

Universidad de Huelva

Departamento de Ingeniería de Diseño y Proyectos



Modelización del transporte de contaminantes en redes de saneamiento urbano

Memoria para optar al grado de doctora
presentada por:

Inmaculada Salvador Crespo

Fecha de lectura: 15 de septiembre de 2017

Bajo la dirección de los doctores:

Ricardo Arribas de Paz

Flávio Augusto Bastos da Cruz Martins

Huelva, 2017



**PROGRAMA DE DOCTORADO: TECNOLOGÍA
AMBIENTAL**



**Universidad
de Huelva**

TESIS DOCTORAL

**MODELIZACIÓN DEL TRANSPORTE DE
CONTAMINANTES EN REDES DE SANEAMIENTO
URBANO**

**MODELING POLLUTANTS TRANSPORT IN URBAN
SEWER SYSTEMS**

Inmaculada Salvador Crespo

Directores: Prof. Dr. Ricardo Arribas de Paz
Prof. Dr. Flávio Augusto Bastos da Cruz Martins

Huelva, mayo 2017

"El agua es la sustancia básica del universo de la cual se derivan todas las cosas". Tales de Mileto, siglo VI AC."

Agradecimientos

A todos aquellos que directa o indirectamente aportaron su semilla y su energía para que este trabajo saliese adelante, mis más sinceros agradecimientos.

Gracias a los directores que fueron guía y faro, me mostraron el camino y me acompañaron en los obstáculos.

Gracias Dr. Ricardo Arribas por la oportunidad de caminar a su lado, allanarme la senda y proyectarme al cumplimiento del objetivo.

Gracias Dr. Flavio Martins por su implicación y acogimiento, su dedicación y su paciencia; su entusiasmo y motivación me impulsaron a seguir adelante.

Al CEIMAR, por financiar mi estancia en la Universidad del Algarve permitiéndome adquirir las nociones fundamentales para el abordaje de la simulación hidrodinámica en su centro de Investigación Marina y Ambiental (CIMA).

A ICCAMB grupo de investigación de la Universidad de Huelva, donde pude introducirme e involucrarme en el mundo de la investigación. Gracias al apoyo de sus miembros más cercanos, Marta, amiga y compañera, gracias por todo, por tu sonrisa y tu positivismo en cada momento. María, Sara, Irene, Macarena, Saray, gracias por vuestro apoyo.

Al Dr. Juan Pedro Bolívar, desde el inicio de esta aventura, como profesor del Máster en Tecnología Ambiental y como Presidente de la Comisión Académica del Programa; por su comprensión, cercanía y disponibilidad, muchísimas gracias.

A mi familia, a Ricardo F., a mis amigos, mil gracias por estar ahí, por vuestro apoyo, por vuestro amor.

A todos, luz, sabiduría y amor, desde el corazón, infinitas gracias.

RESUMEN

A pesar de que, en términos generales, la forma disuelta de los contaminantes suele ser más tóxica y más reactiva química y biológicamente, el impacto de la forma particulada resulta más significativo a largo plazo debido a su capacidad de acumulación y a su capacidad de actuar como una fuente secundaria de contaminantes disueltos. Por tal motivo, se ha considerado fundamental incluir la dinámica de los sólidos en suspensión puesto que la contaminación de sedimentos es considerada por varios organismos ambientales internacionales como el mayor riesgo en los ambientes acuáticos.

En consecuencia, la predicción del transporte, erosión y deposición de los sedimentos es una labor de suma importancia para el entendimiento de las características de la calidad de las aguas. No obstante, debe tenerse presente que aunque la introducción de un mayor número de variables en el modelo permite realizar un análisis más preciso, requiere también de una mayor cantidad de información para alimentarlo.

Las zonas de costa soportan una fuerte presión antrópica debida, principalmente, a la rápida industrialización y el aumento poblacional, lo cual, se traduce en fuentes de contaminación representadas por descargas de efluentes domésticos e industriales. Tal es el caso, por ejemplo, de la Ría de Huelva en la que, además de la presión que representa la propia actividad industrial y portuaria, los vertidos mineros y la erosión de terrenos piríticos acidifican las aguas más lejanas al mar permitiendo que los metales se mantengan en forma disuelta.

