	7.557.283,80	8.751,17	78.760,50
	Chiqui_02	9	179.584,67		451,00	4.059,00
	Horadada_01	39,9	21.660,33		49,17	1.961,75
	Horadada_02	39,9	71,54		0,17	6,65
	Llamas_01	210	2.735.311,92		5.675,00	1.191.750,00
	Llamas_02	210	495.736,70		868,67	182.420,00
	Llamas_03	210	423.280,76		712,00	149.520,00
	Llamas_04	210	337.238,77		528,17	110.915,00
	Llamas_05	180	594.512,98		329,00	59.220,00
	Magdalena_01	13,5	51.193,13		501,33	6.768,00
	Magdalena_02	13,5	1.200,18		11,67	157,50
	Magdalena_03	13,5	777,16		11,67	157,50
	Mataleñas_01	4,7	24.394,08		484,00	2.274,80
	Mataleñas_02	4,7	2.647,43		52,00	244,40
	Sardinero_01	22	873.408,00		1.516,33	33.359,33
	Sardinero_02	22	768.672,00		1.334,50	29.359,00
	Sardinero_03	22	112.800,00		195,83	4.308,33
	Sardinero_04	22	71.904,00		124,83	2.746,33
	Sardinero_05	22	13.248,00		23,00	506,00
	Sardinero_06	22	13.248,00		23,00	506,00

Figura 7.37. Porcentaje de llenado de los conductos a las 16:30 h del 31/01/10



#### 7.1.4.6.- Debilidades de la red

Tras la simulación del modelo, se han identificado los puntos débiles de la red que, en forma concisa, son:

- a) El sistema es muy dependiente de los seis bombeos presentes en el mismo, en especial de los bombeos de Las Llamas, Sardinero y Chiqui.
- b) Gran parte de las aguas pluviales de la vaguada de Las Llamas pasan sucesivamente por los bombeos del Chiqui, Sardinero y Las Llamas, lo que resulta muy ineficiente desde el punto de vista energético.
- c) Al ser un sistema unitario, se producen alivios de tormenta que pueden comprometer la calidad de las aguas de baño en las playas cercanas.
- d) Las pendientes de los colectores son muy reducidas en las zonas más bajas (paseo de El Sardinero, entorno del parque Mesones y Feygon), lo que dificulta la capacidad de desagüe y contribuye a que la red entre en carga incluso durante episodios de lluvias relativamente débiles o moderadas.

- e) Los colectores cuya capacidad se ve más comprometida pueden volverse incapaces de desaguar caudales futuros mayores, como puede ser el caso de los correspondientes a cambios en los patrones climáticos.

#### 7.1.4.7.- Oportunidades

A pesar de las debilidades apuntadas anteriormente, existen oportunidades de mejora de la red, tanto con la introducción de técnicas de drenaje urbano sostenible como con la desconexión de parte de las aguas pluviales (las excedentes del humedal) de la red unitaria, evitando que se mezclen con las aguas negras de las viviendas.

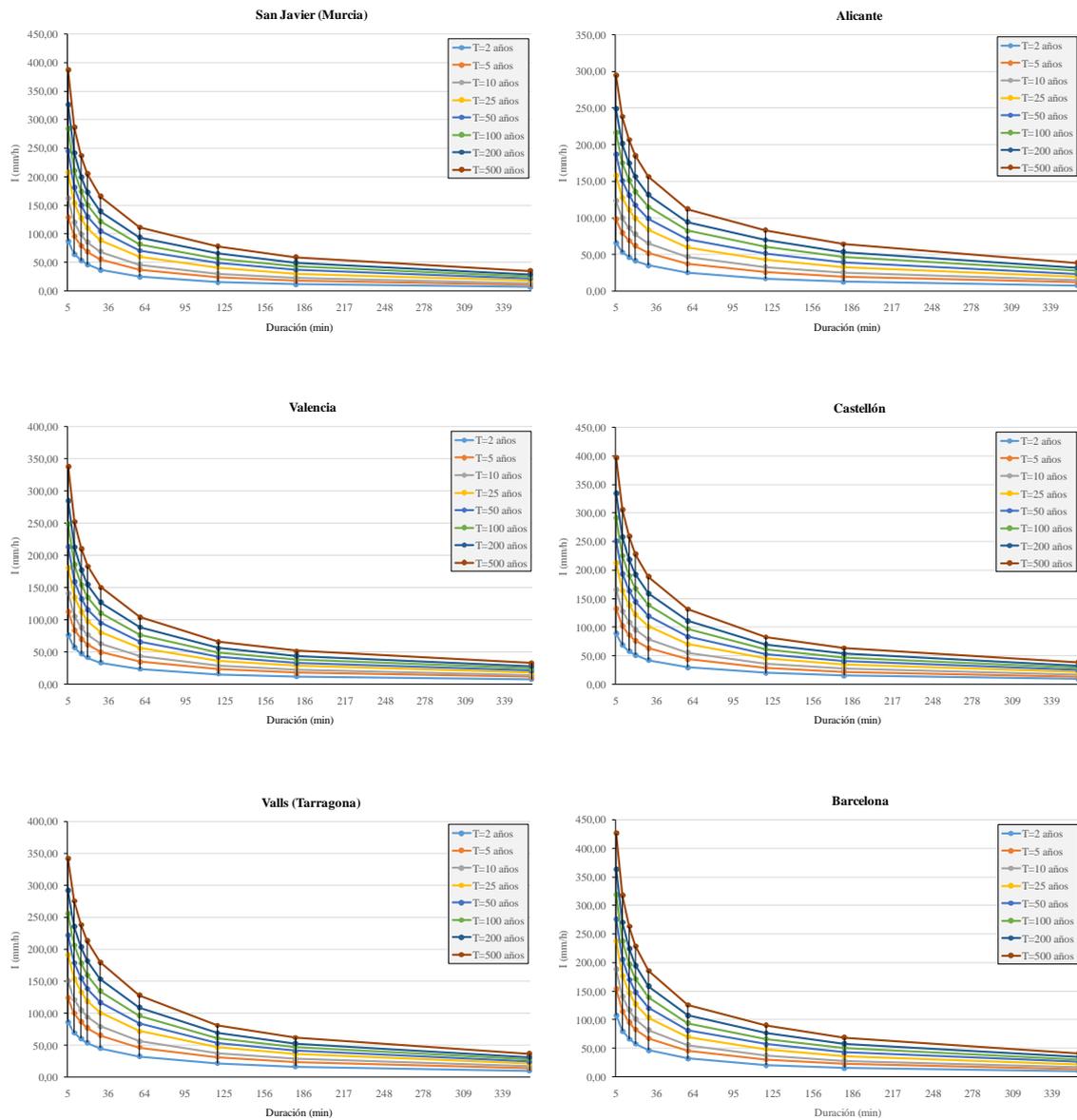
Una desconexión parcial de las aguas de lluvia contribuiría a:

- 1) Reducir el volumen de agua que es bombeada, reduciendo así el consumo energético asociado al sistema.
- 2) Reducir la cantidad de aguas residuales domésticas que son vertidas directamente al mar durante los episodios de lluvias intensas.
- 3) Mejorar la capacidad de desagüe de los colectores que habitualmente entran en carga.
- 4) Adaptar el sistema a una previsible mayor torrencialidad de las lluvias como consecuencia del cambio climático.

## 7.2.- **Cálculo de los pluviogramas del clima futuro**

Tal y como se expuso en el Capítulo 6, se han elaborado unos pluviogramas sintéticos a partir del cálculo de las curvas IDF en lugares que en la actualidad tienen un clima similar al esperado a final de siglo en Santander; es decir, de tipo Mediterráneo (Gutiérrez et al. 2010). Para ello, se han seleccionado las localidades de San Javier (Murcia), Alicante, Valencia, Castellón, Valls (Tarragona) y Barcelona, cuyas características pluviométricas son diferentes, dentro de que todas ellas se corresponden con un clima Mediterráneo.

Figura 7.38. Curvas IDF de las localidades seleccionadas con clima Mediterráneo



Tomando como referencia unos períodos de retorno de 2 y 10 años y una duración del aguacero de 10, 30 y 60 minutos, los valores de intensidad (mm/h) se muestran en la Tabla 7.13, así como el factor climático resultante al dividirlo entre la intensidad correspondiente a Santander.

Tabla 7.13. Intensidad de precipitación para duraciones 10, 30 y 60 min en las localidades seleccionadas

	Localidad	Intensidad (mm/h); 10 min	Intensidad (mm/h); 30 min	Intensidad (mm/h); 60 min	Factor climático		
					10 min	30 min	60 min
T=2 años	San Javier	64,33	37,16	24,95	1,57	1,47	1,39
	Alicante	53,46	35,04	25,15	1,30	1,39	1,41
	Valencia	56,59	33,72	23,42	1,38	1,34	1,31
	Castellón	68,73	42,32	29,56	1,68	1,68	1,65
	Valls	69,55	45,31	32,36	1,70	1,80	1,81
	Barcelona	80,02	46,74	31,69	1,95	1,85	1,77
	<b>Santander</b>	<b>41,00</b>	<b>25,22</b>	<b>17,90</b>	1,00	1,00	1,00
	Localidad	Intensidad (mm/h); 10 min	Intensidad (mm/h); 30 min	Intensidad (mm/h); 60 min	Factor climático		
					10 min	30 min	60 min
T=10 años	San Javier	119,90	69,26	46,50	1,59	1,50	1,42
	Alicante	99,63	65,31	46,88	1,33	1,41	1,43
	Valencia	105,47	62,84	43,66	1,40	1,36	1,33
	Castellón	128,10	78,88	55,09	1,70	1,71	1,68
	Valls	121,77	79,32	56,65	1,62	1,72	1,73
	Barcelona	140,11	81,84	55,49	1,86	1,77	1,69
	<b>Santander</b>	<b>75,18</b>	<b>46,24</b>	<b>32,82</b>	1,00	1,00	1,00

Se puede apreciar que, debido a las diferencias climáticas existentes entre unas localizaciones y otras, el factor climático varía según las estaciones, el período de retorno y la duración de aguacero. A este respecto, se distinguen dos grupos diferentes. Por un lado, los factores resultantes de comparar Santander con San Javier, Valencia y Barcelona son decrecientes con el aumento de la duración del aguacero, lo que refleja la mayor torrencialidad que existe en esas localidades. Por otro lado, en los casos de Alicante, Castellón y Valls, el factor climático crece con la duración de la lluvia, o se mantiene casi constante. En todos los casos se observa, sin excepción, que las intensidades de lluvia son mayores que las correspondientes a Santander, pese a que la precipitación anual acumulada (Aemet 2017) es menor, situándose entre los 311 mm/año de Alicante y los 588 mm/año de Barcelona. Esto es lo esperado de un clima Mediterráneo, por otra parte.

Tabla 7.14. Principales características termopluviométricas de las localidades seleccionadas

Localidad	Media anual de las Temp. mínimas diarias (°C)	Media anual de las Temp. máximas diarias (°C)	P <sub>media</sub> (mm/año)
San Javier (1981-2010)	12,9	22,3	313
Alicante (1981-2010)	13,2	23,3	311
Valencia (1981-2010)	13,8	22,8	475
Castellón (1981-2010)	12,7	22,3	467
Valls (1981-2010)	11,1	21,1	500
Barcelona (1981-2010)	11,8	20,3	588
Santander (1981-2010)	10,5	18,5	1.129
Santander (2070-2100)	12,3	20,7	745

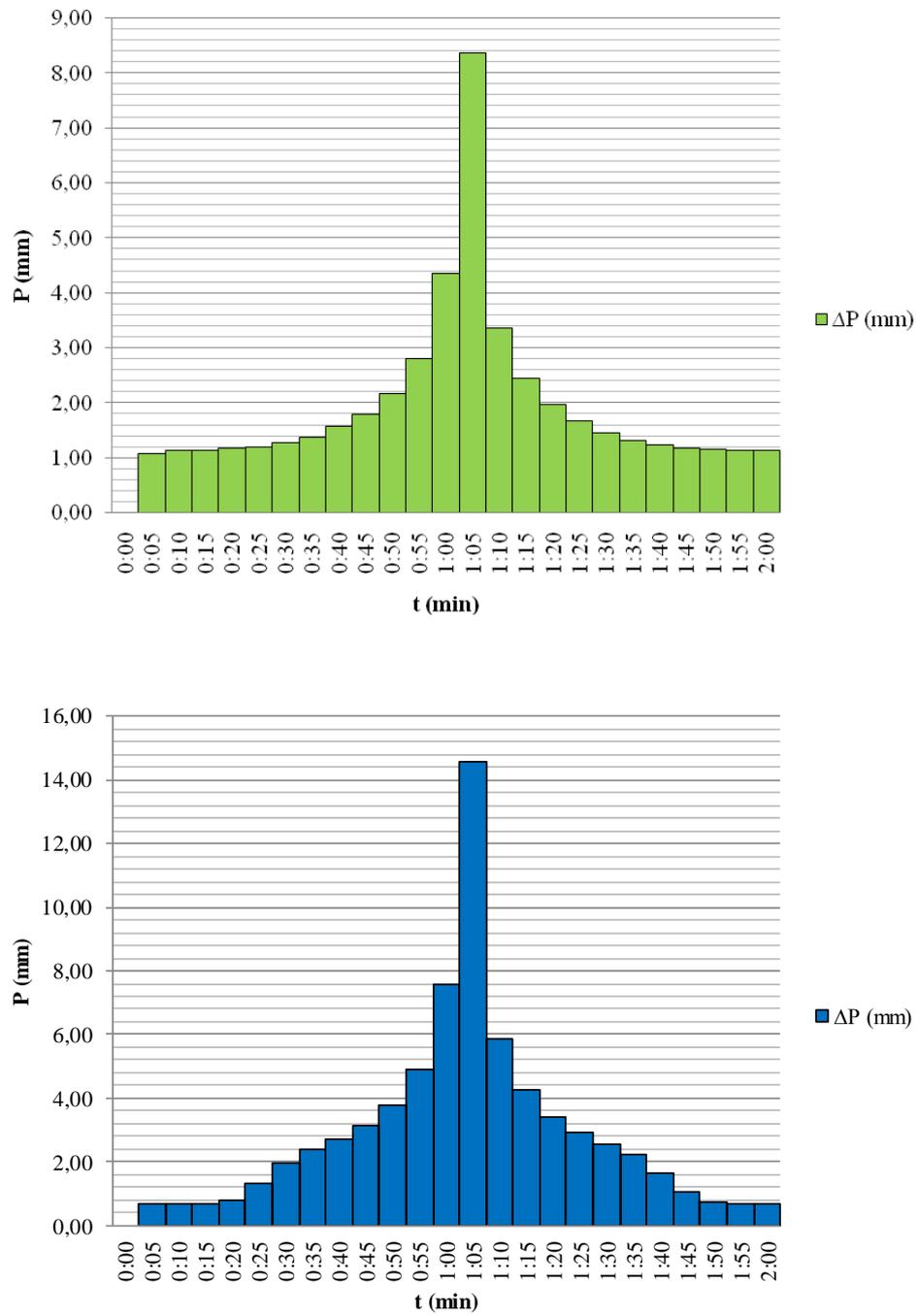
Fuente: Aemet (2017)/Gutiérrez et al. (2010)

A la hora de estimar el factor climático que se aplicará a las tormentas con período de retorno T=2 y T=10 años, se han comparado los valores actuales de temperatura máxima y mínima media anual y precipitación media anual de las seis localidades con clima mediterráneo con la previsión que realizaron Gutiérrez et al. (2010) para el período 2070-2100 en Santander. De la Tabla 7.14 se desprende que los datos que más se asemejan a las predicciones para Santander en el futuro son los de Barcelona.

El factor climático que se propone utilizar será, entonces, el promedio de los factores para 10, 30 y 60 minutos (Ecuación 7.11), que resulta ser **FC = 1,86** para T=2 años y **FC = 1,77** para T=10 años. Este factor se aplicará a los pluviogramas elaborados para Santander, que quedan como se muestran en la Figura 7.39.

$$FC = \frac{\frac{I_{\text{Barc}}^{10}}{I_{\text{Sant}}^{10}} + \frac{I_{\text{Barc}}^{30}}{I_{\text{Sant}}^{30}} + \frac{I_{\text{Barc}}^{60}}{I_{\text{Sant}}^{60}}}{3} \quad [\text{ec. 7.11}]$$

Figura 7.39. Pluviogramas para T=2 años (arriba) y T=10 años (abajo), y 120 min en el escenario futuro



### **7.3.- Propuestas de adaptación al cambio climático mediante técnicas de drenaje urbano sostenible**

En el Capítulo 4 se han mostrado las técnicas de drenaje urbano sostenible más extendidas, así como sus características desde el punto de vista hidráulico. Como ya se indicó, la disposición de este tipo de elementos (aislados o en conjunto), dentro de una misma cuenca, contribuye de forma destacada a laminar los caudales punta de escorrentía, reducir el volumen total de escorrentía y mejorar la calidad del agua.

En el caso de la red de drenaje de la cuenca de Las Llamas, se proponen medidas concretas para conseguir estos objetivos, y que se describen a continuación.

#### **7.3.1.- Cunetas vegetadas en Av. Constitución**

La Avenida de la Constitución, entre la Bajada del Caleruco y la glorieta de conexión con la c/alcaldé Vega Lamera (3.045 m), consta actualmente de una sección transversal de unos 30,00 m, compuesta por (Figura 7.40):

- Mediana elevada de 3,00 m de anchura, cubierta por césped y especies arbustivas de diferente porte.
- Dos plataformas idénticas de 9,50 m de anchura total, correspondiente a 0,50 m de arcén interior, dos carriles de 3,50 m de anchura cada uno y espacio para aparcamiento en línea (2,00 m).
- Dos aceras de anchura variable por tramos, con un mínimo de 4,00 m, con alcorques para árboles de porte mediano/grande, farolas para alumbrado de la calzada y aceras con una franja de césped en la zona más próxima a la calzada (Figura 7.41).

Figura 7.40. Sección tipo actual en la Av. Constitución

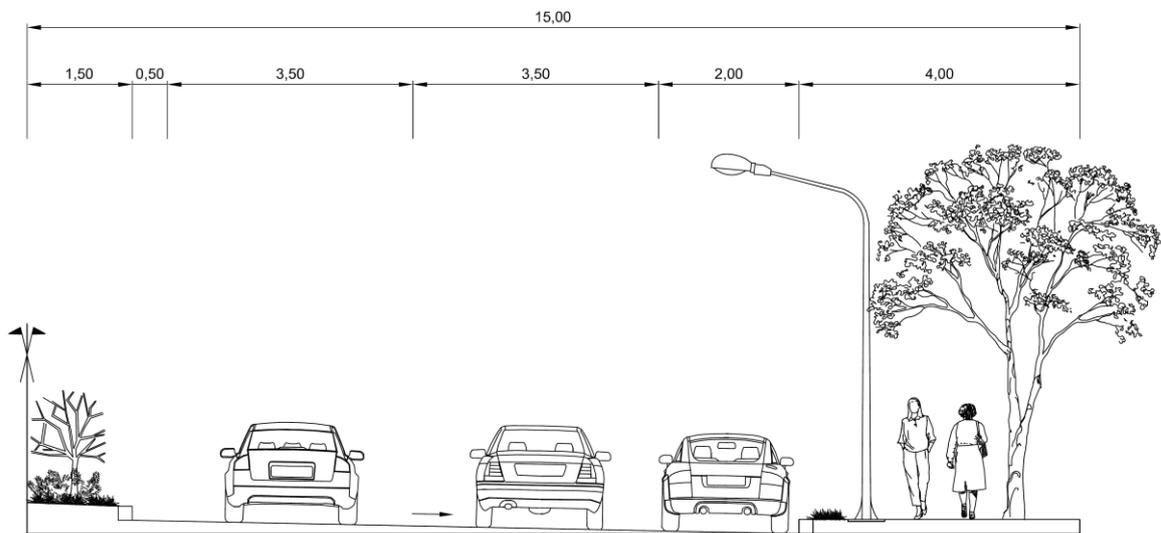


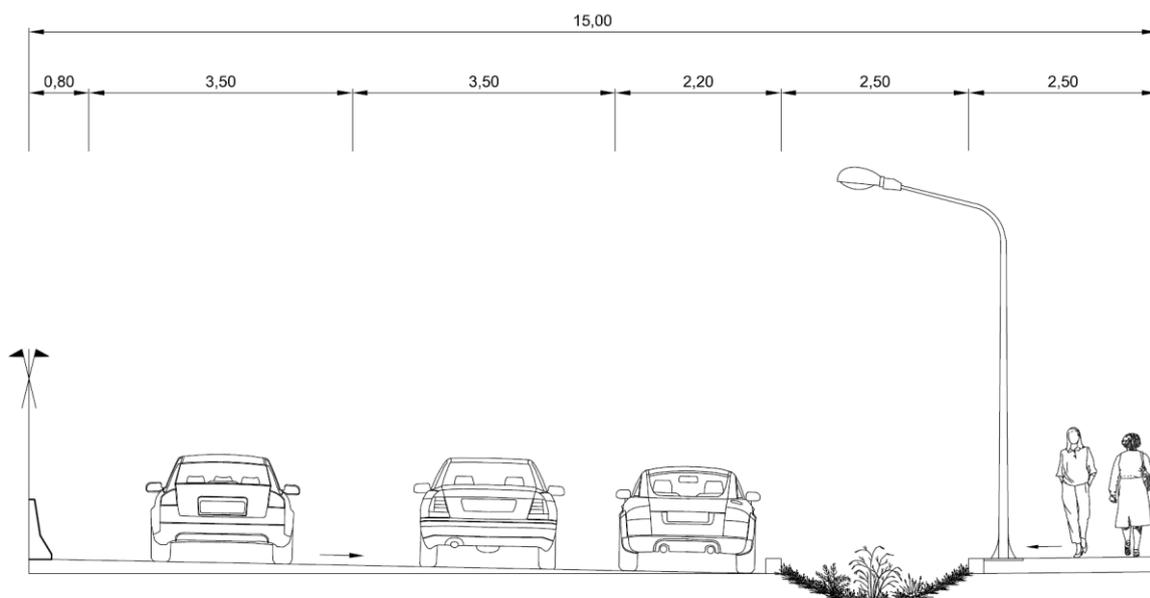
Figura 7.41. Imagen de la Av. Constitución en el tramo considerado



Sobre la disposición actual se propone una modificación de la sección tipo, manteniendo la misma anchura total, pero con una disposición diferente, compuesta por (Figura 7.42):

- Mediana reducida, con barrera de hormigón tipo “New Jersey”, de 0,60 m de anchura total.
- Dos plataformas idénticas de 9,50 m de anchura total, correspondiente a 0,50 m de arcén interior, dos carriles de 3,50 m de anchura cada uno y espacio para aparcamiento en línea (2,00 m).
- Dos cunetas vegetadas para interceptación y conducción de la escorrentía de calzadas, aceras y áreas aledañas, de 2,50 m de anchura.
- Dos aceras de 2,50 m de anchura mínima.

Figura 7.42. Sección tipo propuesta para la Av. Constitución incluyendo cunetas vegetadas



La sección propuesta mantiene las condiciones iniciales de nivel de servicio de la vía, superficie de aparcamiento y tránsito de peatones. En este caso, el drenaje se realiza a través de las cunetas vegetadas, que conducen la escorrentía hacia los puntos bajos de la traza en lugar de derivarla hacia los colectores del saneamiento unitario. Desde el punto de vista hidráulico, su efecto es prácticamente nulo, ya que apenas contribuye a reducir el caudal punta ni el volumen de escorrentía de grandes aguaceros, si bien se incluyen como elemento complementario por la

capacidad de mejora de la calidad de la escorrentía, lo que permitirá un posterior vertido directo al mar del agua interceptada.

### **7.3.2.- Desconexión de las aguas pluviales excedentes de la vaguada de Las Llamas**

Gran parte de la vaguada de Las Llamas drena hacia el humedal naturalizado del parque, sobre el que existen ecosistemas con una gran variedad de especies vegetales y animales. Actualmente, el nivel de la lámina de agua del humedal se controla mediante un vertedero que comunica con dos marcos de hormigón de 2,30 x 1,50 m. Esta obra de drenaje conecta, poco después, con la galería de alivio del tanque de tormentas de Las Llamas. A partir de este punto, discurren de forma conjunta las aguas pluviales y las residuales, hasta el pozo de bombeo (y, eventualmente, el aliviadero) de El Chiqui.

Figura 7.43. Vertedero de alivio del humedal de Las Llamas hacia la red de saneamiento



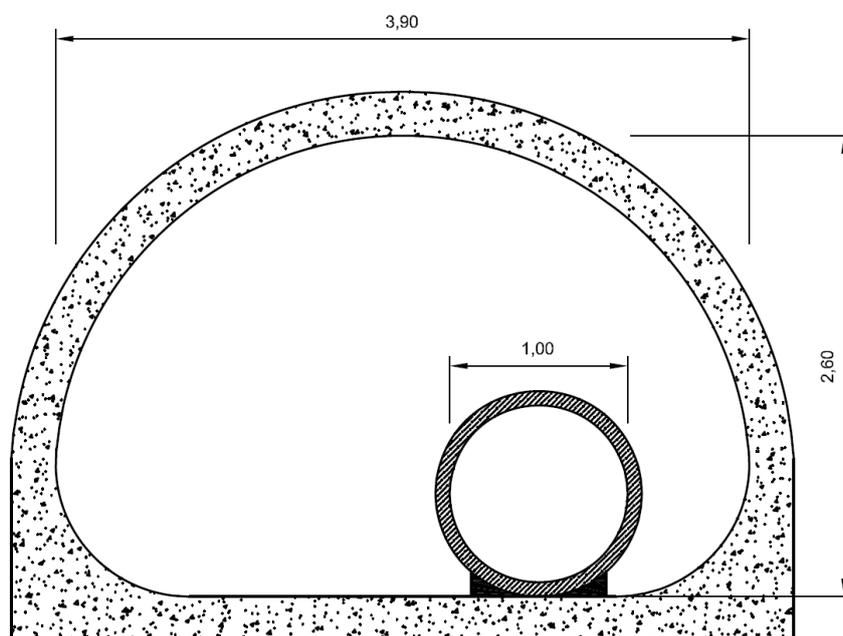
Una actuación prioritaria para la reducción de consumo energético de la red y para la mejora de la calidad de las aguas en el medio receptor es la desconexión de las aguas pluviales en aquellos casos en que la calidad de las mismas lo permita.

En el caso de la cuenca de Las Llamas, esta desconexión podría hacerse, además de mediante el uso de las técnicas de drenaje urbano sostenible descritas en los apartados anteriores, mediante la disposición de una conducción independiente entre el desagüe del humedal y el

aliviadero de El Chiqui. Esto puede llevarse a cabo mediante una conducción adosada a la parte interior de la galería semicircular existente, que tiene unas dimensiones de 3,90 x 2,60 m.

De cara a la simulación hidráulica del modelo, los cálculos se realizan con un tubo Ø100 cm. Se forzó a que, cuando el calado en este tubo fuera el 100% de la sección, el exceso de caudal rebosara hacia la galería existente, mediante pozos ficticios con un orificio dispuesto con esa finalidad.

Figura 7.44. Sección de la conducción para pluviales dentro de la galería actual



### 7.3.3.- Cuencos de detención en el parque de Mesones y en la glorieta de Av. Constitución

#### 7.3.3.1.- Glorieta de intersección de la Av. Constitución con c/Alcalde Vega Lamera

Sobre la glorieta de la Avenida de la Constitución en su confluencia con la c/Alcalde Vega Lamera se ha representado un cuenco de detención para retención temporal de la escorrentía, que recibe las aguas de drenaje de la propia glorieta y las procedentes de las cunetas vegetadas que drenen hacia ella. El  $WQ_v$  correspondiente se calcula asignando una precipitación de  $22,8 \text{ l/m}^2$  a la cuenca que drena hacia el cuenco de detención, lo que arroja un  $WQ_v$  mínimo de  $613,32 \text{ m}^3$ .

Esta glorieta drena una cuenca con una superficie aproximada de 26.900 m<sup>2</sup>, correspondientes a la Av. Constitución, c/Alcalde Vega Lamera y la propia glorieta. La isleta central de esta glorieta es de gran tamaño, con una superficie aproximada de 4.600 m<sup>2</sup>. El exceso de escorrentía se conduce, junto con las aguas pluviales excedentes del humedal de Las Llamas, hacia el aliviadero de El Chiqui, de forma independiente a las aguas residuales.

#### 7.3.3.2.- Parque de Mesones

Aguas abajo de la Av. Constitución, en el parque de Mesones, se ha propuesto una actuación semejante, consistente en modificar la rasante del espacio verde para convertirlo en un cuenco de detención, capaz de mantener su función lúdica en época seca y de retener temporalmente la escorrentía durante los períodos de lluvia.

La cuenca drenada, en este caso, es la delimitada por el área verde del parque, que tiene una superficie de 11.400 m<sup>2</sup>. De este modo, el WQ<sub>v</sub> se eleva a 259,92 m<sup>3</sup>.

Figura 7.45. Parque de Mesones



#### 7.3.4.- **Cubiertas verdes en determinadas subcuencas**

En las subcuencas comprendidas entre la península de La Magdalena, el Alto de Miranda y Piquío se ha propuesto la inclusión de cubiertas verdes en una parte de las cubiertas de los edificios existentes, de forma que se reduzca el caudal punta de escorrentía actuando con técnicas en origen. Se han considerado, de forma general, 10 cubiertas verdes de 100 m<sup>2</sup> cada una en las subcuencas:

Sub-60, Sub-64, Sub-79, Sub-80, Sub-81, Sub-82 Sub-83, Sub-84, Sub-85, Sub-87, Sub-90 y Sub-91. También se han considerado 5 cubiertas de 100 m<sup>2</sup> cada una en la subcuenca Sub-184, en los edificios de la Mutua Montañesa en la Av. Faro. Los valores de los parámetros requeridos para la simulación (espesor de las diferentes capas, porosidad, capacidad de infiltración, etc.) se han tomado similares a los utilizados por otros autores (Cipolla, Maglionico, and Stojkov 2016; Krebs et al. 2016).

Tabla 7.15. Valores de los parámetros de las cubiertas verdes

Capa	Parámetro	Unidad	Valor
Superficie	Altura de encharcamiento	mm	50
	Cobertura de vegetación	%	90
	Coefficiente de rugosidad de Manning	-	0,20
	Pendiente	%	2,0
Sustrato	Espesor	mm	200
	Porosidad	% en volumen	40
	Capacidad de campo	% en volumen	35
	Punto de marchitamiento	% en volumen	20
	Conductividad	mm/h	100
	Altura de succión	mm	20
Drenaje	Espesor	mm	80
	Proporción de huecos	%	90
	Coefficiente de rugosidad de Manning	-	0,10

### 7.3.5.- Pavimentos permeables en los patios del Colegio San Agustín

Finalmente, se ha propuesto actuar sobre una gran superficie impermeable que se sitúa entre los dos cuencos de detención antes descritos, correspondiente a los patios exteriores del colegio San Agustín. Esta área tiene una superficie total de 10.840 m<sup>2</sup>, como suma de una parte cubierta con pavimento de aglomerado bituminoso (7.780 m<sup>2</sup>), más 3.060 m<sup>2</sup> adicionales de un terreno de juego de gravilla (Figura 7.46).

Su gran superficie y su ubicación junto a la galería de desagüe del humedal de Las Llamas hacia El Chiqui lo convierten en un emplazamiento apropiado para incluir técnicas de drenaje urbano sostenible. En concreto, se han simulado pavimentos permeables que drenan hacia un depósito para almacenamiento de aguas pluviales, permitiendo el uso posterior en riego de zonas verdes y/o limpieza viaria.

Los parámetros requeridos de porosidad, conductividad, capacidad de infiltración, espesor de las capas, etc. se han elegido a partir de casos reales de otros estudios (Zhang and Guo 2015).

Figura 7.46. Patios exteriores del colegio San Agustín de Santander



Fuente: <http://cntamoscontigo.blogspot.com.es>

### 7.3.6.- Simulación incluyendo técnicas de drenaje urbano sostenible

Se analizó la respuesta del modelo, incluyendo las técnicas de drenaje urbano sostenible descritas anteriormente, ante los aguaceros con período de retorno  $T=2$  y  $T=10$  años actual, y  $T=2$   $T=10$  años estimados con cambio climático. Además, se simuló la serie de año completo (2010).

Se realizaron simulaciones con las técnicas de forma aislada y en conjunto, para comprobar el efecto producido en unos casos y en otros, tanto en el volumen de agua aliviada como en el caudal punta en determinados colectores y el consumo eléctrico producido en los bombeos. En concreto, se analizaron los escenarios siguientes:

- 1) Estado actual (sin actuar sobre la red).
- 2) Desconexión del humedal de Las Llamas.

- 3) Desconexión del humedal de Las Llamas + cuenco de detención en el parque Mesones.
- 4) Desconexión del humedal de Las Llamas + cuenco de detención en la glorieta de la Av. Constitución con c/Alcalde Vega Lamera.
- 5) Desconexión del humedal de Las Llamas + pavimentos permeables en el colegio San Agustín.
- 6) Desconexión del humedal de Las Llamas + cubiertas verdes en subcuencas de la Av. Faro y Av. Pérez Galdós.
- 7) Desconexión del humedal de Las Llamas + pavimentos permeables en el colegio + cuencos de detención en Mesones y en la glorieta.

La desconexión de las aguas pluviales excedentes del humedal se consideró en todos los casos que incluían técnicas de drenaje urbano sostenible, al tratarse de la medida de mayor repercusión en el sistema y sobre la que se apoyan las soluciones con pavimentos permeables y con cuencos de detención.

## **7.4.- Discusión de los resultados**

Se han simulado un total de cuarenta (40) escenarios diferentes, correspondientes a las lluvias de T=2 y T=10 años de período de retorno, tanto para el clima actual como para el futuro (estimando efectos de cambio climático), además de análisis de año completo.

### **7.4.1.- Análisis de corta duración (7 h) ante tormentas d=120 minutos**

En los análisis de tormenta aislada de 120 minutos de duración, en los cuatro casos (T=2 actual y futuro y T=10 actual y futuro), se observa que la desconexión de las aguas excedentes del humedal de Las Llamas supone la mayor parte del volumen de aguas pluviales desconectado, siendo casi el doble que el correspondiente a los cuencos de detención y los pavimentos permeables considerados en conjunto. El área de drenaje desconectada del humedal asciende a 14,79 ha, mientras que los dos cuencos de detención drenan una superficie de 1,14 y 1,96 ha (3,1 ha en conjunto), y el pavimento permeable drena un área de 1,88 ha y tiene 6.000 m<sup>2</sup> de superficie. La

---

relación entre superficie drenada y volumen desconectado de la red no es lineal, dado que intervienen factores como la relación de área impermeable/permeable y la altura de encharcamiento en cada una de ellas.

Tabla 7.16. Volumen de aguas pluviales desconectado de la red unitaria

Escenario	T (años); d=120 min	V (m <sup>3</sup> ) desconectados
Desconexión humedal	2	979,18
Todos (Desc.+Cuencos+Colegio)		1.493,19
Desconexión humedal	2 (cambio climático)	3.099,48
Todos (Desc.+Cuencos+Colegio)		4.453,25
Desconexión humedal	10	2.377,20
Todos (Desc.+Cuencos+Colegio)		3.461,70
Desconexión humedal	10 (cambio climático)	5.821,08
Todos (Desc.+Cuencos+Colegio)		7.977,25

Respecto al consumo eléctrico en los bombeos, en los análisis de aguaceros aislados se observa un ligero descenso en el consumo acumulado en los mismos. Así, para los cuatro casos estudiados, la reducción de consumo oscila entre -96,83 kWh (lluvia T=2 años) y -269,17 kWh (lluvia T=10 años con cambio climático). Como era de esperar, la diferencia de consumo aumenta cuanto mayor es la intensidad de la precipitación (Tabla 7.17).

Tabla 7.17. Consumo eléctrico en los bombeos afectados (análisis de 7 h ante tormenta de 120 min)

Escenario	T (años); d=120 min	Consumo (kWh) en las EBAR de Chiqui, Sardinero y Las Llamas
Estado actual	2	5.736,83
Todos (Desc.+Cuencos+Colegio)		5.640,00
Estado actual	2 (cambio climático)	6.655,17
Todos (Desc.+Cuencos+Colegio)		6.461,92
Estado actual	10	6.164,33
Todos (Desc.+Cuencos+Colegio)		5.955,00
Estado actual	10 (cambio climático)	6.855,08
Todos (Desc.+Cuencos+Colegio)		6.585,92

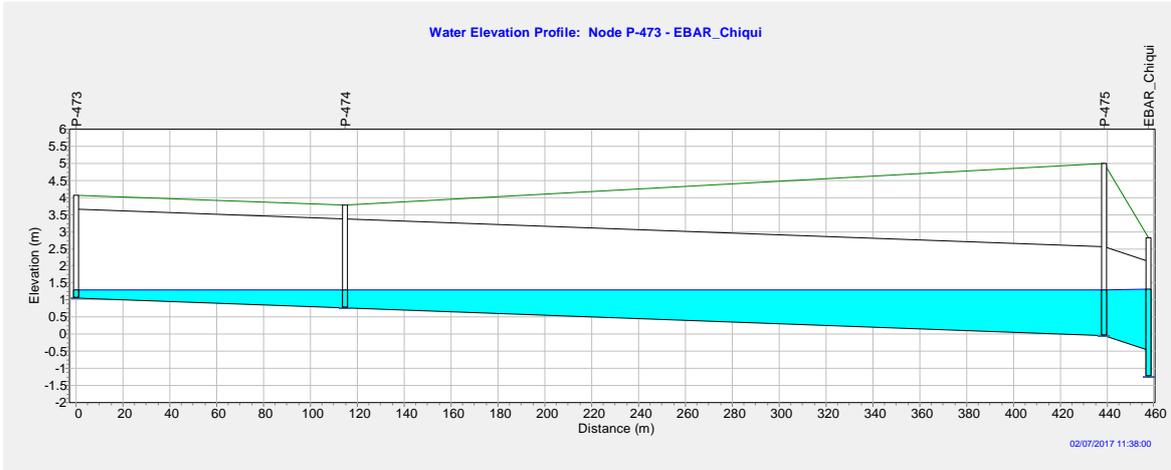
Las anteriores medidas contribuyen a reducir el caudal punta en las conducciones de desagüe entre la vaguada de Las Llamas y la EBAR y el aliviadero de El Chiqui. En el caso de estudio, esta reducción no puede estimarse de forma directa, dado que la galería existente está interrumpida por tres aliviaderos en puntos intermedios, y también actúa como tanque de tormentas

ante las lluvias de mayor intensidad. Esto último da lugar a la aparición de fenómenos de curva de remanso (Figura 7.48) entre la galería de desagüe y la EBAR del Chiqui cuando el calado es inferior a +2,65 m (altura a la que se vierte desde la galería a las válvulas de pico de pato), y esta altura no se alcanzó en ningún momento de las simulaciones llevadas a cabo.

Figura 7.47. Aliviaderos en la galería de desagüe de Las Llamas hacia El Chiqui



Figura 7.48. Calado en la galería de desagüe de Las Llamas, en su conexión con la EBAR del Chiqui  
 (instante  $t = 11:38$  h)



En la siguiente tabla se muestran los caudales punta de la nueva conducción dispuesta solamente para aguas pluviales, que son detraídos de la red existente. Se hace notar que, respecto a la situación actual, parte de este caudal punta corresponde a la galería, y otra parte a las conducciones de alivio de ésta con los aliviaderos mostrados en la Figura 7.47 (tanque de tormentas de Las Llamas, aliviadero junto a EBAR Sardinero y aliviadero junto a Av. Pontejos).

Tabla 7.18. Caudales punta en la nueva conducción para pluviales

Escenario	T (años); d=120 min	Caudal punta en la galería de desagüe de Las Llamas (l/s)
Todos (Desc.+Cuencos+Colegio)	2	1.475,31
Todos (Desc.+Cuencos+Colegio)	2 (cambio climático)	1.837,34
Todos (Desc.+Cuencos+Colegio)	10	1.927,12
Todos (Desc.+Cuencos+Colegio)	10 (cambio climático)	2.240,94

Figura 7.49. Resumen de caudal aliviado por El Chiqui en los escenarios analizados (T=2 actual y T=2 con cambio climático)

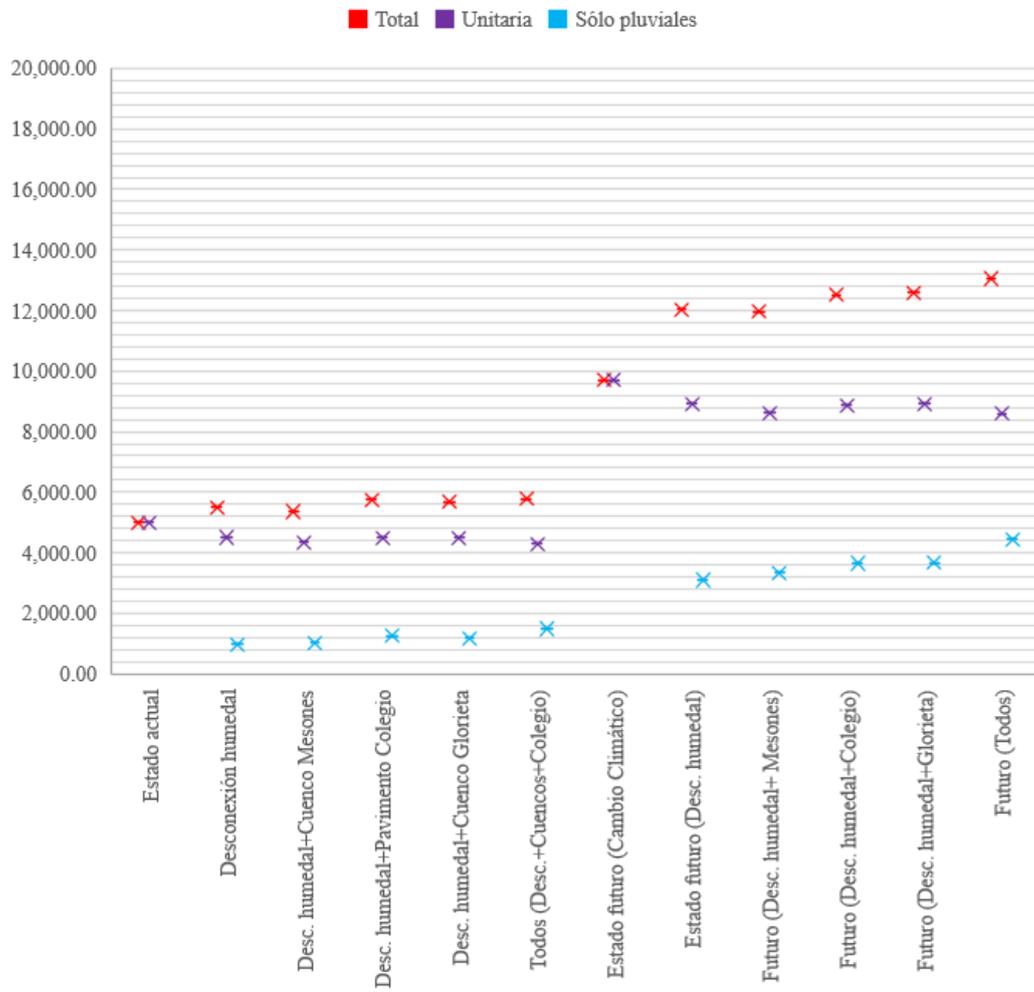
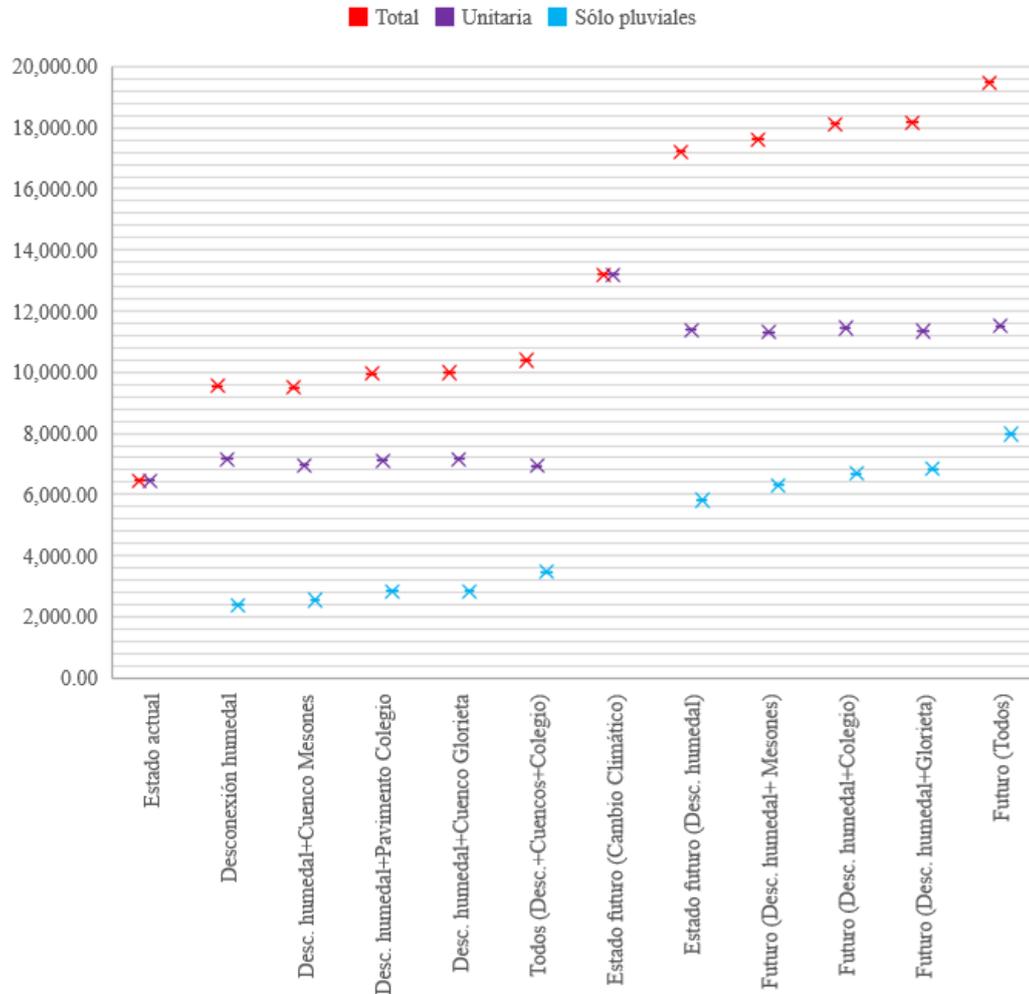


Figura 7.50. Resumen de caudal aliviado por El Chiqui en los escenarios analizados (T=10 actual y T=10 con cambio climático)



Por su parte, la disposición de las cubiertas verdes en parte de los edificios (en total, 12.000 m<sup>2</sup>) que vierten al colector que comunica La Magdalena con El Sardinero tiene un efecto apreciable, tanto en el volumen de agua que se vierte por el aliviadero de El Camello como en el volumen que se conduce hacia la EBAR de El Sardinero por la Av. Reina Victoria. Por un lado, las cubiertas verdes retienen parte de la lluvia y laminan la escorrentía, de forma que se reduce el caudal punta en los aguaceros de gran intensidad. Esto se traduce en un menor volumen aliviado, frente a la situación con cubiertas tradicionales. Por otra parte, al reducirse los alivios, en algunas situaciones se conduce más volumen de agua a la EBAR de El Sardinero (y posteriormente a la de

Las Llamas), por lo que el consumo eléctrico producido en las bombas resulta muy similar a la situación con cubiertas tradicionales.