El objetivo principal de este trabajo ha sido presentar un modelo simplificado para predecir la tasa de transporte de sedimentos en las tuberías de alcantarillado unitario. La distribución del tamaño de partícula y la densidad de partículas son factores muy significativos en los modelos de transporte. Varía dependiendo de la ubicación del alcantarillado y la fuente de contaminantes. En este sentido, se ha llevado a cabo un análisis de sensibilidad de la tasa de transporte y los perfiles de concentración en tuberías.

El modelo que se presenta resulta de la integración de dos modelos. De un lado el Modelo de Gestión de Aguas Residuales (SWMM) de la EPA, y de otro, la incorporación a este primero del modelado del transporte de sedimentos en el interior de las conducciones del sistema de saneamiento.

Esta incorporación complementa y enriquece el análisis de la red solventando la limitación del software de la EPA de no simular la propagación de contaminantes en el flujo subsuperficial, es decir, dentro de las conducciones, una vez el flujo de escorrentía entra al sistema de saneamiento.

ABSTRACT

Although the dissolved form of pollutants is generally more toxic and more reactive chemically and biologically, the impact of the particulate form is more significant in the long term because of its accumulation capacity and its capacity to act as a secondary source of dissolved contaminants. For this reason, it has been considered essential to include the dynamics of suspended solids since sediment contamination is considered by several international environmental organisms as the greatest risk in aquatic environments.

Consequently, prediction of sediment transport, erosion and deposition is an extremely important task in understanding the characteristics of water quality. However, it should be borne in mind that although the introduction of a greater number of variables in the model allows for a more precise analysis, it also requires a greater amount of information to feed it.

The coastal zones bear strong anthropic pressure due mainly to rapid industrialization and population increase, which translates into pollution sources represented by domestic and industrial effluent discharges. This is the case, for example, of the Ria de Huelva in which, in addition to the pressure of industrial and port activity itself, mining spills and the erosion of pyritic terrains acidify the waters further away from the sea by allowing metals are maintained in dissolved form.

The main aim of this work is to present a simplified model to predict the sediment transport rate in combined sewer pipe. Particle size distribution and particle density are very significant factors in transport models. It varies in

function of the sewer location and pollutant source. A sensitivity analysis of the transport rate and concentration profiles in pipes has been conducted in this study.

The model presented results from the integration of two models. On the one hand, the EPA's Wastewater Management Model (SWMM), and on the other, the simplified model to predict the sediment transport rate in combined sewer pipe.

This integration complements and enriches the network analysis by solving the EPA's software limitation of not simulating the propagation of contaminants in the subsurface flow, i.e. within the pipelines, once the runoff flow enters the sanitation system.

As well as other predictive models allow to obtain information for the analysis of the temporal and spatial distribution of the emissions to the environment, essential tool as support to the decision making to improve the control of the intermittent contamination by discharges of unitary systems. You can also obtain information on load patterns that arrive at a sewage plant or a holding tank at the start of a storm event, allowing for more rational resource planning.

Tabla de Contenidos

CAPÍTULO 1 Introducción e información general.....	17
1.1.Marco Legal	17
1.2.Modelos aplicados a Recursos Hídricos	53
1.3.Sistemas de saneamiento.....	69
1.3.1.Breve historia	69
1.3.2.Tendencia y problemática.....	76
1.4.Modelos urbanos de gestión de aguas	86
CAPÍTULO 2 Material y metodología.....	123
2.1. Introducción	123
2.2. Modelización	124
2.2.1. Fase de Generación	126
2.2.2. Fase de Colección	127
2.2.3. Fase de Transporte.....	128
2.2.4. Fase de Vertido	130
2.2.5. Fase de Calibración y Validación	131
2.3. Storm Water Management Model (SWMM)	131
2.3.1. Limitaciones del modelo.....	139
2.3.2. Modelos de la familia SWMM.....	140
2.4. Zona de estudio	140
2.5. Desarrollo del modelo	152
2.5.1. Modelo de transporte de partículas sólidas suspendidas (TSS)	153
CAPÍTULO 3 Resultados y discusión	168
3.1. Introducción	168
3.2. Resultado de los ensayos de campo realizados	168
3.3. Resultados del estudio de precipitaciones y aguas residuales	175
3.4. Discusión del estudio de precipitaciones y aguas residuales.....	182
3.5. Resultados del Diseño del modelo de transporte de partículas sólidas suspendidas.....	184