Respecto a la capacidad de los colectores, el efecto de las cubiertas en la reducción del caudal punta es apreciable en los primeros minutos del aguacero, si bien pierde relevancia a medida que las cubiertas se saturan y comienzan a drenar. En el momento del pico de caudal, las cubiertas ya se encuentran saturadas y no reducen su valor, tomando como referencia la situación actual. En las siguientes figuras se muestra el llenado de un colector que recibe la escorrentía de dos subcuencas con cubiertas verdes durante la primera hora de la simulación, cuando es apreciable la reducción de caudal.

Figura 7.51. Llenado del colector L-981 en c/Joaquín Costa (T=10), sin cubiertas verdes (superior) y con ellas (inferior)

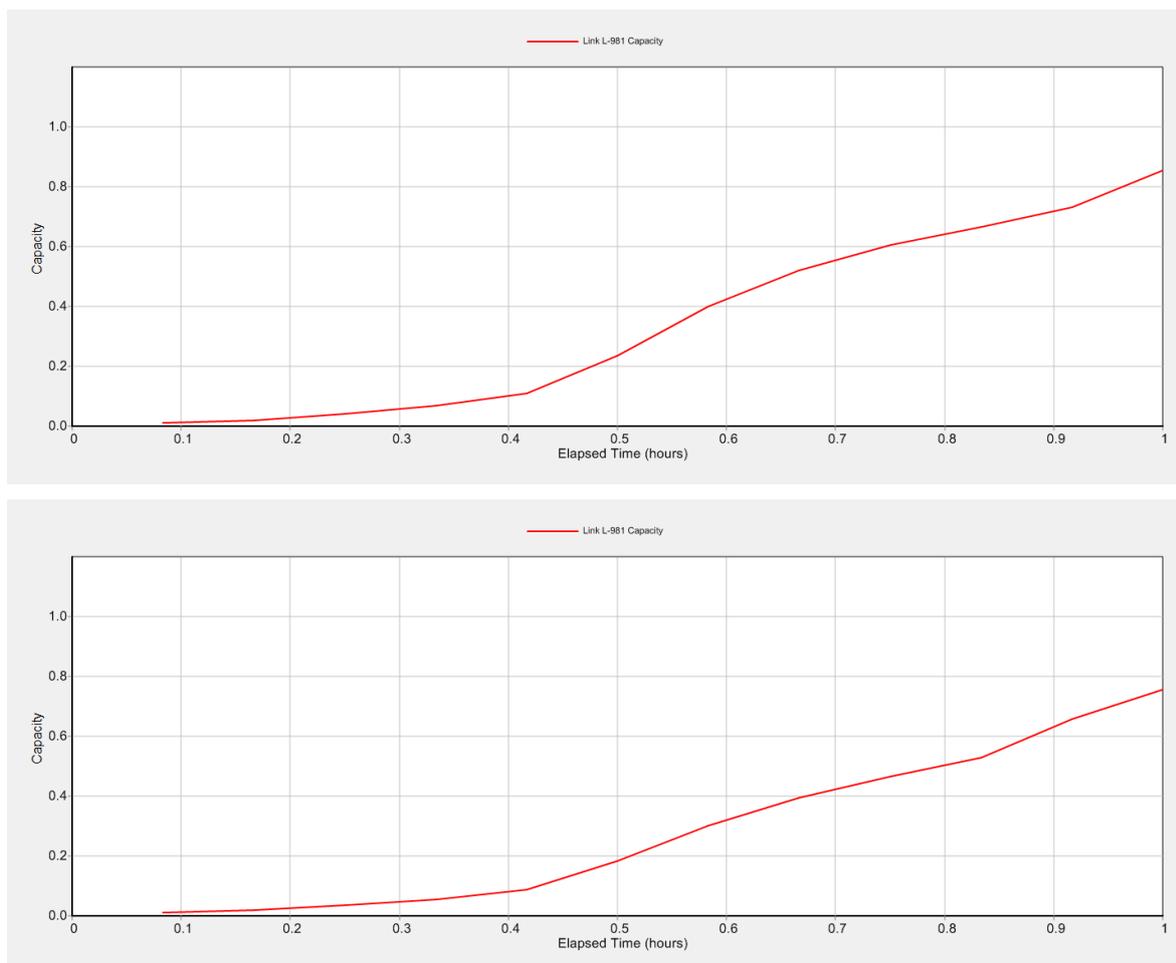
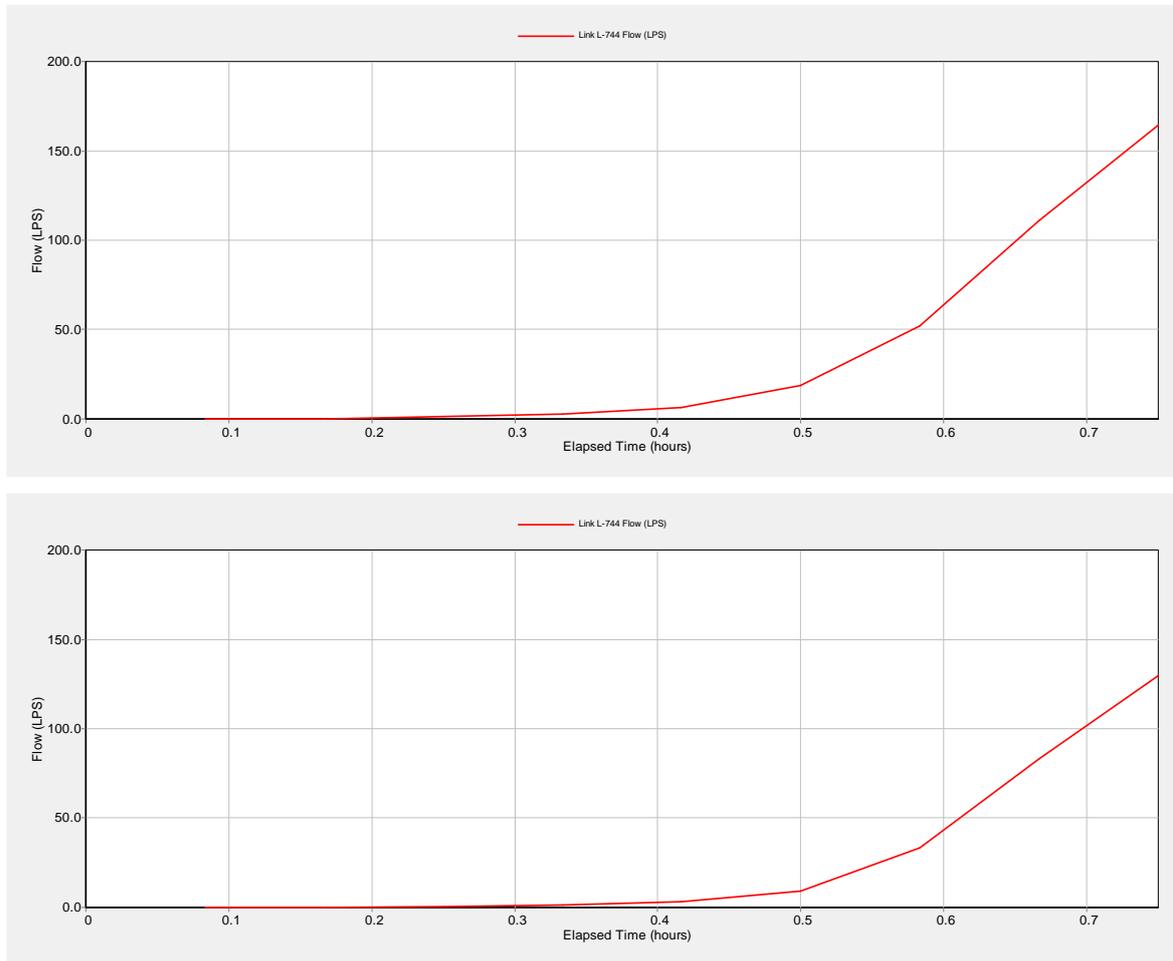
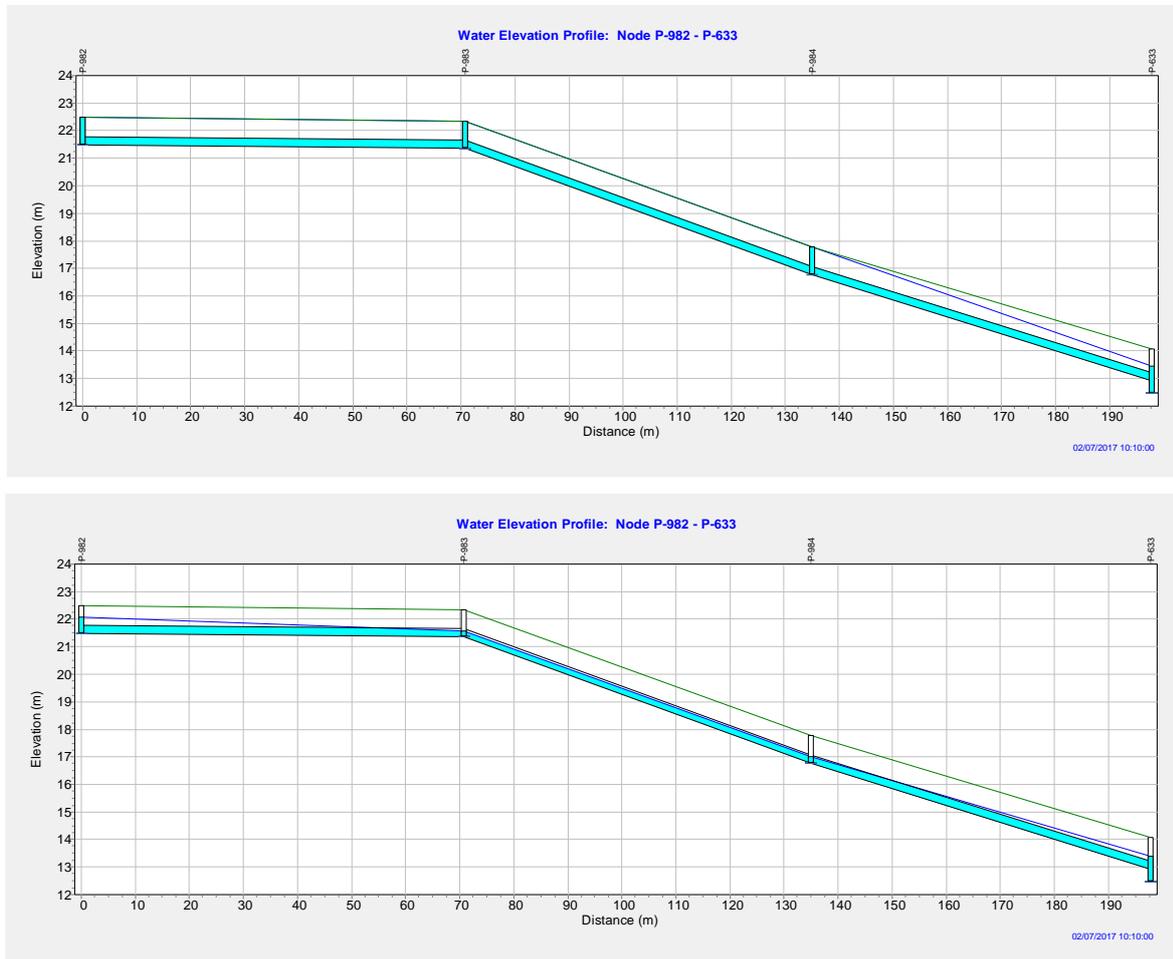


Figura 7.52. Llenado del colector L-744 en Av. Faro (T=10), sin y con cubiertas verdes



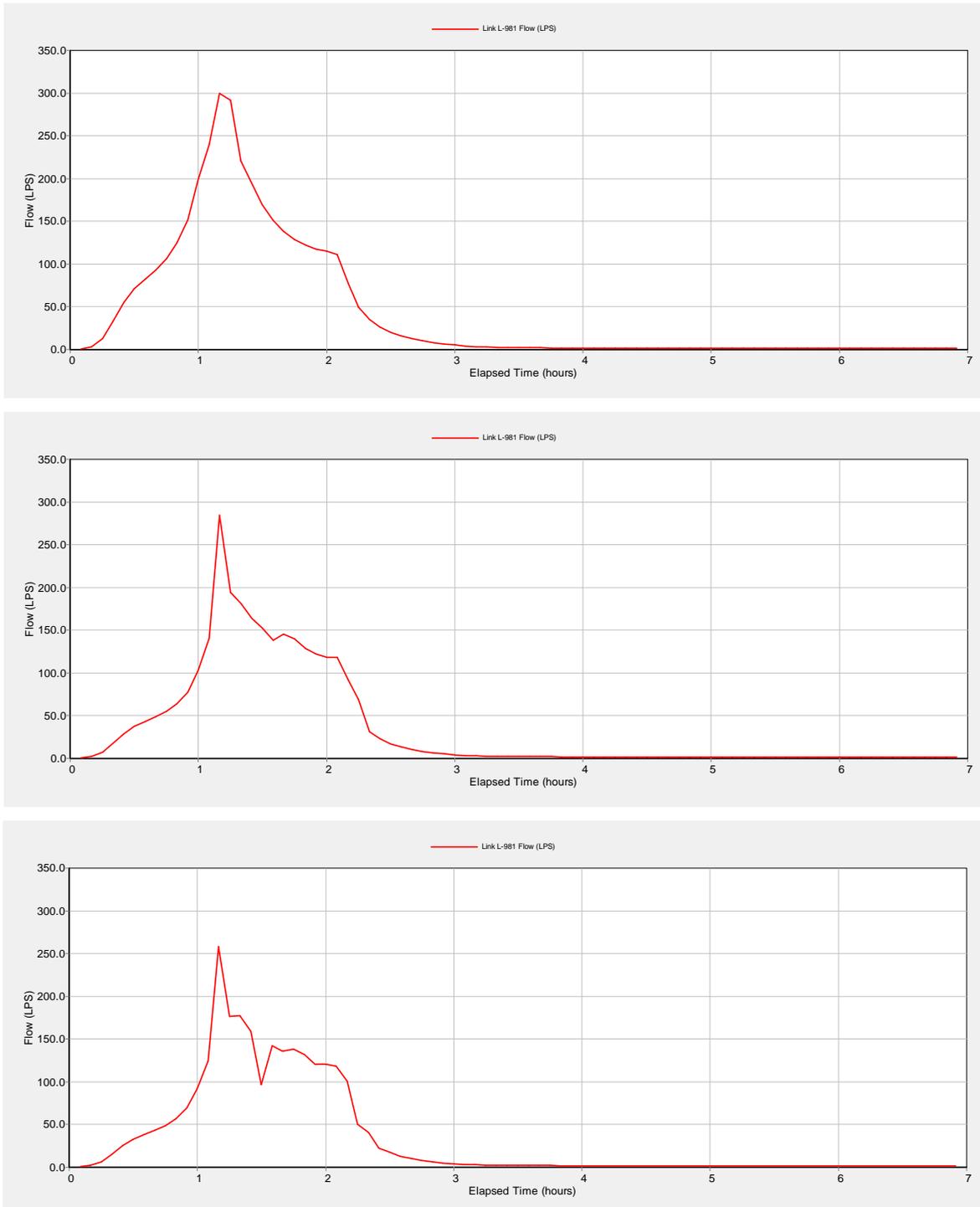
Un aumento de la superficie de cubiertas verdes tiene un efecto directo en la reducción del caudal que circula por los colectores aguas abajo de la subcuenca. Así, en el tramo que recibe la escorrentía de las subcuencas Sub-60 y Sub-84 (c/Joaquín Costa), se comprueba que, pese a entrar en carga en ambos casos en el instante de la simulación de máxima escorrentía, el paso de 1.000 m<sup>2</sup> a 7.000 m<sup>2</sup> de cubiertas verdes tiene un efecto apreciable en el calado máximo en los pozos (Figura 7.53).

Figura 7.53. Calado en el instante  $t=10:10$  h de simulación ( $T=2$ ). 1.000 m<sup>2</sup> de cubiertas verdes (superior) y 7.000 m<sup>2</sup> cubiertas verdes (inferior)



Siguiendo con el caso concreto del colector L-981, a partir de 6.000 m<sup>2</sup> de cubiertas verdes en las subcuencas Sub-60 y Sub-84, el caudal punta para la simulación  $T=2$  se reduce respecto a la situación sin cubiertas o con menor superficie de éstas. En la Figura 7.54 se observa que el caudal punta para la tormenta  $T=2$  años pasa de un valor inicial  $Q_p = 299,75$  l/s, en la situación actual, sin cubiertas verdes, a 284,19 l/s y 257,78 l/s en los escenarios de 6.000 m<sup>2</sup> y 7.000 m<sup>2</sup> de cubiertas verdes por cada subcuenca, respectivamente.

Figura 7.54. Caudal en el tubo L-981 durante la simulación (T=2). Sin cubiertas verdes (superior), con 6.000 m<sup>2</sup> de cubiertas (centro) y con 7.000 m<sup>2</sup> de cubiertas (inferior)



### 7.4.2.- Análisis extendido (1 año completo). Lluvia del año 2010 cada 10 minutos

En el análisis durante el año 2010 completo, la red de drenaje y saneamiento debe gestionar eventos de precipitación muy diferentes a los casos anteriores, ya que predominan las lluvias de larga duración (varias horas) y menor intensidad. Ante este escenario, es interesante analizar el volumen total de aguas pluviales que se puede detraer de la red unitaria, y el efecto que se produce en los consumos eléctricos por bombeo. En la Tabla 7.19 se observa que la desconexión del humedal de Las Llamas de la red, junto con la disposición de los pavimentos permeables y los cuencos de detención en la glorieta de la Av. Constitución y el parque de Mesones, dan lugar a ahorros de casi 14.000 kWh al año, como consecuencia del vertido directo al mar de casi 48.000 m<sup>3</sup> de aguas pluviales que no se mezclan con las aguas residuales.

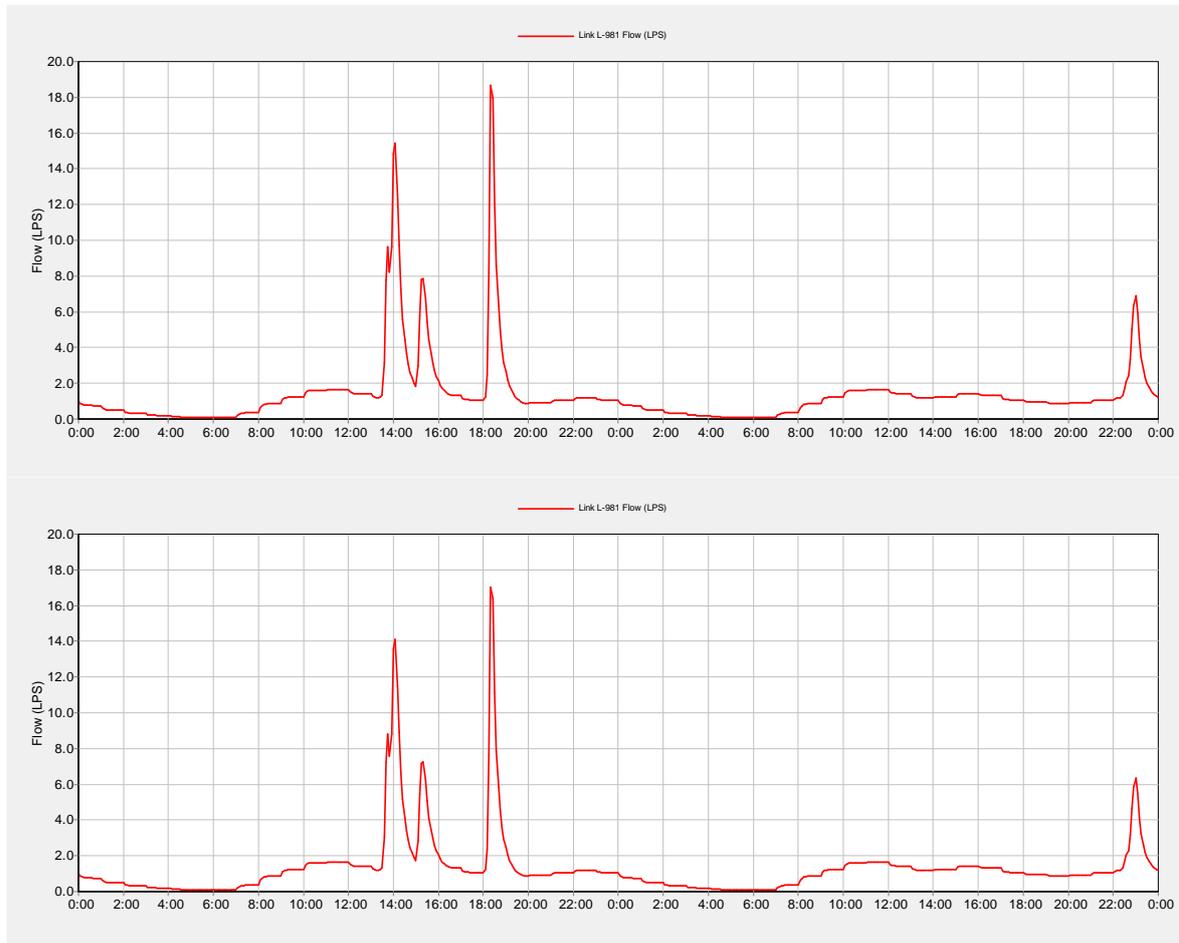
Tabla 7.19. Volumen desconectado de la red y consumo eléctrico en bombeos. Año 2010

Escenario	V (m <sup>3</sup> /año) desconectado	Consumo eléctrico (kWh)/año
Estado actual		1.847.429,50
Desconexión humedal	32.978,64	1.839.528,75
Todos (Desc.+Cuencos+Colegio)	47.970,48	1.833.445,75
Todos + Cubiertas verdes		1.833.117,17

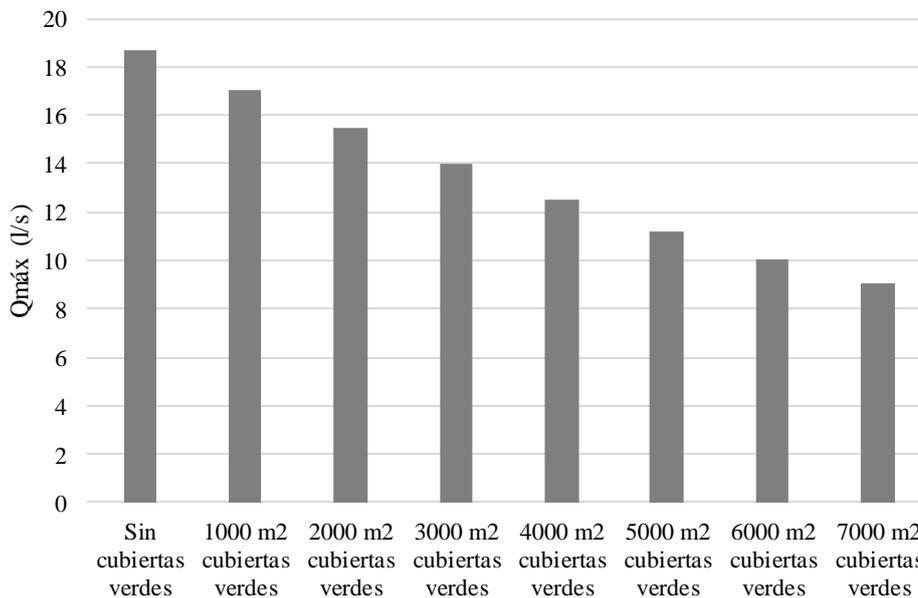
Por su parte, las cubiertas verdes no contribuyen a la desconexión de las aguas pluviales, ya que actúan en origen y la escorrentía de estos elementos, una vez se produce, es conducida hacia la red unitaria. Su efecto se hace notar en el consumo eléctrico en la red que, debido únicamente a estos elementos, se reduce en algo más de 300 kWh/año.

La capacidad de abstracción de las cubiertas verdes es más evidente en este análisis que en los de corta duración, en especial cuando existe un período seco previo de varios días. En las figuras que siguen se muestran gráficos del caudal el día 03/05/2010, coincidente con una lluvia precedida por varios días secos. Se comprueba que el caudal punta registrado fue un 8,5% menor en el escenario con cubiertas verdes que en la situación actual. Debe resaltarse que el escenario simulado contaba con 10 cubiertas verdes de 100 m<sup>2</sup> cada una, equivalente únicamente a un 3,3% del área drenada por el conducto L-981.

Figura 7.55. Caudal en el colector L-981 el 03/05/10, sin y con cubiertas verdes



Un aumento de la superficie de cubiertas verdes produciría mayores reducciones en los caudales máximos de la red aguas abajo, en los casos en que el caudal punta se produzca antes de que las cubiertas se saturen. En la Figura 7.56 se muestra el caudal punta registrado el mismo día 03/05/2010, a las 18:20, en el tubo L-981, ante supuestos de 10, 20, 30, 40, 50, 60 y 70 cubiertas verdes en cada subcuenca (Sub-60 y Sub-84), cada una de ellas de 100 m<sup>2</sup>.

Figura 7.56.  $Q_{\text{máx}}$  (l/s) en el colector L-981, el 03/05/10, ante distintos escenarios con cubiertas verdes

La relación entre superficie de cubiertas verdes y reducción del caudal punta es, en este caso, lineal (coeficiente de determinación  $R^2 > 0,99$ ). Esta relación es la esperada (Figura 7.57), debido a que la superficie correspondiente a cubierta verde deja de contribuir al caudal de escorrentía aguas abajo, al menos hasta que se produce la saturación de las cubiertas y éstas comienzan a verter el exceso de agua hacia la red. En un escenario hipotético con el 100% de la superficie de una subcuenca con cubiertas verdes, el caudal de escorrentía generado sería nulo, hasta el momento en que las cubiertas se saturasen.

Por otra parte, se observa que la reducción de caudal punta (l/s), en términos relativos, decrece con el aumento de superficie de cubierta verde (Figura 7.58). Así, con 1.000 m<sup>2</sup> de superficie de cubierta verde, el caudal punta en el colector considerado desciende en 0,164 l/s por cada 100 m<sup>2</sup> de cubierta verde. En el caso de disponer 7.000 m<sup>2</sup> de cubierta verde, la reducción del caudal máximo es de 0,138 l/s por cada 100 m<sup>2</sup> de cubierta verde. En este caso influye el caudal base que circula por el colector, dado que la red es unitaria y el caudal de tiempo seco es independiente del caudal de escorrentía. Por este motivo, es lógico esperar que un aumento de la superficie verde en la cuenca produzca cada vez menor reducción del caudal punta.

Figura 7.57. Caudal punta en L-981 (03/05/10) frente a superficie de cubiertas verdes

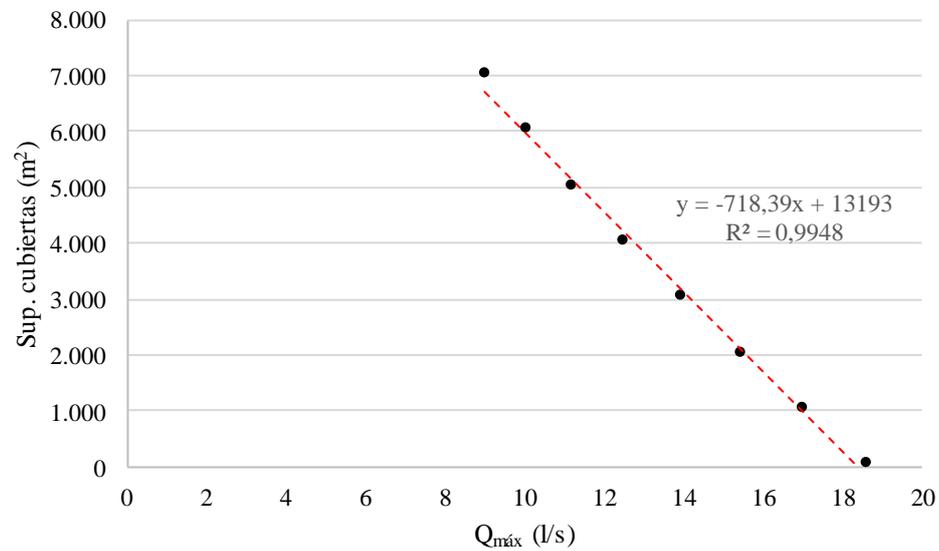


Figura 7.58. Reducción de caudal en L-981 por unidad de superficie de cubierta verde

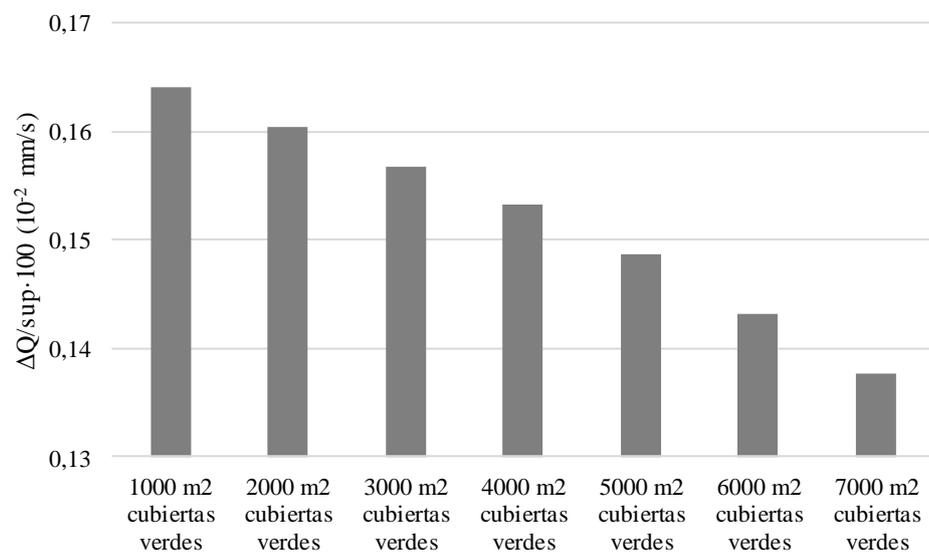
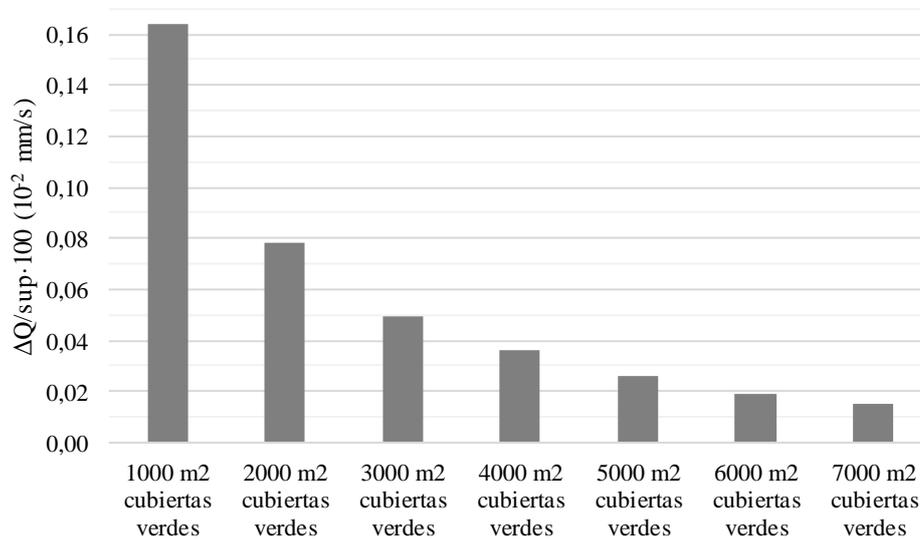


Figura 7.59. Reducción de caudal incremental en L-981 por unidad de superficie de cubierta verde



Si se analiza la reducción de caudal punta de forma incremental, es decir, la reducción que se produce por disponer una superficie de cubiertas verdes  $S'=S+\Delta S$ , frente a la situación de contar con una superficie  $S$ , se comprueba que el caudal se reduce con una tasa decreciente (Figura 7.59), a medida que aumenta la superficie verde. Este comportamiento también es el esperado; intuitivamente, es previsible que el paso de 1.000 a 2.000 m<sup>2</sup> de cubiertas verdes tenga un mayor impacto en el caudal del colector aguas abajo que pasar de 5.000 a 6.000 m<sup>2</sup>, por ejemplo.

---

## 7.5.- Bibliografía y fuentes

- Aemet (2017). Agencia Estatal de Meteorología. Datos climatológicos. Valores normales. Disponible en <http://www.aemet.es/es/serviciosclimaticos/datosclimatologicos/valoresclimatologicos>. Última consulta: febrero 2017.
- Ahuja, L. R. (1983). Modeling infiltration into crusted soils by the Green-Ampt approach. *Soil Science Society of America Journal*, 47(3), 412-418.
- Álvarez, C. (1996). *Aportaciones metodológicas al estudio de la contaminación litoral originada por vertidos y alivios procedentes de redes de saneamiento urbano*. Tesis doctoral. Dir.: Revilla, J.A., Nikolov, K. Departamento de Ciencias y Técnicas del Agua y del Medio Ambiente. Universidad de Cantabria.
- Barry, D. A., Parlange, J. -, Li, L., Jeng, D. -, & Crapper, M. (2005). Green-Ampt approximations. *Advances in Water Resources*, 28(10 SPEC. ISS.), 1003-1009.
- Beven, K. (2004). Robert E. Horton's perceptual model of infiltration processes. *Hydrological Processes*, 18(17), 3447-3460.
- Brutsaert, W. (2005). *Hydrology: an introduction*. Cambridge University Press. ISBN: 978-0-521-82479-8. Cambridge. 605 p.
- Bureau of Reclamation (1991). Inventory of hydrologic models. Technical Service Center-D8510. Bureau of Reclamation, Denver. Disponible en <http://gov/pmts/rivers/hmi>. Última consulta: junio 2016.
- Campos-Aranda, D. F. (2008). Calibration of the rational method eight rural watersheds under 1,650 km<sup>2</sup> of the hydrological region No. 10 (Sinaloa), México. [Calibración del método racional en ocho cuencas rurales menores de 1,650 km<sup>2</sup> de la región hidrológica No. 10 (Sinaloa), México] *Agrociencia*, 42(6), 615-627.
- Chen, L., & Young, M. H. (2006). Green-Ampt infiltration model for sloping surfaces. *Water Resources Research*, 42(7).
- Chow, V.T., Maidment, D.R., Mays, L. (1994). *Hidrología aplicada*. McGraw Hill Interamericana, S.A. ISBN: 958-600-171-7. Santafé de Bogotá, Colombia. 584 p.
- Cipolla, S. S., Maglionico, M., & Stojkov, I. (2016). A long-term hydrological modelling of an extensive green roof by means of SWMM. *Ecological Engineering*, 95, 876-887.
- Concha, R. (2007). Introducción a EPA SWMM 5.0. Capítulo en *Curso de análisis y rehabilitación de redes de alcantarillado mediante código SWMM 5.0*. Departamento de ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental. E.T.S. Ingenieros Universitat Politècnica de Catalunya.
- García, C. (2011). *Estudio de viabilidad de aplicación de sistemas de drenaje sostenible en la urbanización SUP-4 (Santander)*. Trabajo Fin de Máster. Dir.: Gil, J.L. Máster en Ingeniería Ambiental, Universidad de Cantabria.
- Gironás, J., Roesner, L., Davis, J. (2009). *Storm Water Management Model Applications Manual*. National Risk Management Research Laboratory. Office of Research and Development. United States Environmental Protection Agency. EPA/600/R-09/000. Cincinnati, OH. 180 p.
- Gobierno de España (2016). *Instrucción de carreteras 5.2-IC "Drenaje superficial"*. BOE núm. 60 de 10 de marzo de 2016. Ministerio de Fomento.
- Gómez, M. (2007). Cálculo hidráulico de la red de drenaje usando SWMM 5.0. Capítulo en *Curso de análisis y rehabilitación de redes de alcantarillado mediante código SWMM 5.0*. Departamento de ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental. E.T.S. Ingenieros Universitat Politècnica de Catalunya.
- Green, W. and Ampt, C. (1911). Studies on soil physics, I. Flow of air and water through soils. *Journal of Agricultural Science* 4, 1-24.
-

- Grimaldi, S., Petroselli, A., & Romano, N. (2013). Green-Ampt Curve-Number mixed procedure as an empirical tool for rainfall-runoff modelling in small and ungauged basins. *Hydrological Processes*, 27(8), 1253-1264.
- Guan, M., Sillanpää, N., & Koivusalo, H. (2015). Assessment of LID practices for restoring pre-development runoff regime in an urbanized catchment in Southern Finland. *Water Science and Technology*, 71(10), 1485-1491.
- Gutiérrez, J.M., Herrera, S., San-Martín, D., Sordo, C., Rodríguez, J.J., Frochoso, M., Ancell, R., Fernández, J., Cofiño, A.S., Pons, M.R., Rodríguez, M.A. (2010). Escenarios Regionales Probabilísticos de Cambio Climático en Cantabria: Termopluiometría. Consejería de Medio Ambiente. Gobierno de Cantabria.
- Horton R. (1938). The interpretation and application of runoff plot experiments with reference to soil erosion problems. *Soil Science Society of America Proceedings* 3: 340-349.
- IPCC (2014). Climate Change 2014: Synthesis Report. Contribution of Working Groups I, II and III to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change [Core Writing Team, R.K. Pachauri and L.A. Meyer (eds.)]. IPCC, Geneva, Switzerland, 151 pp.
- IPCC (2012). Managing the Risks of Extreme Events and Disasters to Advance Climate Change Adaptation. A Special Report of Working Groups I and II of the Intergovernmental Panel on Climate Change [Field, C.B., V. Barros, T.F. Stocker, D. Qin, D.J. Dokken, K.L. Ebi, M.D. Mastrandea, K.J. Mach, G.-K. Plattner, S.K. Allen, M. Tignor, P.M. Midgley (eds.)]. Cambridge University Press, Cambridge.
- Krebs, G., Kuoppamäki, K., Kokkonen, T., & Koivusalo, H. (2016). Simulation of green roof test bed runoff. *Hydrological Processes*, 30(2), 250-262.
- Labrousse, C. (1973). Estadística. Ejercicios resueltos. Tomo 1. 2ª ed. Dunod, París. Ed. Española: Paraninfo (Madrid). ISBN: 84-283-0506-4. Madrid. 387 p.
- Li, J., Li, Y., & Li, Y. (2016). SWMM-based evaluation of the effect of rain gardens on urbanized areas. *Environmental Earth Sciences*, 75(1), 1-14.
- Ma, Y., Feng, S., Su, D., Gao, G., & Huo, Z. (2010). Modeling water infiltration in a large layered soil column with a modified Green-Ampt model and HYDRUS-1D. *Computers and Electronics in Agriculture*, 71(SUPPL. 1).
- Metcalf & Eddy (1995). Ingeniería de aguas residuales. Tratamiento, vertido y reutilización. Tercera edición. McGraw-Hill, Inc. ISBN: 0-07-041690-7. Traducido de la tercera edición en inglés de WASTEWATER ENGINEERING. Treatment, Disposal Reuse. Traducido por Trillo, J. D. ISBN: 84-481-1607-0. Madrid. 1485 p.
- Mishra, S. K., Tyagi, J. V., & Singh, V. P. (2003). Comparison of infiltration models. *Hydrological Processes*, 17(13), 2629-2652.
- Ogden, F. L., & Saghafian, B. (1997). Green and ampt infiltration with redistribution. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 123(5), 386-393.
- Ponce, V. M., & Hawkins, R. H. (1996). Runoff curve number: Has it reached maturity? *Journal of Hydrologic Engineering*, 1(1), 11-18.
- Risse, L. M., Nearing, M. A., & Savabi, M. R. (1994). Determining the Green-Ampt effect hydraulic conductivity from rainfall-runoff data for the WEPP model. *Transactions - American Society of Agricultural Engineers*, 37(2), 411-418.
- Rosa, D. J., Clausen, J. C., & Dietz, M. E. (2015). Calibration and Verification of SWMM for Low Impact Development. *Journal of the American Water Resources Association*, 51(3), 746-757.
- Rossman, L.A. (2015). *Storm Water Management Model User's Manual. Version 5.1*. EPA-600/R-14/413b. National Risk Management. Laboratory Office of Research and Development. Environmental Protection Agency, Cincinnati, OH.

Salas, de, L. y Carrero, L. (2008). Estimación de la intensidad máxima anual para una duración y período de retorno determinados en la España peninsular mediante la aplicación informática MAXIN. E.U.I.T. Forestal. U. D. Hidráulica e Hidrología. Universidad Politécnica de Madrid.

Sánchez, H., Casquero, A., Cubillo, F. (2013). *Nuevo criterio para el cálculo del caudal de agua residual urbana*. Cuadernos de I+D+i. Canal de Isabel II Gestión, S.A. ISSN de la edición en soporte electrónico: 2340-1818. Disponible en [www.canalgestion.es/es/galeria\\_ficheros/comunicacion/documentacion/publicaciones/Cuaderno19\\_IxDxi.pdf](http://www.canalgestion.es/es/galeria_ficheros/comunicacion/documentacion/publicaciones/Cuaderno19_IxDxi.pdf). Página consultada en mayo de 2016.

SCS (1985). National Engineering Handbook. Soil Conservation Service, USDA, Washington D.C.

Singh, V. P., Frevert, D. K., Rieker, J. D., Levenson, V., Meyer, S., & Meyer, S. (2006). Hydrologic modeling inventory: Cooperative research effort. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 132(2), 98-103.

Temprano, J., Arango, Ó, Cagiao, J., Suárez, J., & Tejero, I. (2006). Stormwater quality calibration by SWMM: A case study in Northern Spain. *Water SA*, 32(1), 55-63.

Versini, P.-A.; Petrucci, G.; De Gouvello, B. Green-roof as a solution to solve stormwater management issues? Assessment on a long time period at the parcel scale. *IAHS-AISH Publ.*, 364, 538-543

Zhang, S., & Guo, Y. (2015). SWMM simulation of the Storm Water volume control performance of permeable pavement systems. *Journal of Hydrologic Engineering*, 20(8).



# Capítulo 8

## Conclusiones



## 8.1.- Conclusión general

A la conclusión de esta tesis se considera cumplido el objetivo principal de la misma, que era aportar una metodología para la adaptación de las redes de agua urbana a los efectos derivados del cambio climático.

A partir de la elaboración de modelos de las redes de abastecimiento y drenaje, se han estudiado medidas encaminadas a reducir el consumo de energía en la infraestructura de abastecimiento de agua potable, así como en la de saneamiento y drenaje urbano. Ante las evidencias de un clima cambiante, se han propuesto medidas para adaptar las redes de drenaje a los patrones de lluvia esperados en el futuro, con aplicación al caso de una de las cuencas de drenaje de la ciudad de Santander.

Se ha comprobado que, aplicando técnicas de drenaje urbano sostenible, es posible reducir las consecuencias que tiene una mayor torrencialidad en el régimen de precipitaciones. Una mayor torrencialidad se traduce en que la capacidad de las conducciones se ve comprometida con mayor frecuencia de lo esperado, según los registros históricos. En esta situación, es previsible que el nivel de servicio de las mismas sea, en el futuro, peor que el considerado en el momento de su diseño. En redes unitarias, además, este fenómeno conducirá a alivios con mayor frecuencia que en la actualidad, lo que puede comprometer la calidad de las aguas en el medio receptor.

## 8.2.- Conclusiones particulares

Como conclusiones particulares de esta tesis, se destacan las siguientes:

- Si bien hay un consenso generalizado respecto a la tendencia climática futura en lo referente a temperaturas y precipitación media estacional o anual, existe una gran incertidumbre respecto a los patrones de lluvias producidas por fenómenos convectivos, por la propia naturaleza de estos últimos.
- Es posible paliar los efectos previstos por el cambio climático en dos vertientes:

- Reducción de los consumos eléctricos<sup>1</sup> del sistema lo que, indirectamente, contribuye a reducir las emisiones de gases de efecto invernadero causantes del cambio climático.
  - Reducción de los caudales punta en las redes de drenaje, mediante la desconexión de las aguas pluviales y su gestión de forma independiente de las aguas residuales.
- En los análisis hidráulicos de corta duración, las técnicas de drenaje urbano sostenible más efectivas son aquellas que retienen un volumen importante de la escorrentía. En los análisis en períodos extendido (varios meses o años), en los que predominan las precipitaciones de menor intensidad, cobran más importancia otros fenómenos como la evapotranspiración o la abstracción por almacenamiento en superficie. Esto se debe a la alternancia de días secos con otros con precipitaciones débiles o moderadas.
- En las redes unitarias con alivijs de tormenta, una reducción de los caudales punta en los colectores puede conducir a una reducción del consumo eléctrico menor de la esperada, dado que parte de las aguas que no son aliviadas continúan en la red y pasan por los sucesivos bombeos, según sea el caso.
- En relación con lo anterior, el análisis hidráulico de técnicas de drenaje urbano sostenible en redes de drenaje y saneamiento complejas, como es el caso de la cuenca de Las Llamas en Santander, revela resultados muy diferentes a los producidos en redes más sencillas, en las que no aparecen elementos intermedios como aliviaderos, bombeos o tramos de red mallada.
- El uso de herramientas de cálculo de redes de abastecimiento de gran tamaño permite mejorar la gestión de los servicios de aguas, al identificar las zonas con mayor o menor presión, tramos con velocidad de paso reducida, etc. Además, como se ha expuesto en esta tesis, estos modelos también son útiles para lograr una optimización energética del servicio y, por consiguiente, contribuir a la reducción de

---

<sup>1</sup> Octava medida del 2º borrador de la Estrategia de Acción frente al Cambio Climático de Cantabria 2017-2030

---

la emisión de gases de efecto invernadero a la atmósfera, que son los principales responsables del cambio climático.