3.6. Discusión del diseño del modelo de transporte de partículas sólidas suspendidas.....	201
CAPÍTULO 4 Conclusiones	205
4.1. Conclusiones del estudio de precipitaciones y aguas residuales	205
4.2. Conclusiones del diseño del modelo de transporte de partículas sólidas suspendidas	206
4.3. Conclusiones de los ensayos	207
Conclusions	210
4.1. Rainfall and wastewater study conclusions.....	210
4.2. Suspended Solid Particles Transport Model Design Conclusions.....	211
4.3. Tests conclusions	212
CAPÍTULO 5 Futuras Líneas de Investigación.	215
Lista de referencias	217
Anexos.....	236
I. Informe de Estado del Proyecto de simulación	237
II. Plano de situación de ensayos de campo	246
III. Paper publicado: INFLUENCE OF RUNOFF ON URBAN WASTEWATER. THE HUELVA CASE. 41st IAHS WORLD CONGRESS Sustainability and Innovation for the Future 13-16th September, 2016, Albufeira, Algarve, Portugal, ISBN: 978-989-98949-4-5	250

Lista de tablas

Tabla 1. Requisitos de los vertidos sometidos a tratamiento secundario.

Tabla 2. Requisitos de los vertidos en zonas de alta montaña.

Tabla 3. Requisitos de los vertidos sometidos a tratamiento primario.

Tabla 4. Requisitos de los vertidos sometidos a tratamiento más riguroso.

Tabla 5. Métodos de medida de referencia.

Tabla 6. Frecuencia muestreo vertidos de EDAR.

Tabla 7. Datos subcuencas áreas de estudio.

Tabla 8. Datos de conducciones.

Tabla 9. Velocidad de sedimentación según rango de tamaño de partícula.

Tabla 10. Localización primer tramo del ensayo.

Tabla 11. Localización segundo tramo del ensayo.

Tabla 12. Localización tercer tramo del ensayo.

Tabla 13. Línea 12 durante el episodio de lluvias.

Lista de figuras

Figura 1. Tanque de tormenta.

Figura 2. Esquema de cálculo en los nudos de SWMM.

Figura 3. Perfil longitudinal de la ruta entre los nudos N-11 y N-23

Figura 4. Mapa área de estudio.

Figura 5. Esquemmatización zona de modelado.

Figura 6. Identificación de códigos asignados a los elementos de la red.

Figura 7. Curva de Shields

Lista de gráficos

Gráfico 1. Hietograma de diseño

Gráfico 2. Caudal (m³/s) aguas residuales día 10/10/2016.

Gráfico 3. Comportamiento de la conductividad respecto al tiempo en Ensayo 1.

Gráfico 4. Comportamiento de la conductividad respecto al tiempo en el Ensayo 2.

Gráfico 5. Comportamiento de la conductividad con respecto al tiempo en el Ensayo 3.

Gráfico 6. Comportamiento de la conductividad con respecto al tiempo en el Ensayo 4.

Gráfica 7. Caudal medio mensual de entrada y caudales máximos y mínimos diarios.

Gráfica 8. Precipitación y caudal del agua residual de entrada a la EDAR en el mes de Abril.

Gráfica 9. Valores totales mensuales de precipitación y caudal.

Gráfica 10. Valores medios mensuales DBO₅ de entrada, máximos y mínimos diarios.

Gráfica 11. Valores medios mensuales DBO₅ de salida, máximos y mínimos diarios.

Gráfica 12. Medias mensuales % de reducción de DBO₅, máximos y mínimos diarios.

Gráfica 13. Medias mensuales de habitantes-equivalentes, máximos y mínimos diarios.

Gráfica 14. Valores medios mensuales de DQO de entrada, máximos y mínimos diarios.

Gráfica 15. Medias mensuales de DQO de salida y máximos y mínimos diarios.

Gráfica 16. Medias mensuales del % de reducción de DQO y máximos y mínimos.

Gráfica 17. Medias mensuales del I. de Biodegradabilidad y máximos y mínimos diarios.

Gráfico 18. Calibración del perfil de concentraciones para el nivel de referencia.

Gráfico 19. Perfil de concentración ajustado.

Gráfico 20. SS tasa de transporte.

Gráfico 21. Descarga y SS línea 12.

Gráfico 22. Descarga y TSS línea 12.

Gráfico 23. Presentación gráfica de la escorrentía en las cuencas.

Gráfico 24. Subcuenca 14. Concentración de SS y escorrentía.

Gráfico 25. Subcuenca 14. Precipitación frente a escorrentía.

Gráfico 26. Subcuenca 14. Pérdidas.