- Los modelos matemáticos para el cálculo de redes de drenaje y saneamiento son una herramienta indispensable para el análisis y el estudio de mejoras en ellas. Las capacidades de cálculo actuales, además, permiten manejar modelos de cientos de kilómetros de longitud y plantear un número ilimitado de escenarios. Esto ayuda a evaluar actuaciones de forma previa a la intervención física sobre la red, y permite llegar a las mejores soluciones.
- La aplicación de técnicas de drenaje urbano sostenible de forma aislada como, por ejemplo, cubiertas verdes en un área concreta, tienen una incidencia apreciable sobre el caudal que se genera en la subcuenca en la que se encuentran, pero su influencia se diluye a escala de cuenca urbana completa. Se necesitan numerosas intervenciones para que, actuando de forma conjunta, tengan un efecto apreciable.

### **8.3.- Recomendaciones para futuras investigaciones**

Los análisis teóricos llevados a cabo a lo largo de esta tesis deberán ponerse en práctica para validar los resultados obtenidos. Para ello, se propone el desarrollo de los proyectos correspondientes analizados en el Capítulo 7, siendo conscientes de que el contexto económico actual no es favorable. No obstante, en dicho capítulo se han estructurado las actuaciones planteadas; de ellas, se considera prioritaria la desconexión de las aguas excedentes del humedal de Las Llamas, por su importancia en cuanto a volumen de aguas pluviales y su papel clave para el desarrollo de algunas de las otras. Una vez acometida esta acción, otras medidas como la construcción de cuencos de detención o pavimentos permeables entre Las Llamas y el aliviadero de El Chiqui podrán incorporarse de forma sucesiva. La construcción de cubiertas verdes puede realizarse de forma independiente a lo anterior, ya que se trata de medidas en origen cuyo objetivo es reducir el volumen y el caudal punta producido por la subcuenca sobre la que se emplazan, pero no tienen por qué ir necesariamente acompañadas de otras acciones.



# ANEXO 1

*Artículo Aportaciones a la mejora en la gestión del agua en Santander (España). Artículo en revisión (enviado a Tecnología y Ciencias del Agua)*



# APORTACIONES A LA MEJORA EN LA GESTIÓN DEL AGUA EN SANTANDER (ESPAÑA)

Contributions to better water management in Santander (Spain)

Carlos García\*, Benito Germán Navarro Carrión<sup>1</sup>, Adamina Sebastía, Lorena Castillo  
*Fundación Leonardo Torres Quevedo, Universidad de Cantabria, España.*

<sup>1</sup> Jefe Departamento Técnico Zona I FCC aqualia

\*Autor de correspondencia

## Resumen

Los modelos matemáticos de redes de abastecimiento son una herramienta indispensable para la gestión del servicio de aguas en las medianas y grandes ciudades. Se creó un modelo en código EPANET para la red de abastecimiento de Santander (España), con el objetivo de identificar oportunidades de mejora energética, entendida como una reducción del consumo energético de la red sin menoscabar la calidad del servicio. El modelo de red fue calibrado en presiones mediante mediciones en campo en 50 puntos estratégicos, modificando rugosidades y reduciendo diámetros en las tuberías más antiguas, debido a la pérdida de sección por los procesos de corrosión y precipitación, hasta obtener una correlación satisfactoria. Con el modelo ya calibrado, se propuso un escenario de optimización energética y se evaluó el impacto que esta solución tendría en cuanto a volumen de agua que dejaría de bombearse. El modelo de red EPANET de Santander será una herramienta útil en el futuro, al poder simular escenarios de crecimiento de la ciudad, respuesta de la red ante incendios o para plantear propuestas de nueva sectorización.

**Palabras clave:** abastecimiento, optimización energética, modelo de red, calibración, curva de consumo horario, válvula inteligente.

## Abstract

*Water Distribution Network models are a key tool to medium and large cities water services management. A new EPANET model was created for the drinking water network in Santander (Spain), with the aim to identify opportunities to improve energy consumption, with no harm to the level of service of pressure given to the customers. The model was calibrated by metering pressure values in 50 strategic points alongside the city, modifying roughness in pipes and varying pipe diameters in some cases, due to corrosion and deposition processes in the oldest pipes, which are more than a century old. Once a satisfactory calibration was finished, an energy optimization scenario was simulated, evaluating the impact of this solution in the total water volume that need to be pumped. The EPANET model of the Water Distribution Network of Santander will be*

*a useful tool, as it allows the simulation of future scenarios, such as increase of city population, fire fighting or the network division in new sectors.*

**Key words:** *drinking water, energy optimization, network model, calibration, hourly consumption curve, smart valve.*

## **Introducción**

Las redes de abastecimiento se encuentran entre las infraestructuras básicas esenciales para el desarrollo de las actividades humanas (Lee, Yoo, Sadollah, Kim, 2016). En la mayoría de las ciudades de España, gran parte de estas redes tienen más de cien años de antigüedad, en sus tramos más antiguos. En el caso de Santander, el proyecto de abastecimiento (Mayo 1875) data de finales del S. XIX. Los diferentes métodos constructivos de antaño, con materiales hoy en día obsoletos, y las grandes diferencias entre las ciudades del S. XIX y las actuales, además del propio deterioro por el paso del tiempo, hacen difícil tener un conocimiento preciso de las redes que operan hoy en día, algo que es indispensable para poder prever escenarios futuros ante cambios en la configuración de la red. Esto es relativamente sencillo de resolver para redes pequeñas, pero resulta un problema de extrema dificultad cuando las redes tienen decenas de miles de nudos y un número similar de tramos de tubería.

El cálculo por computadora de los flujos y presiones en las redes complejas ha sido un reto de interés para los profesionales de los servicios de aguas (Venkata Ramana, Sudheer, & Rajasekhar, 2015). Este problema puede ser abordado desde diferentes frentes: diseño, operación, rehabilitación y mantenimiento (Martínez-Bahena et al., 2015). En el marco de las actuaciones que está llevando a cabo el Excmo. Ayuntamiento de Santander, en su objetivo de convertir a Santander en una Smart City (Cheng, Longo, Cirillo, Bauer, & Kovacs, 2015; Sanchez et al., 2014), la mejora en la gestión del agua en general, y de la eficiencia energética del servicio en particular, sirvieron de impulso para la realización de este trabajo.

### Descripción de la red en el área de estudio

Santander es la ciudad más importante y la capital de la Comunidad Autónoma de Cantabria (España). Se trata de una ciudad de tamaño mediano, con una población censada de 173 957

habitantes (INE 2015). Se abastece de ríos y pozos cercanos, cuyas aguas son tratadas en la estación de tratamiento de agua potable (ETAP) de El Tojo y, de ésta, se conducen a los 8 depósitos de distribución de la ciudad (Peñacastillo, Pronillo, MacMahon, Avellano, Atalaya, Arna Alto, Arna Bajo, Cueto), cuyas características principales se muestran en el Cuadro 1. A todos ellos les llega el agua por gravedad desde las conducciones generales (4 arterias de Ø900, Ø600, Ø500 y Ø350 mm), con excepción de Peñacastillo y Cueto, a los que es necesario apoyar con sendas estaciones de bombeo. La singular topografía de la ciudad, con una parte alta (c/General Dávila) y grandes pendientes a ambos lados, con desniveles de hasta 60 m, ha dado lugar a problemas históricos de bajas presiones en algunas zonas y sobrepresiones en otras.

#### Operación actual del servicio

En la actualidad, la red de la ciudad se divide en 36 sectores independientes, con una única entrada para cada uno de ellos. La mayor parte se abastecen por gravedad de los depósitos mencionados anteriormente, con la salvedad de dos sectores, denominados PPGD-I y PPGD-II, a los que se ha presurizado mediante dos actuaciones, denominadas Plan de Presiones de General Dávila (PPGD) I y II. Estos sectores se localizan entre los depósitos de Pronillo y Avellano, con sendos equipos de bombeo en las conexiones con los mismos, lo que dota de la presión suficiente a las viviendas incluidas en ellos.

#### **Objetivos**

El objetivo inicial fue disponer de un modelo matemático de la red municipal de Santander, ya que no se disponía del mismo, para lo que se optó por un modelo de simulación en código abierto utilizando el software de libre acceso Epanet (descarga gratuita disponible en <https://www.epa.gov/water-research/epanet#downloads>). Epanet (Rossman, 2000) ha sido ampliamente utilizado y validado a nivel internacional (Abdy Sayyed, Gupta, & Tanyimboh, 2014; Cobacho, Arregui, Soriano, & Cabrera, 2015), (Farina, Creaco, & Franchini, 2014; Jia, Wei, & Xin, 2008). Por otra parte, hay que tener en cuenta que es un software concebido para el análisis hidráulico y de evolución de la calidad del agua en redes

a presión, pero con escasa capacidad para evaluar el impacto energético de una red de forma directa (Gómez, Cabrera, Soriano, & Balaguer, 2016).

Una vez se dispusiera del modelo, éste se utilizaría para identificar oportunidades para mejorar la gestión del servicio y, posteriormente, plantear y simular los escenarios de mejora. Un ejemplo sería un escenario con un consumo energético menor sin alterar las prestaciones del servicio (entendiendo como tal la presión final suministrada a los usuarios). La propuesta de una nueva sectorización de la red, basada en criterios de optimización energética (Nicolás, Laguna-Peñuelas, Vidueira, 2014), también se planteó como objetivo a medio plazo.

## **Metodología**

### Descripción del modelo hidráulico de red

Se representaron los elementos característicos de la red en Epanet, incluyendo 32 603 nudos de caudal, 33 312 líneas, 29 válvulas, 12 depósitos y 5 bombas (Figura 1). Posteriormente, se añadieron los consumos diarios a los nudos correspondientes, con datos facilitados por el concesionario del servicio, y se creó una curva de consumo horario (Figura2) obtenido con datos reales de un barrio de la ciudad que ya dispone de contadores inteligentes, con lectura en continuo. Para nuestro caso, al disponer de estos datos de campo, se resolvió la incertidumbre existente entre los enfoques determinísticos y estocásticos a la hora de modelar las redes de distribución de agua potable (Arreguín, Alcocer-Yamanaka, & Hernández-Padrón, 2010; Tzatchkov & Alcocer-Yamanaka, 2016). Se hace notar que la hora punta de consumo es 1,86 veces el valor medio horario, una cifra sensiblemente mayor a la recomendada por la bibliografía española (Liria, 1995). Esto se debe a que la curva se ha elaborado a partir de una población de unos 2.500 habitantes, lo que tiende a exagerar los coeficientes de variación horaria. Conociendo esto, se decidió no modificar esta curva, con objeto de quedar del lado de la seguridad en las horas de mayor consumo del día.

Para la simulación de las pérdidas de energía en la red, Epanet ofrece tres alternativas, representadas por tres fórmulas clásicas en la hidráulica de tuberías: Hazen-Williams (H-W), Darcy-Weisbach (D-W) y Colebrook-White (C-W). Se seleccionó la ecuación de D-W, por ser la más utilizada entre la

comunidad científica, y recomendada por algunas administraciones para el cálculo de redes de distribución (CONAGUA 2015).

### Tiempo de análisis

La mayoría de las redes de distribución de agua operan en un ciclo de 24 h, en el cual los depósitos se llenan por la noche, cuando la tarifa eléctrica es más baja, y se vacían durante el día (Martínez, Hernández, Alonso, Rao, & Alvisi, 2007). Santander no es una excepción, por lo que la simulación hidráulica se realizó durante 24 h y 48 h, para representar adecuadamente los procesos de llenado y vaciado de los depósitos urbanos, que inicialmente se consideraron parcialmente llenos. En condiciones normales, la realidad es que estos depósitos se recargan principalmente por la noche, de forma que al comienzo de la mañana están a la máxima capacidad. El intervalo de cálculo seleccionado fue de 1 h, coincidente con el intervalo del patrón horario y suficiente para cumplir con los objetivos planteados.

### Válvulas inteligentes

En la red de abastecimiento de Santander existen cuatro válvulas reductoras de la presión de tipo Pegasus®, y que permiten ser programadas para que la presión de tarado varíe a lo largo del día, dependiendo del caudal de paso. De esta forma, es posible programarlas para que, durante las horas de más consumo, la presión máxima permitida sea mayor, ya que la demanda es máxima y se requieren mayores presiones. De la misma forma, durante la noche, la presión de tarado de la válvula se reduce, coincidiendo con los momentos de menor demanda, y reduciendo así las probabilidades de fugas y de roturas de tuberías por sobrepresiones. En el Cuadro 2 se resumen las reglas de funcionamiento de las cuatro válvulas inteligentes introducidas en el modelo. Nótese que, en el caso de la válvula en c/Atilano Rodríguez, los momentos en que la válvula estaba completamente abierta se simularon con una presión máxima de 100 m.c.a., con el objetivo de que no entrara en funcionamiento y no afectara al sistema.

### Calibración del modelo

La calibración es el proceso por el cual se comparan los datos simulados con los datos medidos, para una misma magnitud, y será mejor cuanto mayor sea la coincidencia entre ambos valores (Alves, Muranho, Albuquerque, & Ferreira, 2014). El objetivo de la calibración es minimizar las discrepancias entre los valores estimados y los medidos en campo (Shen & McBean, 2012), y todos los modelos de redes de abastecimiento de agua requieren de calibración para ser válidos (Koppel & Vassiljev, 2009).

Se realizó una calibración en presiones del modelo, mediante mediciones en campo en cincuenta (50) puntos de la red (finalmente, sólo 49 fueron utilizados, pues se descartó uno de los puntos por errores en la medición). Para ello se utilizó un datalogger modelo LO-LOG Flash, equipado con software Radwin. Inicialmente, las medidas se llevaron a cabo sobre 24 bocas de riego seleccionadas entre los días 28 de enero y 10 de febrero de 2016, con toma de datos cada cinco (5) minutos. Posteriormente, se realizaron otras campañas complementarias, hasta llegar a los 49 puntos de calibración finales. Para cada punto, en gabinete, se utilizaron como presiones para la calibración los promedios medidos en las horas del día 5:00, 11:00 y 22:00. De esta forma se representaron los tres momentos clave del ciclo de consumo diario (bajo consumo nocturno y horas de gran consumo por la mañana y por la noche). En algunos puntos se calibró con la presión a las 17:00 h en vez de las 11:00 h, por no tener medidas registradas a esta última hora (Figura 4).

Un hecho conocido, pero no cuantificado, era el mal estado de conservación de algunos tramos de tubería (los más antiguos), con pérdida de sección por incrustaciones y corrosión del material (hierro fundido) por el contacto con el agua. La corrosión e incrustaciones hacen muy difícil la determinación del diámetro real de las tuberías (Koppel & Vassiljev, 2009). Durante el proceso de calibración de presiones del modelo se representó este fenómeno mediante el aumento de la rugosidad de la tubería, primero, y reduciendo el diámetro, después. Esta última corrección se realizó en las tres arterias que llegan al depósito principal de la ciudad (Pronillo), cuyos diámetros nominales (mm) eran Ø600, Ø500 y Ø350, y que acabaron reduciéndose a Ø407, Ø297 y Ø208, respectivamente. Adicionalmente, dada la dificultad para ajustar las presiones sólo reduciendo los diámetros, fue necesario introducir válvulas

reductoras de presión de forma ficticia en estos mismos tramos, siempre antes de la distribución a los sectores en que se divide la ciudad. Esto da una idea del problema real en algunos tramos, los más antiguos, en los que la sección actual es mucho menor de la original, y de la conveniencia de sustituir las conducciones por otras nuevas.

Finalmente, la calibración se realizó de forma iterativa, hasta alcanzar un coeficiente de correlación  $C=0.994$  (Cuadro 3), obtenido mediante la expresión:

$$C(o, e) = \frac{\sum(o - \bar{o}) \cdot (e - \bar{e})}{\sqrt{\sum(o - \bar{o})^2 \cdot \sum(e - \bar{e})^2}}$$

Donde:  $C$  = coeficiente de correlación;  $o$  = valor observado;  $\bar{o}$  = promedio de los valores observados;  $e$  = valor estimado;  $\bar{e}$  = promedio de los valores estimados.

### **Optimización energética de la red**

Una vez calibrado el modelo, se abordó la optimización energética de la red, dado que hay zonas bien identificadas que son abastecidas por un depósito al que se bombea el agua desde las conducciones generales y en las que, para evitar roturas por sobrepresiones, se han dispuesto válvulas reductoras de presión (Figura 5). Se identificó, de esta forma, un área en el barrio 1º de Mayo, que recibe agua del depósito de Peñacastillo. Este depósito se llena mediante bombas de impulsión, con una altura de bombeo de 18 m. La conducción  $\varnothing 200$  mm que sirve de entrada al sector está afectada por la válvula inteligente denominada "V.R.JoseOrtegayGasset", cuya consigna de funcionamiento se muestra en el Cuadro 2.

Partiendo del modelo de red calibrado, se simuló un escenario con las maniobras mostradas en la Figura 6, con un tiempo de simulación de ocho días (192 h), para incluir varios ciclos de llenado y vaciado del depósito (esto es, varios arranques y paradas de las bombas). Posteriormente, se compararon los volúmenes de agua que provenían del depósito de Peñacastillo en la situación actual y en la futura, obteniendo una diferencia de  $549.37 \text{ m}^3/\text{d}$  (Figura 7). En un cálculo acumulado a lo largo del año, la medida propuesta podría ahorrar el bombeo de  $200\,000 \text{ m}^3$  sin comprometer las condiciones del servicio respecto a la presión suministrada.

## **Conclusiones y futuras acciones**

En este artículo se ha mostrado cómo la elaboración de un modelo matemático de una red de abastecimiento de una ciudad mediana es una herramienta útil para la mejora en la gestión del servicio. A partir de él, los siguientes pasos a dar serán la propuesta de mejoras en la sectorización actual, encaminada a la identificación y reducción de fugas, así como el planteamiento de escenarios de incendios para simular la respuesta de la red frente a demandas puntuales muy altas en los hidrantes. El modelo creado puede utilizarse, también, para elaborar escenarios de crecimiento futuro de la ciudad y así prever nuevas demandas, proponiendo obras de mejora en los casos necesarios.

## **Agradecimientos**

Este trabajo ha sido financiado por FCC aqualia, como parte del convenio Smartwater en el que participan el Excmo. Ayuntamiento de Santander, la Fundación Leonardo Torres Quevedo de la Universidad de Cantabria y FCC aqualia.

Cuadro 1. Características de los depósitos de la ciudad de Santander.

<b>Nombre depósito</b>	<b>Cota solera (m)</b>	<b>Capacidad (m³)</b>	<b>Área en planta (m²)</b>	<b>Altura máxima (m)</b>
Pronillo	54.77	16 800	4 000	4.2
MacMahón	61.00	2 000	500	4.0
Atalaya	74.00	2 000	500	4.0
Avellano	71.93	16 000	4 000	4.0
Arna Alto	71.90	1 452	363	4.0
Arna Bajo	70.20	1 256	314	4.0
Cueto	92.92	150	44	3.4
Peñacastillo	84.65	9 000	1 333	6.8

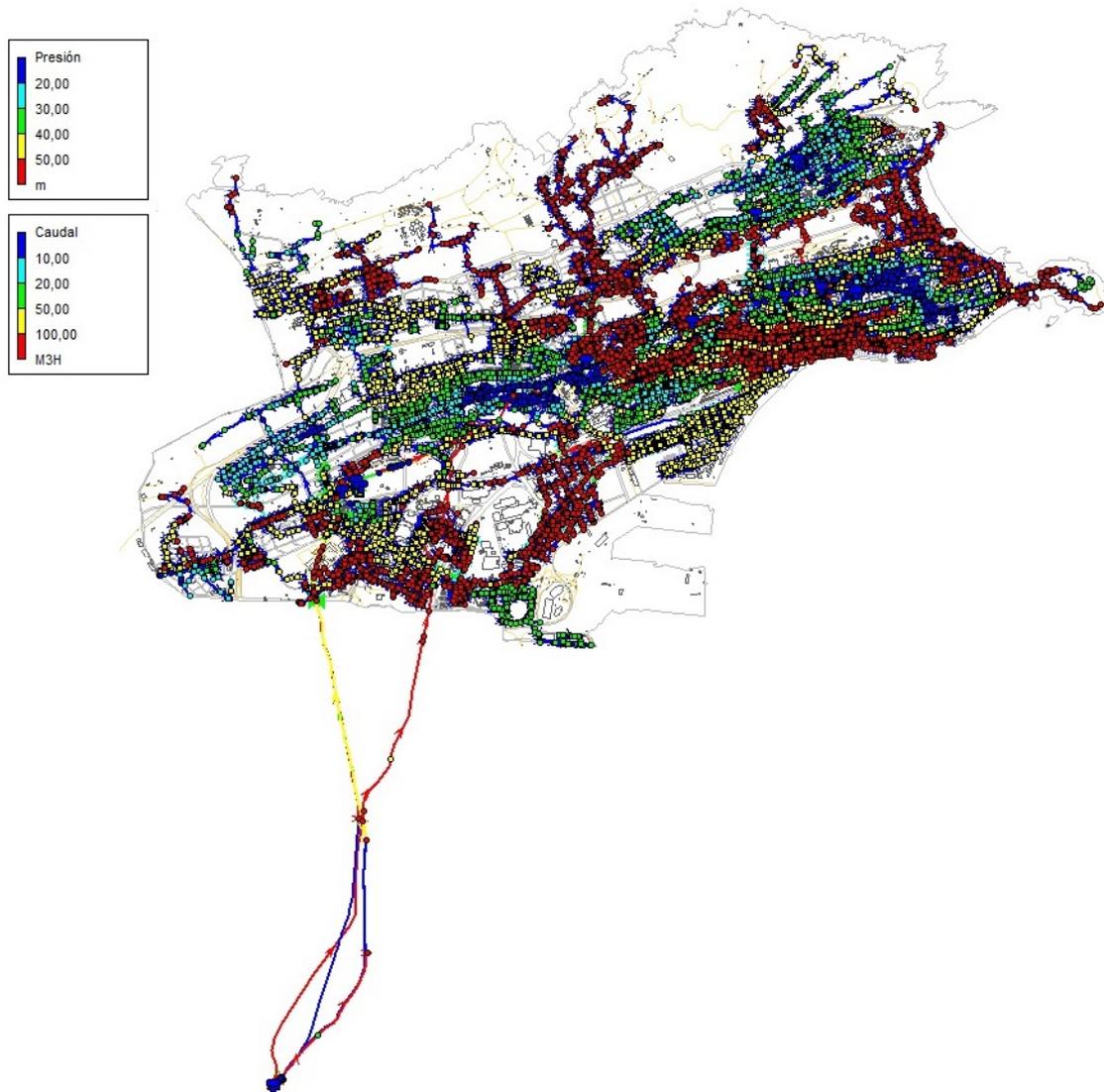


Figura 1. Esquema del modelo de red de abastecimiento EPANET de Santander.

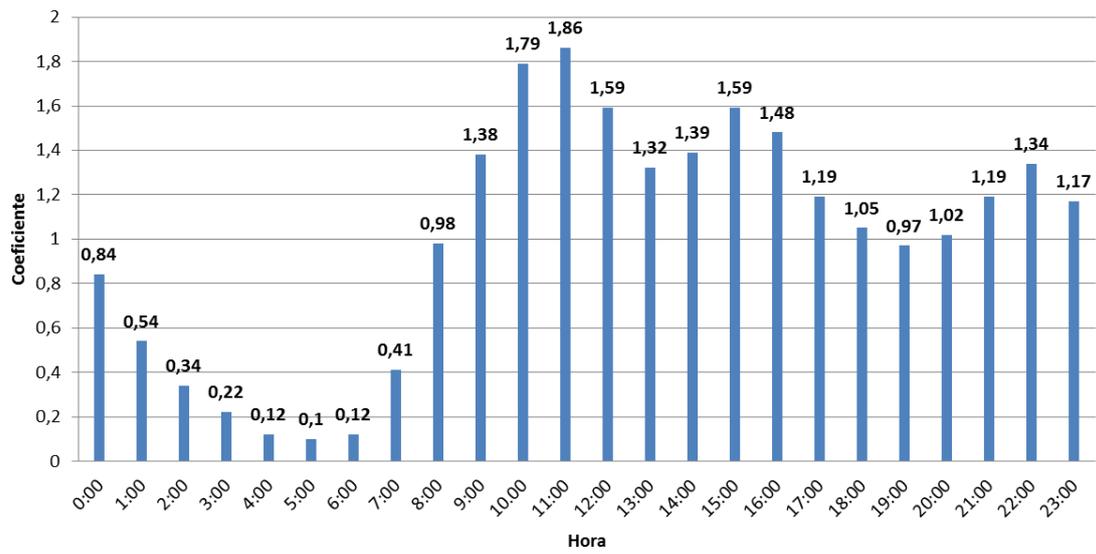


Figura 2. Curva de consumo horario para modulaci3n de la demanda de agua potable.

Cuadro 2. Leyes de control de las válvulas inteligentes del modelo.

Válvula reductora en c/Nueva Montaña		Válvula reductora en c/Atilano Rodríguez	
Presión máxima (m.c.a.)	Hora simulación	Presión máxima (m.c.a.)	Hora simulación
35	00:00	45	00:00
30	01:00	44	01:00
30	02:00	41	02:00
30	03:00	41	03:00
30	04:00	41	04:00
30	05:00	41	05:00
30	06:00	41	06:00
30	07:00	41	07:00
36	08:00	47	08:00
40	09:00	100	09:00
50	10:00	100	10:00
53	11:00	100	11:00
45	12:00	100	12:00
39	13:00	100	13:00
40	14:00	100	14:00
45	15:00	100	15:00
40	16:00	100	16:00
38	17:00	48	17:00
37	18:00	47	18:00
36	19:00	47	19:00
36	20:00	47	20:00
38	21:00	48	21:00
39	22:00	100	22:00
38	23:00	48	23:00
Válvula reductora en c/Ortega y Gasset		Válvula reductora en c/La Marga	
Presión máxima (m.c.a.)	Hora simulación	Presión máxima (m.c.a.)	Hora simulación
34	00:00	42	00:00
34	01:00	41	01:00
34	02:00	41	02:00
34	03:00	41	03:00
34	04:00	41	04:00
34	05:00	41	05:00
34	06:00	41	06:00
34	07:00	41	07:00
36	08:00	45	08:00
36	09:00	47	09:00
40	10:00	47	10:00
40	11:00	47	11:00
40	12:00	47	12:00
36	13:00	47	13:00
36	14:00	47	14:00
40	15:00	47	15:00
40	16:00	47	16:00
36	17:00	47	17:00
36	18:00	45	18:00
36	19:00	45	19:00
36	20:00	45	20:00
36	21:00	47	21:00
36	22:00	47	22:00
36	23:00	47	23:00

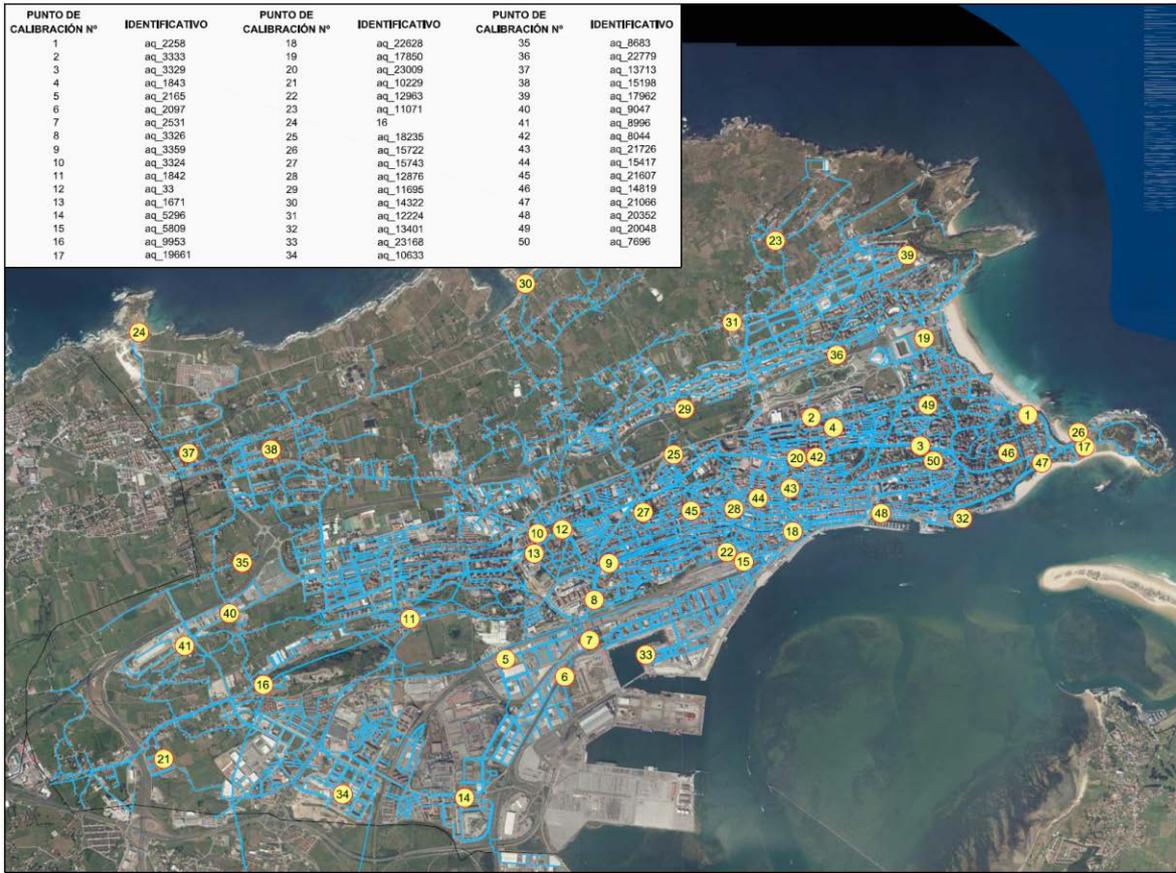


Figura 3. Puntos de calibración de presiones del modelo Epanet de Santander.

Cuadro 3. Estadística de calibración de presiones.

Pto Medida	Núm Obs	Media Obs	Media Calc	Error Medio	Desv Típica
16	3	52.27	51.42	1.53	1.86
aq_2258	3	55.99	58.26	2.27	2.76
aq_3333	3	38.53	39.46	0.94	0.94
aq_3329	3	1.04	4.39	3.35	3.37
aq_1843	3	27.58	22.89	4.69	4.69
aq_2165	3	54.12	53.28	0.84	0.94
aq_2097	3	54.06	53.43	0.63	0.77
aq_2531	3	52.71	53.17	0.46	0.46
aq_3326	3	39.57	38.25	1.32	1.33
aq_3359	3	27.79	26.21	1.57	1.58
aq_3324	3	15.43	16.73	2.30	2.86
aq_1842	3	51.14	50.02	1.98	2.09
aq_33	3	29.14	29.05	2.99	3.14
aq_1671	3	17.72	13.93	3.79	4.22
aq_5296	3	55.50	52.62	2.88	2.89
aq_5809	3	52.47	53.39	1.13	1.28
aq_9953	3	3.28	1.55	2.50	2.70
aq_8683	3	27.97	29.41	1.89	2.46
aq_9047	3	15.00	17.08	2.08	2.12
aq_8996	3	37.02	37.95	2.51	2.73
aq_8044	3	35.20	35.56	0.75	1.00
aq_7696	3	21.70	23.54	1.84	1.90
aq_19661	3	65.00	66.46	1.46	1.49
aq_22628	3	50.93	52.67	1.74	1.91
aq_17850	3	67.17	68.06	0.89	0.92
aq_10229	3	53.20	53.72	2.35	2.73
aq_12963	3	57.17	52.18	4.98	5.28
aq_11071	3	50.73	51.57	0.84	0.86
aq_14322	3	72.23	74.86	4.63	5.68
aq_12876	3	42.67	45.61	2.94	3.30
aq_12224	3	23.77	24.70	1.35	1.96
aq_18235	3	69.50	69.58	2.17	2.32
aq_13401	3	69.60	70.18	0.93	1.02
aq_15743	3	35.47	38.15	2.68	3.28
aq_11695	3	59.90	60.25	0.54	0.57
aq_15722	3	57.83	60.60	2.76	2.88
aq_23168	3	46.27	44.62	1.65	1.65
aq_10633	3	51.17	51.46	0.29	0.36
aq_22779	3	59.07	59.66	0.72	0.81
aq_13713	3	46.47	47.96	1.50	1.90
aq_15198	3	47.73	50.58	2.84	3.07
aq_17962	3	58.70	58.71	0.21	0.25
aq_21726	3	54.77	56.55	1.79	1.81
aq_15417	3	51.93	54.17	2.24	2.25
aq_21607	3	35.43	35.78	1.20	1.44
aq_14819	3	33.17	32.85	0.99	1.00
aq_21066	3	46.00	49.16	3.16	3.21
aq_20352	3	66.83	68.89	2.06	2.06
aq_20048	3	36.73	39.52	2.79	4.51
<b>Red</b>	<b>147</b>	<b>44.38</b>	<b>44.90</b>	<b>1.96</b>	<b>2.52</b>

Correlación entre valores medios: 0.994

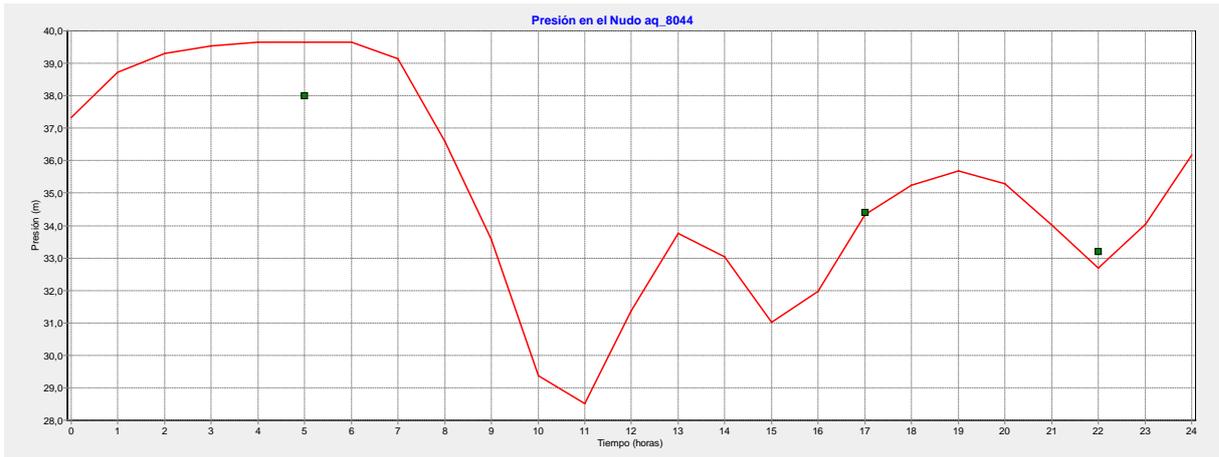


Figura 4. Curva de presiones y puntos de calibración en el nudo aq\_8044.

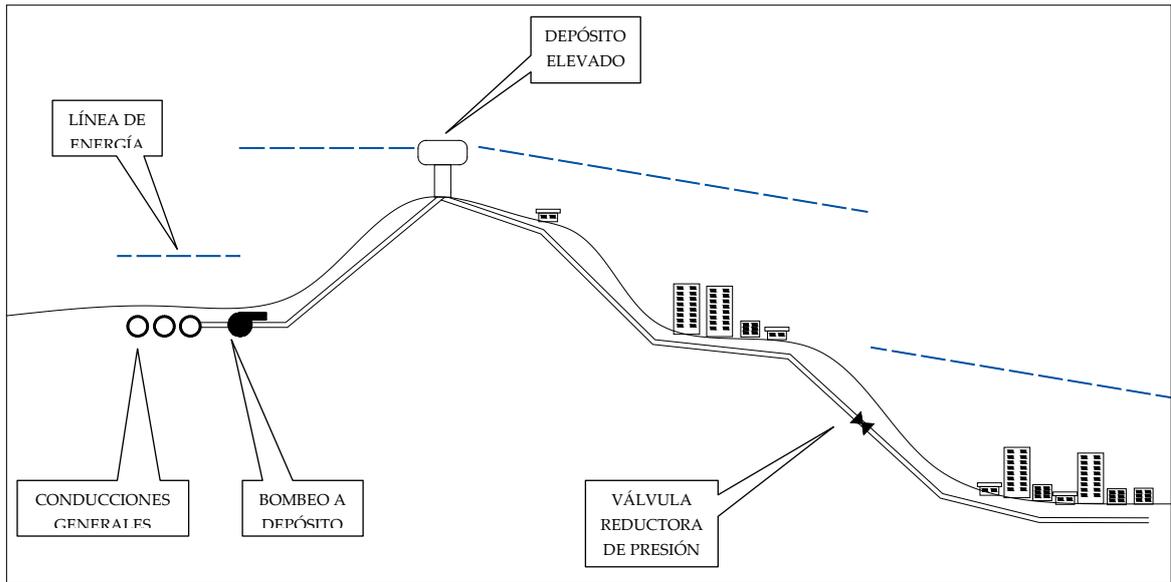


Figura 5. Esquema de una gestión energética ineficiente.

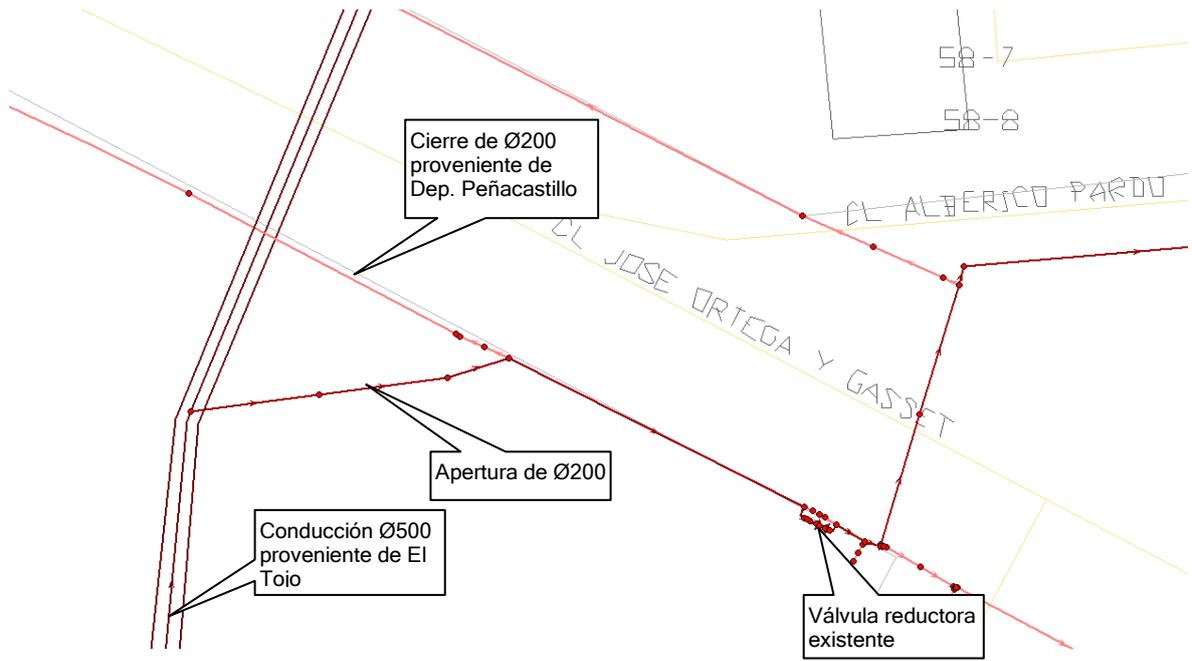


Figura 6. Esquema de la mejora de gestión energética propuesta.

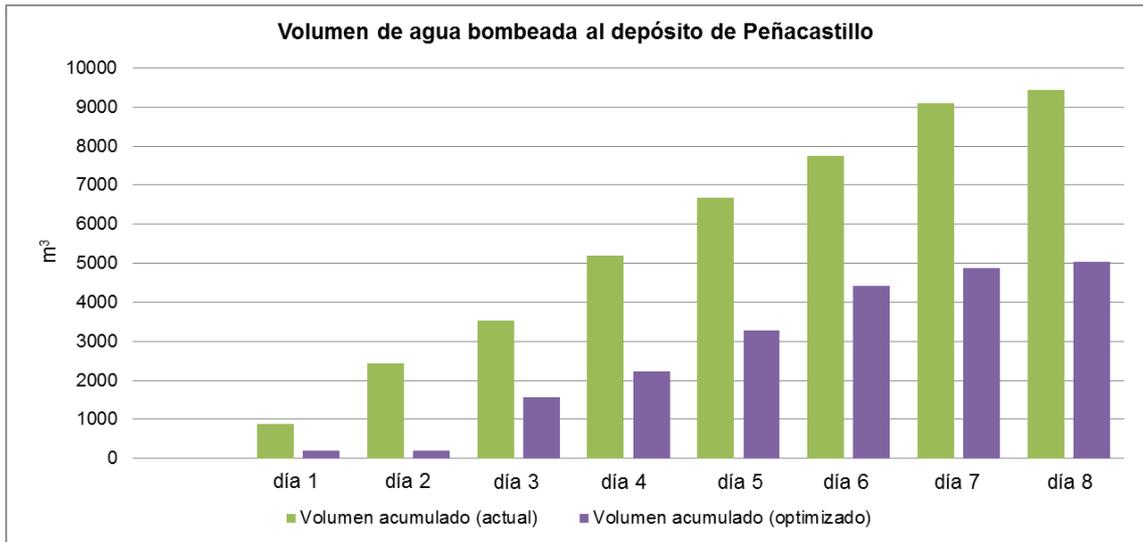


Figura 7. Gráfico de llenado del depósito de Peñacastillo, en los 8 días de simulación (situación actual vs optimización energética).

## Referencias

- Abdy Sayyed, M. A. H., Gupta, R., & Tanyimboh, T. T. (2014). Modelling pressure deficient water distribution networks in EPANET. *Procedia Engineering*, , 89 626-631. doi:10.1016/j.proeng.2014.11.487
- Alves, Z., Muranho, J., Albuquerque, T., & Ferreira, A. (2014). Water distribution network's modeling and calibration. A case study based on scarce inventory data. *Procedia Engineering*, , 70 31-40. doi:10.1016/j.proeng.2014.02.005
- Arreguín, F. I., Alcocer-Yamanaka, V. H., & Hernández-Padrón, D. S. (2010). Modeling of drinking water distribution networks using deterministic and stochastic approaches. [Modelación de redes de agua potable con enfoques determinísticos y estocásticos] *Tecnología y Ciencias del Agua*, 1(4), 119-136.
- Cheng, B., Longo, S., Cirillo, F., Bauer, M., & Kovacs, E. (2015). Building a Big Data Platform for Smart Cities: Experience and Lessons from Santander. *Proceedings - 2015 IEEE International Congress on Big Data, BigData Congress 2015*, 592-599. doi:10.1109/BigDataCongress.2015.91
- Cobacho, R., Arregui, F., Soriano, J., & Cabrera, E. (2015). Including leakage in network models: An application to calibrate leak valves in EPANET. *Journal of Water Supply: Research and Technology - AQUA*, 64(2), 130-138. doi:10.2166/aqua.2014.197
- CONAGUA (2015). Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento. Datos básicos para proyectos de agua potable y alcantarillado. Comisión Nacional del Agua. Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales. México D.F.
- De Nicolás, V., Laguna-Piñuelas, F., Vidueira, P. (2014). Criterio para la optimización energética de redes ramificadas de agua. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 5 (6), 41-51.
- Farina, G., Creaco, E., & Franchini, M. (2014). Using EPANET for modelling water distribution systems with users along the pipes. *Civil Engineering and Environmental Systems*, 31(1), 36-50. doi:10.1080/10286608.2013.820279
- Gómez, E., Cabrera, E., Soriano, J., & Balaguer, M. (2016). *On the weaknesses and limitations of EPANET as regards energy* doi:10.2166/ws.2015.145
- INE (2015). Instituto Nacional de Estadística. Cifras oficiales de población resultantes de la revisión del Padrón municipal a 1 de enero de 2015. R.D. 1079/2015, de 27 de noviembre. Secretaría de Estado de Economía y Apoyo a la Empresa. Ministerio de Economía y Competitividad. Gobierno de España.

- Liria, J. (1995). Proyecto de redes de distribución de agua en poblaciones. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid. ISBN: 84-380-0081-9
- Jia, H., Wei, W., & Xin, K. (2008). Hydraulic model for multi-sources reclaimed water pipe network based on EPANET and its applications in Beijing, China. *Frontiers of Environmental Science and Engineering in China*, 2(1), 57-62. doi:10.1007/s11783-008-0013-0
- Lee, H.M., Yoo, D.G., Sadollah, A., & Kim, J.H. (2016). Optimal cost design of water distribution networks using a decomposition approach. *Engineering Optimization*, 48, 2141-2156. doi: 10.1080/0305215X.2016.1157689
- Koppel, T., & Vassiljev, A. (2009). Calibration of a model of an operational water distribution system containing pipes of different age. *Advances in Engineering Software*, 40(8), 659-664. doi:10.1016/j.advengsoft.2008.11.015
- Martínez-Bahena, B., Cruz-Chávez, M. A., Peralta-Abarca, J. D. C., Juárez-Chávez, J. Y., Ortiz-Huerta, A., & Moreno-Bernal, P. (2015). Analysis of a Town's Water Distribution System. *Proceedings - 2014 IEEE International Conference on Mechatronics, Electronics, and Automotive Engineering, ICMEAE 2014*, 206-211. doi:10.1109/ICMEAE.2014.25
- Martínez, F., Hernández, V., Alonso, J. M., Rao, Z., & Alvisi, S. (2007). Optimizing the operation of the Valencia water-distribution network. *Journal of Hydroinformatics*, 9(1), 65-78. doi:10.2166/hydro.2006.018
- Mayo, A. (1875). Memoria del proyecto de abastecimiento de aguas a Santander.
- Rossman, L.A. (2000). EPANET2 users' manual. Water Supply and Water Resources Division. National Risk Management Research Laboratory. US EPA. Cincinnati.
- Sanchez, L., Muñoz, L., Galache, J. A., Sotres, P., Santana, J. R., Gutierrez, V., . . . Pfisterer, D. (2014). SmartSantander: IoT experimentation over a smart city testbed. *Computer Networks*, 61, 217-238. doi:10.1016/j.bjp.2013.12.020
- Shen, H., & McBean, E. (2012). Hydraulic calibration for a small water distribution network. *Water Distribution Systems Analysis 2010 - Proceedings of the 12th International Conference, WDSA 2010*, 1545-1557. doi:10.1061/41203(425)138
- Tzatchkov, Velitchko G.; Alcocer-Yamanaka, Víctor H.; (2016). Modelación de la variación del consumo de agua potable con métodos estocásticos. *Tecnología y Ciencias del Agua*, Mayo-Junio, 115-133.
- Venkata Ramana, G., Sudheer, C. V. S. S., & Rajasekhar, B. (2015). Network analysis of water distribution system in rural areas using EPANET. *Procedia Engineering*, , 119(1) 496-505. doi:10.1016/j.proeng.2015.08.875

# ANEXO 2

*Artículo Application of LID techniques to adapt combined sewer networks to Climate Change effects. Artículo en revisión (enviado a Environmental Sciences & Technology)*



# Application of LID techniques to adapt combined sewer networks to climate change

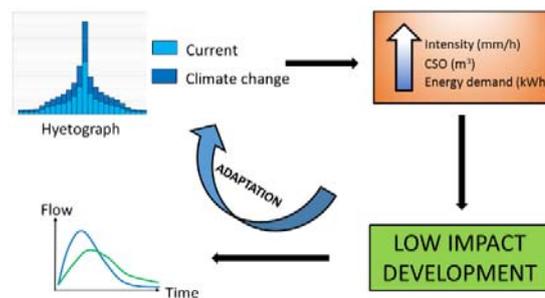
*Carlos García-Terán\*<sup>1</sup>, José L. Gil-Díaz<sup>2</sup>, Juan I. Tejero-Monzón<sup>2</sup>*

<sup>1</sup>Fundación Leonardo Torres Quevedo (Universidad de Cantabria).Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Planta 3, módulo 10-A. Av. de los Castros, nº 44 39005 Santander (Cantabria). Spain

<sup>2</sup> Departamento de Ciencias y Técnicas del Agua y del Medio Ambiente, Universidad de Cantabria. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Av. de los Castros, nº 44 39005 Santander (Cantabria). Spain

**ABSTRACT:** Climate change is a big challenge that may threaten the proper performance of water and sanitation services in many regions. A strategy to adapt current infrastructure to adverse effects due to climate change, such as more frequent and heavier rainfall, through LID techniques, were studied. The case study of Santander, in Spain, was analysed. After elaborating and calibrating the model under SWMM-5 code, short duration analysis (7 hours) for the 2-year and the 10-year storms, under current climate and with climate change estimation, as long as an extended period (1 year) simulation were evaluated. The same analysis were performed including LID techniques, such as storm water disconnection, detention basins, porous

pavements and green roofs. Peak flow reductions, energy consumption reductions in pumping stations, and total storm water volume disconnected was measured in each case. Every action had a positive effect in adapting the existing infrastructure to potential greater intensities in rainfall, but this was almost inappreciable when acting individually. We observed that, when LID techniques were simulated together, as expected, the benefits were greater. Any future intervention might be focused on encourage the LID philosophy as drainage solution, not only as pilot projects isolated.



## INTRODUCTION

Climate change (CC) is a significant challenge that poses risk to water and sanitation services<sup>1</sup>. Despite there are uncertainties in forecasting future climate patterns at small scale, highlighted by some authors<sup>2-4</sup>, it is necessary to prepare for it<sup>5</sup>. Scientific community must estimate how the climate will be in the future, even at smallest scale, in order to develop strategies of adaptation well in advance.

The energy-water nexus has been widely studied from different scopes, such as water consumption to produce electricity,<sup>6,7</sup> energy consumption to drinking water supply<sup>8,9</sup> and water and energy consumption to produce goods and services<sup>10</sup>. Climate change will exacerbate

scarcity and water stress in some regions, along with heaviest rain in many others<sup>11-13</sup>. These problems may lead to higher power consumption; in one hand, water scarcity implies greater pumping heights or longer distances from the abstraction point to the final consumer. On the other hand, rising temperatures can cause an increase in water demand, which may contribute to make the matter worse.

This study focuses on evaluating the capability of Low Impact Development (LID) techniques in the adaptation of the existing combined sewer networks to future precipitation due to climate change. LID have been assessed and validated as appropriate solutions to drain urbanized areas<sup>14-19</sup>. For us, energy consumption was considered since it occurs when runoff and wastewater must be pumped from the lowest points to the Wastewater Treatment Plant (WTP). In this context, any action aimed at reducing the volume of water that is pumped (several times, in many cases) will reduce the energy consumption.

## MATERIALS AND METHODS

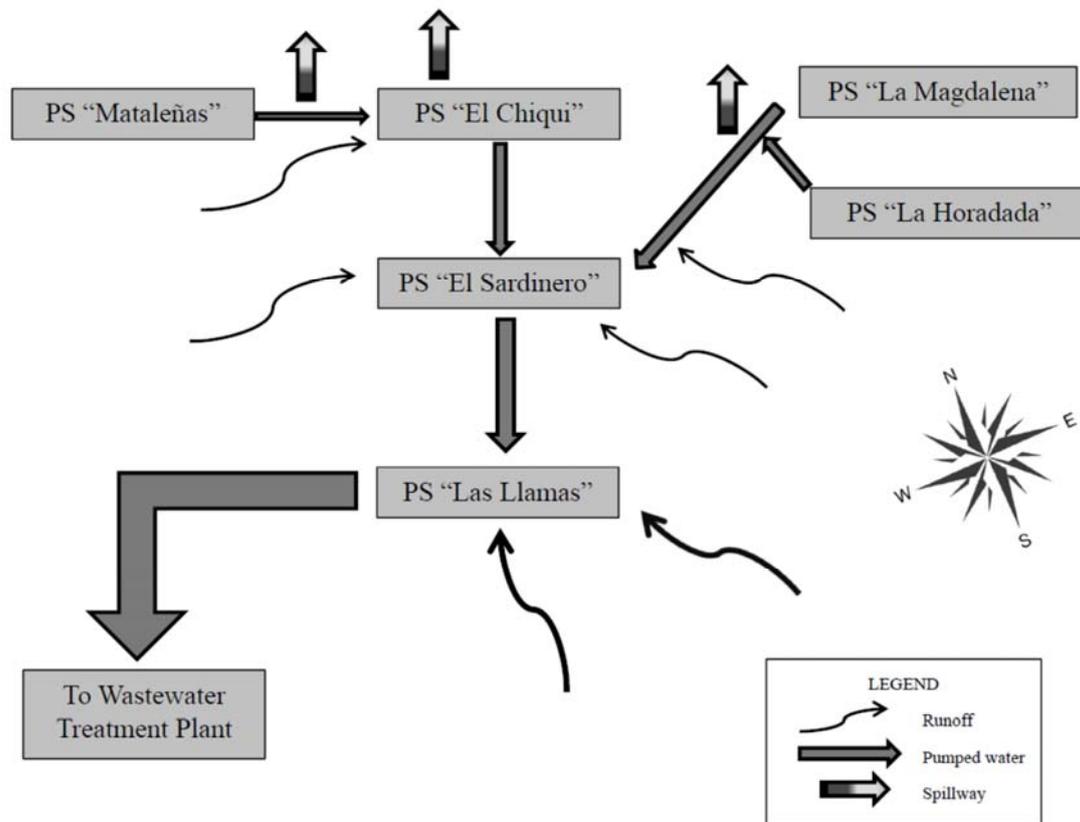
The research presented here consisted in the modeling of a drainage basin, through which we could simulate several scenarios and assessed the effects of LID techniques in three aspects: reduction in energy consumption, reduction in total volume pumped and reduction in peak flows.

The watershed was modelled using the EPA StormWater Management Model (SWMM-5), which is one of the most extended simulation tools worldwide. SWMM<sup>20</sup> allows evaluating different rainfall types, from a single and heavy event to an extended period of many months or years long, as well as dry time flows corresponding to waste water from the houses, if combined sewer network is the case. To estimate the rainfall data for a given return period and duration, the use of Intensity-Duration-Frequency (IDF) curves is one of the simplest, yet accurate, methods<sup>21-</sup>

<sup>25</sup>. By the relations between this three variables, I (mm/h), D (min) and Frequency (years), characteristic of a given location, it is possible to make a synthetic hyetograph.

To take into account the climate change effects in a single rainfall event, Arnbjerg-Nielsen<sup>26</sup> recommend this approach: if the climatic classification in the location A, in the most probable climate change scenario, is very similar to the climatic classification in the location B nowadays, then the current rainfall patterns in location B will be very similar to those correspondent to location A in the future.

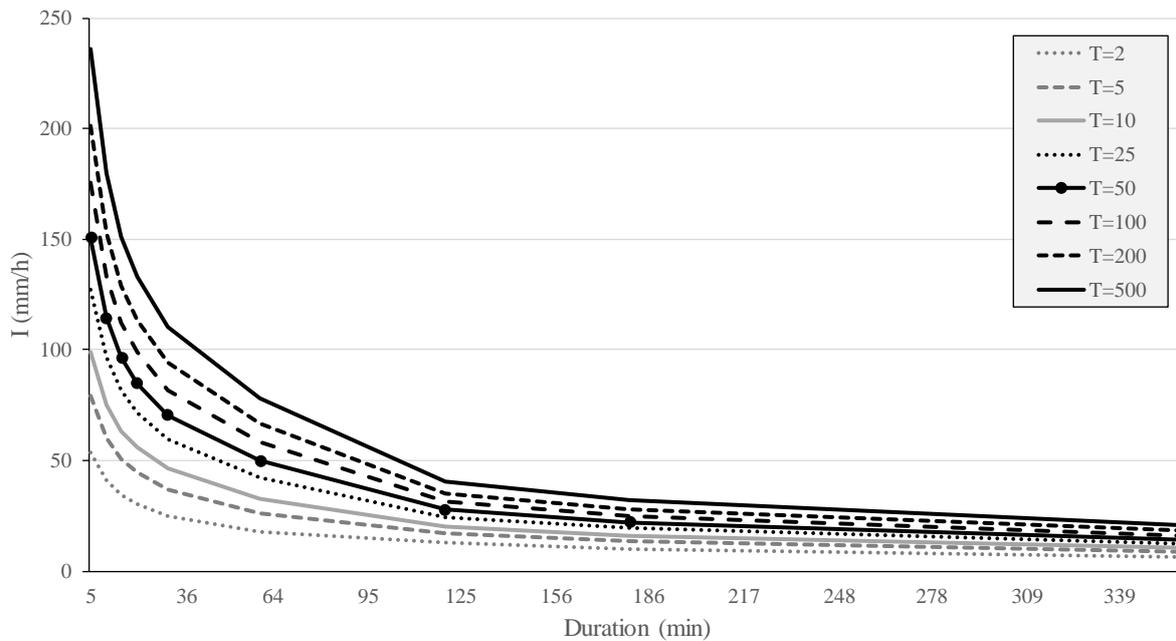
**Case study.** The city of Santander in northern Spain was selected as case study. Santander is a mid-size coastal city with a population of 173,957<sup>27</sup>, with three separate watersheds. One of them, called in this study “Las Llamas”, drains the runoff of a 487.64 ha area, and the wastewater of a population of 30.000 inhabitants, since it is a combined sewer network. A total six pumping stations (PS) help to elevate the water from the lowest points to the outfall of the watershed. One of these PS, called PS Las Llamas, receive water from the other five PS, so it is the most important of the six and which generate the higher power demand. Three additional outfalls, called “Mataleñas”, “Chiqui” y “Camello” allow alleviating major flows directly to the sea under heavy rains. This is a common practice in Spain, and it is very effective in reducing peak flows derived to the PS, but can threaten the quality of receiving waters, due to the spills of wastewater untreated. Much of the drainage area is a wetland and the park that surrounds it.



**Figure 1.** Drainage scheme of the Las Llamas catchment in Santander.

A SWMM5 model of the Las Llamas watershed was built, with 209 subcatchments, 1,051 nodes and 1,065 conduits, along with the 6 PS mentioned, and some other elements like weirs and orifices. The simulations consisted in two short-term analysis (7 hours) under storms of 120 min and T=2 and 10 years. In addition, one long-term analysis was driven, with the rainfall record from the pluviograph of Santander, every 10 minutes, correspondent to 2010. We selected this year because the total accumulated rainfall was very close to the annual average (1,250 mm). The simulation started in 01/01/2010 and ended in 01/01/2011. For the short-term analysis, we followed the methodology proposed by<sup>28</sup> to generate the IDF curves in the peninsular Spain. It applies the SQRT-ETmax<sup>29</sup> function to adjust the annual maximum values of daily rainfall, and

propose two new functions relating rainfall intensity to return period and return period to duration. This way, IDF curves can be obtained in any location of the peninsular Spain. For Santander, the IDF curves are shown in Figure 2.



**Figure 2.** IDF curves obtained for different return periods and durations from 5 min to 360 min, for the city of Santander (Spain).

For the model, rainfall in time/volume format was added, with a time interval of 5 minutes.

Starting from the IDF curves shown before, two pluviographs were built, one for the 2-year storm and the other for the 10-year storm, and 120 min in both cases. For the climate change analysis, the same return period storms were estimated. Gutiérrez et al.<sup>30</sup> concluded that Cantabria, the region whose capital is Santander, will evolve from Cfb to a Csa or Csb climate, following the Köppen classification. This means that, due to climate change, the climate in Santander will be similar to the actual climate in the Mediterranean Spain. For these reasons, IDF curves were

obtained for six locations near the Mediterranean coast: San Javier, Alicante, Valencia, Castellón, Valls and Barcelona. Comparing the maximum intensity between these locations and Santander, the Climate Factor (CF) was calculated <sup>26</sup>. The results are shown in Table 1.

T=2						
Location	I (mm/h) 10 min	I (mm/h) 30 min	I (mm/h) 60 min	Climate Factor		
				10 min	30 min	60 min
San Javier	64.33	37.16	24.95	1.57	1.47	1.39
Alicante	53.46	35.04	25.15	1.30	1.39	1.41
Valencia	56.59	33.72	23.42	1.38	1.34	1.31
Castellón	68.73	42.32	29.56	1.68	1.68	1.65
Valls	69.55	45.31	32.36	1.70	1.80	1.81
Barcelona	80.02	46.74	31.69	1.95	1.85	1.77
Santander	41.00	25.22	17.90	1.00	1.00	1.00
T=10						
Location	I (mm/h) 10 min	I (mm/h) 30 min	I (mm/h) 60 min	Climate Factor		
				10 min	30 min	60 min
San Javier	119.90	69.26	46.50	1.59	1.50	1.42
Alicante	99.63	65.31	46.88	1.33	1.41	1.43
Valencia	105.47	62.84	43.66	1.40	1.36	1.33
Castellón	128.10	78.88	55.09	1.70	1.71	1.68
Valls	121.77	79.32	56.65	1.62	1.72	1.73
Barcelona	140.11	81.84	55.49	1.86	1.77	1.69
Santander	75.18	46.24	32.82	1.00	1.00	1.00

**Table 1.** Climate factor between Santander and the six locations in the Mediterranean area, for different return periods.

The CF calculated was far greater than those proposed by<sup>31</sup> for maximum daily rainfall in Spain, estimated in 20% (CF=1.20) for the most probable climate change scenario. This does not oppose with our findings, because the greater the time interval, the lower the CF, and our analysis was made for time intervals from 10 to 60 minutes. For smaller return periods, however, CF can increase with longer time intervals, as seen on Table 1 for the town of Valls.

**Calibration of the model.** Once the model was finished, the dry time flows were assigned to the nodes, with real data given by the utility (FCC aqualia), in daily average. The procedure was simplified by assuming that only those nodes which received runoff from the 209 subcatchments would receive dry time flows, as shown in eq. 1. In this equation, for node  $i$ , the total dry time flow,  $F_{dt}$ , results from the sum of the drinking water demands,  $D_n$ , located inside the subcatchment  $Sub_i$ , and affected by a reduction coefficient  $C_R$  to transform drinking water volume to wastewater volume, in our case among 0.90 and 1.00.

$$(F_{dt})_i = C_R \cdot \sum (D_n \subset Sub_i) \quad (1)$$

The calibration of the model consisted in measuring sewer head flows at eleven points. The rainfall recorded in two days, 01/10/2017 and 02/07/2017, was used to calibrate the model, with two measurements taken at each point, spaced about 50 minutes. Due to insufficient rainfall volume and four wrong measures for a blockage in one conduit, the first day was discarded and only the data of 02/07/2017 was used for the calibration. The final correlation accepted was 0.823, and seven parameters was used to calibrate the model: five properties of the subcatchments and two properties of the conduits.

	%Zero-imp	Dstore-imperv	Dstore-perv	N-imperv	N-perv	N-imperv (concrete)	N-imperv (PVC)	Correlation
Initial values:	25	2.5	5	0.015	0.4	0.015	0.014	0.734
	40	2.5	5	0.015	0.4	0.015	0.014	0.794
	65	2.5	5	0.015	0.4	0.015	0.014	0.778
	40	1.1	5	0.015	0.4	0.015	0.014	0.778
	40	1.1	2	0.015	0.4	0.015	0.014	0.778
	40	1.1	2	0.018	0.4	0.015	0.014	0.733
	40	1.1	2	0.015	0.4	0.017	0.014	0.797
	40	1.1	2	0.015	0.4	0.018	0.014	0.804
	30	1.1	2	0.015	0.4	0.018	0.014	0.804
	40	1.1	2	0.017	0.4	0.018	0.014	0.804
	40	1.1	2	0.017	0.2	0.018	0.014	0.804
	40	1.1	2	0.017	0.6	0.018	0.014	0.804
	40	1.1	2	0.017	0.4	0.019	0.014	<b>0.823</b>
	40	1.1	2	0.019	0.4	0.019	0.014	0.801
	40	1.1	2	0.017	0.4	0.020	0.014	0.818
	40	2.5	2	0.016	0.4	0.019	0.014	0.810
	40	1.1	2	0.016	0.4	0.019	0.014	<b>0.823</b>
	50	1.1	2	0.017	0.4	0.019	0.014	0.821
	30	1.1	2	0.017	0.4	0.019	0.014	<b>0.823</b>
	30	1.1	2	0.017	0.4	0.019	0.0155	0.821
	30	1.1	2	0.017	0.4	0.019	0.013	<b>0.823</b>
	<b>35</b>	<b>1.1</b>	<b>2</b>	<b>0.017</b>	<b>0.4</b>	<b>0.019</b>	<b>0.014</b>	<b>0.823</b>
	35	1.1	2	0.016	0.4	0.019	0.014	<b>0.823</b>
	35	1.1	2	0.018	0.4	0.019	0.014	0.821

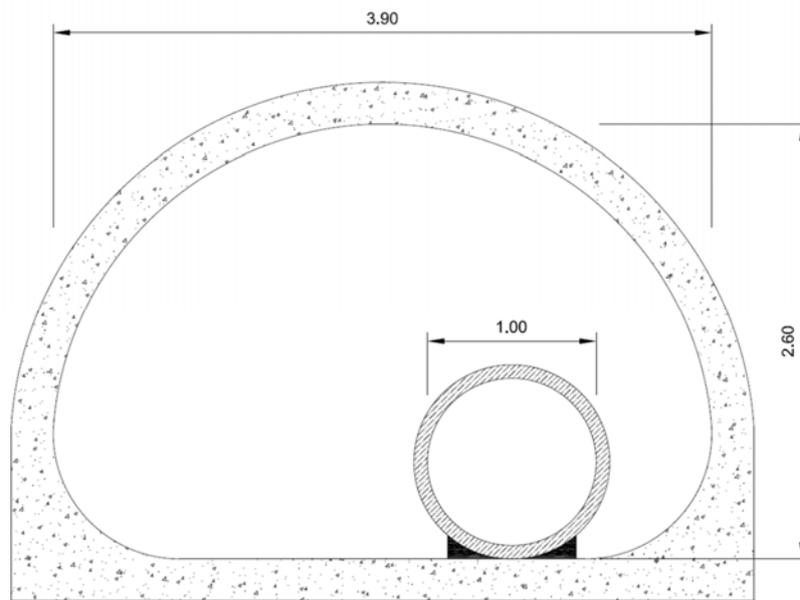
**Table 2.** Calibration parameters and adjusted values

## RESULTS AND DISCUSSION

Five scenarios were simulated for the actual drainage system, after having calibrated the model:

T=2, T=10, T=2 with CC, T=10 with CC and the year 2010. As a result, we realized that the capacity of many pipes exceeded 0.90 even for the 2-year storm, with combined sewer overflows (CSO) at the three outfalls. Considering greater T or the same T with the effects of climate change, problems of capacity and CSO would exacerbate, with potential sanitary risk to

receiving water<sup>32</sup>, so new scenarios with LID techniques were simulated. The first scenario included the disconnection of a part of the wetland placed at the park, which overflow goes to the sewer network, currently. The simulation was performed using a new conduit (1,000 mm diameter-pipe), attached to the existing gallery (Figure 3).

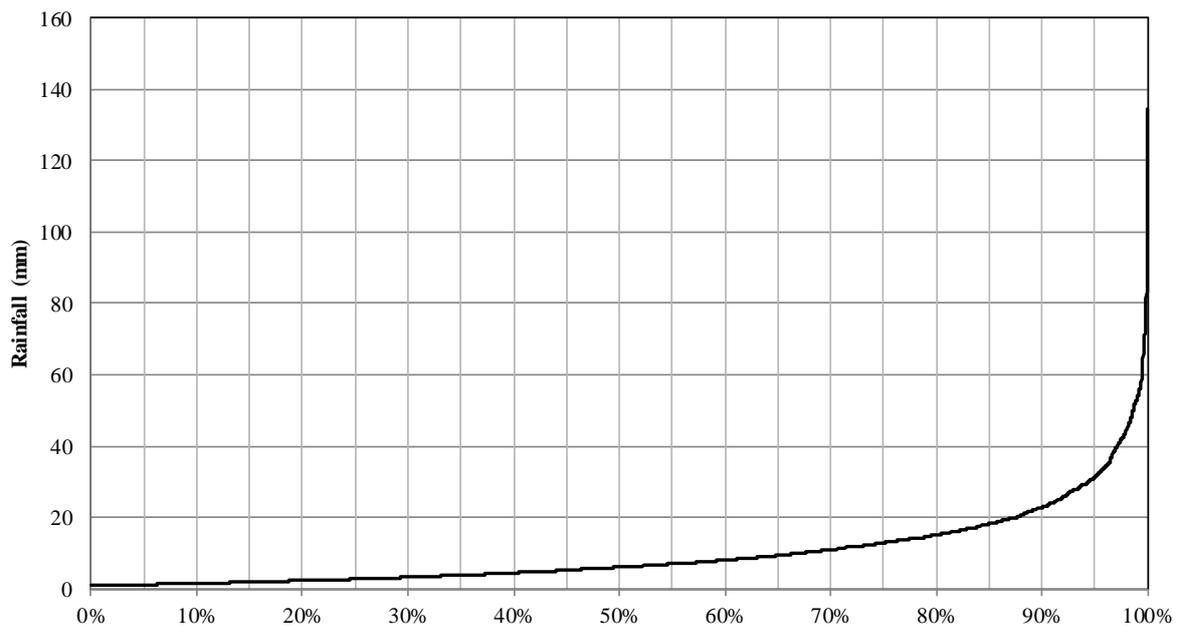


**Figure 3.** New conduit proposed for stormwater runoff from the wetland.

This scenario was fundamental and the support for some of the other LID scenarios, since the new conduit between Las Llamas wetland and the Chiqui outfall would receive runoff from other LID devices.

The second and third scenarios included a detention basin, one in the central area of a roundabout and the other in the park near Sardinero beach, called Parque Mesones. The drainage area for these places was 2.69 and 1.14 ha, respectively. To design the volume of storage in each detention basin, water quality volume ( $WQ_v$ ) procedure was applied.  $WQ_v$  was identified with

the daily rainfall that is not surpassed in the 90% rainfall events in an average year. For Santander,  $WQ_v = 22.8$  mm, as shown in Figure 4. Taken this into account, the storage volume of the detention basins might be at least  $613.32 \text{ m}^3$  and  $259.92 \text{ m}^3$ , for the roundabout and the park, respectively.



**Figure 4.** Water Quality Volume ( $WQ_v$ ) calculation for Santander. Station 1109 Parayas (airport). Data from 1961 to 2010.

The fourth scenario simulated was one with porous pavements in the subcatchment of the schoolyard next to the football stadium. The drainage area is about 1.08 ha, and the porous pavement was included as a LID control from the SWMM-5 LID tool. The exceedance runoff from the pavement was derived to the new conduit modelled for the disconnection of the wetland, as well as the runoff from the detention basins.

The last scenario assumed the implementation of green roofs in some buildings, using the LID tool of SWMM-5. Thirteen subcatchments was simulated with 12,500 m<sup>2</sup> of green roofs, which properties are shown in Table 3.

Layer	Variable	Units	Value
Surface	Berm Height	mm	50
	Vegetation Volume	%	90
	Surface Roughness (Manning's n)	-	0.2
	Surface slope	%	2.0
Soil	Thickness	mm	200
	Porosity	Volume fraction	0.4
	Field Capacity	Volume fraction	0.35
	Wilting Point	Volume fraction	0.2
	Conductivity	mm/h	100
	Conductivity Slope		0.1
	Suction Head	mm	20
Drainage material	Thickness	mm	80
	Void Fraction	Volume fraction	0.9
	Roughness (Manning's n)	-	0.1

**Table 3.** Properties of the green roofs simulated in SWMM for some subcatchments

Finally, scenarios 1 to 4 was taken together, in order to assess the effect of the disconnection of wetland, detention basins and porous pavement simultaneously.

Three variables were analysed: volume of stormwater disconnected from the combined sewer system (m<sup>3</sup>), energy consumption in PS (kWh) and peak flow reduction (%). The results show that the most effective action in volume disconnected and reduction of energy consumption is the disconnection of the wetland, given that it represents a big area.

Scenario	T (years); d=120 min	V (m <sup>3</sup> ) disconnected
Wetland excess runoff disconnection	2	979.18
Wetland disconnection + detention basins + pavements		1,493.19
Wetland excess runoff disconnection	2 (CC)	3,099.48
Wetland disconnection + detention basins + pavements		4,453.25
Wetland excess runoff disconnection	10	2,377.20
Wetland disconnection + detention basins + pavements		3,461.70
Wetland excess runoff disconnection	10 (CC)	5,821.08
Wetland disconnection + detention basins + pavements		7,977.25
Scenario	T (years); d=120 min	Consumption (kWh) in PS “Chiqui”, “Sardinero” and “Las Llamas”
Current situation	2	5,736.83
Wetland disconnection + detention basins + pavements		5,640.00
Current situation	2 (CC)	6,655.17
Wetland disconnection + detention basins + pavements		6,461.92
Current situation	10	6,164.33
Wetland disconnection + detention basins + pavements		5,955.00
Current situation	10 (CC)	6,855.08
Wetland disconnection + detention basins + pavements		6,585.92

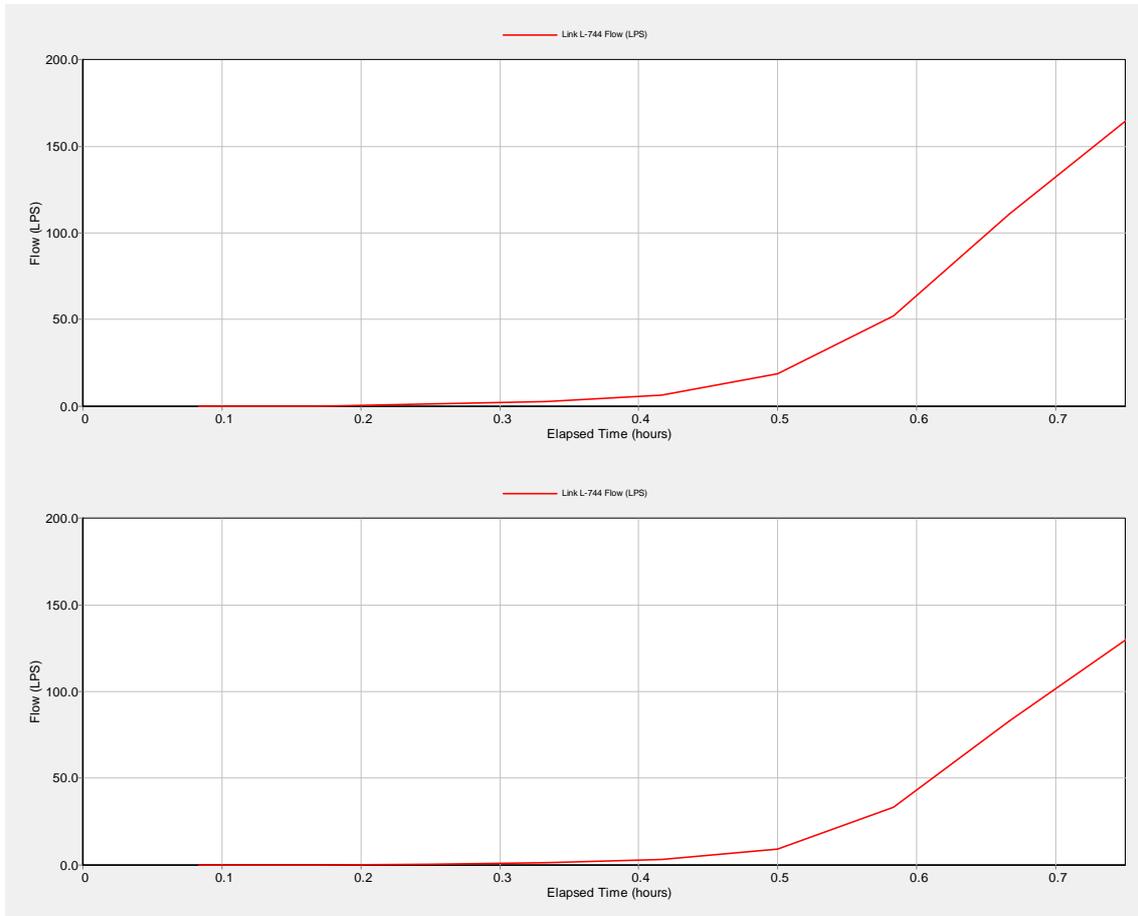
**Table 4.** Volume disconnected and energy consumption for the 7-hour analysis and the four storm events studied: 2-year and 10-year storm with and without climate change.

Peak flow reduction thanks to the wetland excess runoff disconnection, in addition to the two detention basins and the porous pavements proposed varied depending on the intensity of the storm, as can be seen in Table 5. This is because the LID techniques was designed to retain a given volume, while the disconnection of the wetland provided a linear benefit in this sense; the greater the intensity of the rainfall, the greater the volume disconnected from the combined sewer network.

Scenario	T (years); d=120 min	Peak flow in the storm water conduit of Las Llamas (l/s)
Wetland disconnection + detention basins + pavements	2	1,475.31
Wetland disconnection + detention basins + pavements	2 (CC)	1,837.34
Wetland disconnection + detention basins + pavements	10	1,927.12
Wetland disconnection + detention basins + pavements	10 (CC)	2,240.94

**Table 5.** Peak flow in the proposed storm waterpipeline (Ø1000mm) that collects the excess runoff from the wetland.

The effect of green roofs in reducing peak flow was only appreciable before the roof was saturated. This happened a few minutes before the peak flow in the pipelines appeared, so green roofs did not have impact in reducing peak flows, in our model. A greater green roof area would have been effective in this sense, but this option was not considered, because it would be difficult to put into practice, so it was not realistic.



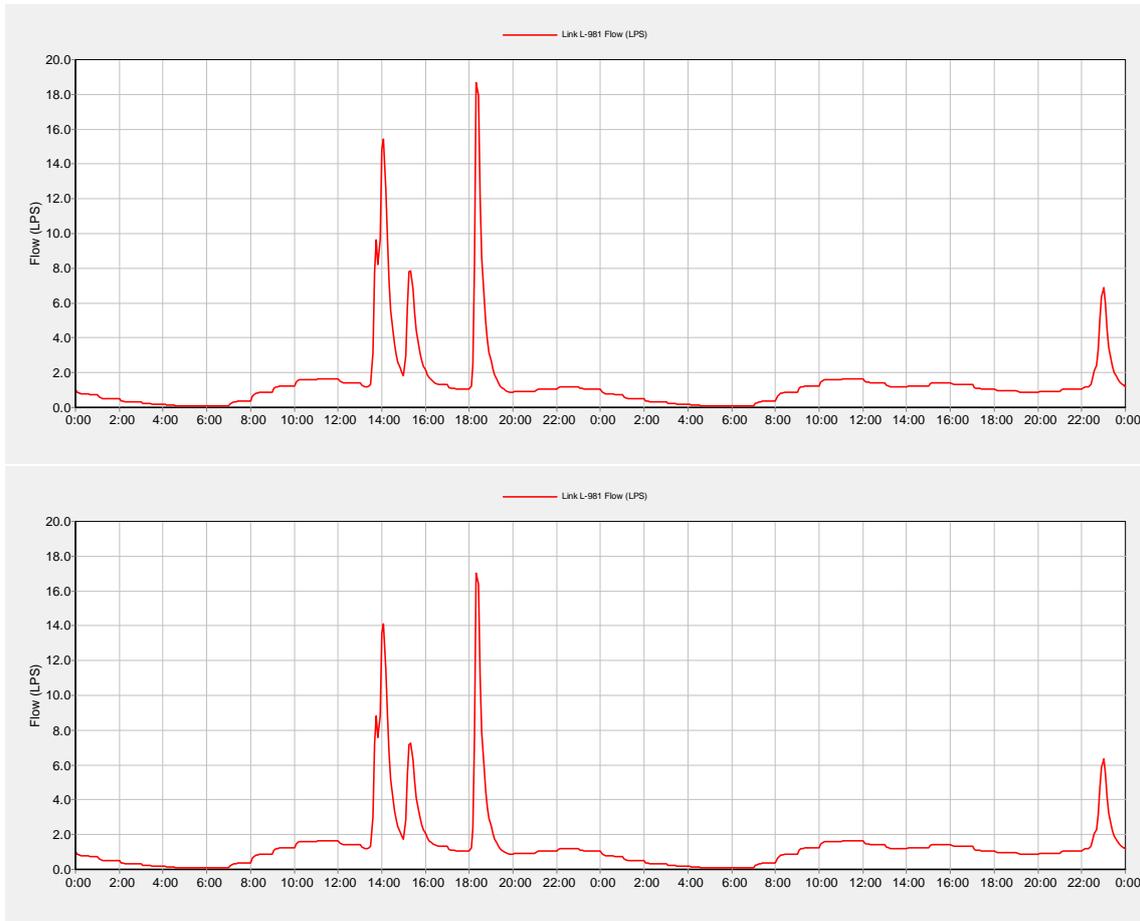
**Figure 5.** Flow through one conduit receiving the runoff from a subcatchment with green roof. The peak flow reduction is only appreciable in the first 45 minutes of simulation, while peak flow take place later, about min. 75 of simulation.

In the analysis of one-year period, the drainage network must deal with very different kinds of rainfall events. It is common for low intensity and long duration rains to occur, as well as periods of several days without rain. In these cases, volume of water disconnected from the combined sewer system and energy consumption in PS are of most interest, since the values accumulated through a complete year may be notable.

Scenario	Volume (m <sup>3</sup> /year) disconnected	Energy consumption (kWh)/year
Current situation		1,847,429.50
Wetland disconnection	32,978.64	1,839,528.75
Wetland disconnection + detention basins + pavements	47,970.48	1,833,445.75
Wetland disconnection + detention basins + pavements + green roofs		1,833,117.17

**Table 6.** Volume of stormwater disconnected and energy consumption in the PS, for the 2010-year simulation.

For the green roofs, no effect in stormwater disconnection was attributable, because the existing combined sewers drained the excess runoff from them. Energy consumption reduction was low, compared with the other scenarios. However, their contribution was visible when low-intensity rainfall occurred, particularly after many days with no precipitation. This happened, for example, on 03/05/2010 (Figure 6). The green roofs contributed to reduce peak flow in the conduit L-981 up to 8.5%, even when only 3.3% of the subcatchment area was covered with this LID technique.



**Figure 6.** Flow rate in conduit L-981, in the current situation (up) and with green roofs in 3.3% of the subcatchment area (down).

## MOVING FORWARD

The model developed here allowed simulating many scenarios under current and projected climate change, including LID techniques to adapt existing infrastructure to changing rain patterns. Isolated actions are ineffective in terms of peak flow reduction, except for the conduit that is the outfall of the corresponding subcatchment, but a combined strategy with many LID actions may have a notable impact. The next step is to develop a pilot project in the catchment of

Las Llamas, in order to validate de model and assess the effectiveness of some of the interventions proposed here.

## AUTHOR INFORMATION

### **Corresponding Author**

\*email: carlos.garciateran@unican.es

“FA\_Corresponding\_Author\_Footnote”). Give contact information for the author(s) to whom correspondence should be addressed.

### **Author Contributions**

The manuscript was written through contributions of all authors. All authors have given approval to the final version of the manuscript.

### **Notes**

The authors declare no competing financial interest.

## ACKNOWLEDGMENT

The authors acknowledge FCC aqualia the support provided for this work under the Santander Smartwater project, participated by Santander Municipality, FCC aqualia and FLTQ-UC (University of Cantabria).

## ABBREVIATIONS

CC, Climate Change; LID, Low Impact Development; WTP, Wastewater Treatment Plant; IDF, Intensity-Duration-Frequency; PS, Pumping Station; CF, Climate Factor; CSO, Combined Sewer Overflows; WQ<sub>v</sub>, Water Quality Volume.

## REFERENCES

- (1) Howard,G.; Calow,R.; Macdonald,A.; Bartram,J. (2016). Climate Change and Water and Sanitation: Likely Impacts and Emerging Trends for Action.*Annu. Rev. Environ. Resour.*, 41, 253-276.
- (2) Semadeni-Davies, A., C. Hernebring, G. Svensson, and L. -G Gustafsson. 2008. "The Impacts of Climate Change and Urbanisation on Drainage in Helsingborg, Sweden: Combined Sewer System." *Journal of Hydrology* 350 (1-2): 100-113.
- (3) Marengo, J. A., Jones, R., Alves, L. M., & Valverde, M. C. (2009). Future change of temperature and precipitation extremes in south america as derived from the precis regional climate modeling system. *International Journal of Climatology*, 29(15), 2241-2255.
- (4) Carlson, C., Barreteau, O., Kirshen, P., & Foltz, K. (2015). Storm water management as a public good provision problem: Survey to understand perspectives of low-impact development for urban storm water management practices under climate change. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 141(6), 1-13.
- (5) Gill, S. E., Handley, J. F., Ennos, A. R., & Pauleit, S. (2007). Adapting cities for climate change: The role of the green infrastructure. *Built Environment*, 33(1), 115-133.
- (6) Sanders, K. T. (2015). Critical review: Uncharted waters? the future of the electricity-water nexus.*Environmental Science and Technology*, 49(1), 51-66.
- (7) Cooper, D. C., &Sehlke, G. (2012). Sustainability and energy development: Influences of greenhouse gas emission reduction options on water use in energy production. *Environmental Science and Technology*, 46(6), 3509-3518.

- (8) Lam, K. L., Kenway, S. J., & Lant, P. A. (2017). Energy use for water provision in cities. *Journal of Cleaner Production*, 143, 699-709.
- (9) Kernan, R., Liu, X., McLoone, S., & Fox, B. (2017). Demand side management of an urban water supply using wholesale electricity price. *Applied Energy*, 189, 395-402.
- (10) Fang, D., & Chen, B. (2017). Linkage analysis for the water–energy nexus of city. *Applied Energy*, 189, 770-779.
- (11) Alpert, P., Ben-Gai, T., Baharad, A., Benjamini, Y., Yekutieli, D., Colacino, M., et al. (2002). The paradoxical increase of Mediterranean extreme daily rainfall in spite of decrease in total values. *Geophysical Research Letters*, 29(11).
- (12) Arnbjerg-Nielsen, K., Willems, P., Olsson, J., Beecham, S., Pathirana, A., Bülow Gregersen, I., et al. (2013). Impacts of climate change on rainfall extremes and urban drainage systems: A review. *Water Science and Technology*, 68(1), 16-28.
- (13) Bürger, C. M., Kolditz, O., Fowler, H. J., & Blenkinsop, S. (2007). Future climate scenarios and rainfall-runoff modelling in the Upper Gallego catchment (Spain). *Environmental Pollution*, 148(3), 842-854.
- (14) Askarizadeh, A., Rippy, M. A., Fletcher, T. D., Feldman, D. L., Peng, J., Bowler, P., et al. (2015). From Rain Tanks to Catchments: Use of Low-Impact Development To Address Hydrologic Symptoms of the Urban Stream Syndrome. *Environmental Science and Technology*, 49(19), 11264-11280.

- (15) Palla, A., & Gnecco, I. (2015). Hydrologic modeling of Low Impact Development systems at the urban catchment scale. *Journal of Hydrology*, 528, 361-368.
- (16) Rosa, D. J., Clausen, J. C., & Dietz, M. E. (2015). Calibration and Verification of SWMM for Low Impact Development. *Journal of the American Water Resources Association*, 51(3), 746-757.
- (17) Song, J. Y.; Chung, E. S.; Kim, S. H.; Lee, S.-H. Introduction of decision support system for design of LID based on SWMM5.1: A case study in Korea. *Eng. Chall. Sustain. Future Proc. Int. Conf. Civ. Offshore Environ. Eng.*, 2016, 317-322.
- (18) Wright, T. J., Liu, Y., Carroll, N. J., Ahiablame, L. M., & Engel, B. A. (2016). Retrofitting LID Practices into Existing Neighborhoods: Is It Worth It? *Environmental management*, 57(4), 856-867.
- (19) Zahmatkesh, Z., Burian, S. J., Karamouz, M., Tavakol-Davani, H., & Goharian, E. (2015). Low-impact development practices to mitigate climate change effects on urban stormwater runoff: Case study of New York City. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 141(1).
- (20) Rossman, L.A. (2009). Storm Water Management Model User's Manual. Version 5.0. EPA/600/R-05/40. Environmental Protection Agency, Cincinnati, OH.
- (21) Agbazo, M., Koton'Gobi, G., Kounouhewa, B., Alamou, E., & Afouda, A. (2016). Estimation of IDF curves of extreme rainfall by simple scaling in Northern Oueme Valley, Benin Republic (West Africa). [Estimación de las curvas IDF de extrema precipitación por escala

simple en el Valle Oueme, al Norte de la República de Benín (Africa occidental)] *Earth Sciences Research Journal*, 20(1), D1-D7.

(22) Cardoso, C. O., Bertol, I., Soccol, O. J., & Sampaio, C. A. P. (2014). Generation of intensity duration frequency curves and intensity temporal variability pattern of intense rainfall for Lages/SC. *Brazilian Archives of Biology and Technology*, 57(2), 274-283.

(23) Campos-Aranda, D. F. (2012). Contrast of a regional method for estimating idf curves on the coastal plain of tabasco, méxico. [Contraste de un método regional de estimación de curvas idf en la planicie costera de tabasco, méxico] *Agrociencia*, 46(7), 637-649.

(24) Nelli, G. C., & Garcia, C. M. (1999). Intensity-duration-recurrence relationship for maximum precipitation data: Frequency factor approach, lognormal-case. [Relacion intensidad-duracion-recurrencia de lluvias maximas: Enfoque a traves del factor de frecuencia - caso lognormal] *Ingenieria Hidraulica en Mexico*, 14(3), 37-44.

(25) Damé, R. D. C. F., Teixeira, C. F. A., & Terra, V. S. S. (2008). Comparison of different methodologies to estimate intensity-duration- frequency curves for Pelotas - RS, Brazil.[Comparaçãõ de diferentes metodologias para estimativa de curvas intensidade-duraçãõ-freqüência para Pelotas - RS] *Engenharia Agricola*, 28(2), 245-255.

(26) Arnbjerg-Nielsen, K. (2008). Quantification of climate change impacts on extreme precipitation used for design. 11th International Conference on Urban Drainage, Edinburgh, Scotland, UK

(27) INE (2015). Instituto Nacional de Estadística. Cifras oficiales de población resultantes de la revisión del Padrón municipal a 1 de enero de 2015. R.D. 1079/2015, de 27 de noviembre.

Secretaría de Estado de Economía y Apoyo a la Empresa. Ministerio de Economía y Competitividad. Gobierno de España.

(28) Regalado, L. D. S., & Yuste, J. A. F. (2006). New methodology for the analysis of the annual maximum intensity variable of precipitation. [Nueva metodología para el análisis de la variable intensidad máxima anual de precipitación] *Ecología*, (20), 435-444.

(29) Etoh, T., & Murota, A. (1986). Probabilistic Model of Rainfall of a Single Storm. *Journal of Hydrosience and Hydraulic Engineering*, 4(1), 65-77.

(30) Gutiérrez, J.M., Herrera, S., San-Martín, D., Sordo, C., Rodríguez, J.J., Frochoso, M., Ancell, R., Fernández, J., Cofiño, A.S., Pons, M.R., Rodríguez, M.A. (2010). Escenarios Regionales Probabilísticos de Cambio Climático en Cantabria: Termopluiometría. Consejería de Medio Ambiente. Gobierno de Cantabria.

(31) Monjo, R., Gaitán, E., Pórtoles, J., Ribalaygua, J., & Torres, L. (2016). Changes in extreme precipitation over Spain using statistical downscaling of CMIP5 projections. *International Journal of Climatology*, 36(2), 757-769.

(32) Suárez, J., Jácome, A., Anta, J., Blanco, J-P., Hernáez, D., del Río, H. (2012). Implicaciones sobre la estación depuradora de la gestión de aguas pluviales en los sistemas de saneamiento unitario: estrategias de integración y afecciones sobre los procesos. *Ingeniería Civil* 168/2012, 33-49