Gráfico 27. Representación del Número de Froude.

Gráfico 28. Tasa de Transporte SS (pluviales).

Gráfico 29. SS Tasa Transporte (mg/s) y tendencia ajuste a polinómica grado 5.

Gráfico 30. SS Tasa Transporte (mg/s) y tendencia ajuste a polinómica grado 6.

Gráfico 31. SS Tasa Transporte (mg/s) y tendencia del ajuste a función exponencial.

Gráfico 32. Perfil de concentraciones para distintas densidades.

Gráfico 33. Ajuste del perfil de velocidades.

CAPÍTULO 1

Introducción e información general

1.1. Marco Legal

El agua, recurso ecológico y económico vital, es una fuente renovable, pero la actividad humana es un factor importante en el ciclo del agua y puede causar un gran daño al medioambiente acuático si se contamina o se sobreexplota.

La mayor fuente de contaminación de los sistemas acuáticos deriva de las emisiones de aguas residuales, que contienen un amplio rango de contaminantes potenciales, entre ellos una de las principales amenazas para la calidad de las aguas son las sustancias químicas. Hay sobre unas 100.000 sustancias potencialmente peligrosas registradas en la Unión Europea y constantemente se están desarrollando nuevas sustancias, Fuerhacker M. (2007).

Las zonas costeras soportan una gran variedad de usos socio-económicos, lo cual provoca un aumento de la población en las localidades cercanas al litoral. Estas zonas presentan una densidad de población muy alta, que supera hasta 2.5 veces el promedio total de los continentes donde se ubican. De hecho, el 35% de la población mundial habita a menos de 50 km de la costa, considerándose población directamente litoral, lo cual indica la tendencia del ser humano a desplazarse hacia estas zonas, atraído por

las ventajas que representa la riqueza de sus recursos (Cifuentes Lemus *et al.*, 1991).

Este gran desarrollo poblacional produce un incremento en las presiones e impactos antrópicos, lo que genera un aumento en el stress medioambiental en la zona litoral (Bald *et al.*, 2005). Entre las presiones producidas por el hombre, el vertido de aguas residuales urbanas es uno de los impactos más comunes y es considerado uno de los más importantes, debido a que representa el mayor volumen de los residuos descargados en el medio marino (Islam y Tanaka, 2004).

La primera referencia oficial a la contaminación de las aguas de escorrentía urbana se remonta a finales del siglo XIX, en el Congreso Internacional de Higiene de Viena (1888). Sin embargo, no es hasta principios de los años setenta del siglo pasado, que se retoma la preocupación por la contaminación de las aguas superficiales urbanas en medios científicos y técnicos, fundamentalmente en USA, a través de las publicaciones de la agencia gubernamental EPA. Todo ello conduce a la toma de interés por parte de determinados países, (EEUU, Francia, Holanda, etc.), a la adopción de medidas encaminadas al estudio y posterior solución del problema. (Malgrat, 1995).

Como consecuencia de lo anterior, se implanta La **Directiva del Consejo 91/271/CEE, de 21 de mayo de 1991, sobre el tratamiento de las aguas residuales (UWWTD, 1991)**, que tiene como objetivo evitar que la evacuación de las aguas residuales tratadas de manera insuficiente

provoque repercusiones negativas en el medioambiente. Sin duda, la Directiva europea **91/271/CE** sobre tratamiento de las aguas residuales es la normativa que ha provocado mayores impactos en el avance y desarrollo del saneamiento y depuración actuales en España y Europa, por sus fuertes implicaciones.

Para ello, la Directiva elaboró una serie de medidas de obligatorio cumplimiento en un periodo de tiempo determinado para aquellas poblaciones cuyas aguas residuales excedan una carga contaminante definida por la Demanda Biológica de Oxígeno en cinco días (DBO_5), así como aquellas actividades industriales cuyos vertidos sean biodegradables, con lo que las plantas de tratamiento se construirán teniendo en cuenta la carga real de materia orgánica medida en las aguas y no la población del municipio, ya que se ha registrado que en los últimos años la carga orgánica de las aguas residuales urbanas está aumentando y debe considerarse el aumento de la carga contaminante procedente de las instalaciones industriales (Marín, 2004).

Esta directiva obliga a los Estados Miembros a la instalación de sistemas colectores y un tratamiento apropiado para aguas residuales en las aglomeraciones con más de 2000 habitantes equivalentes (1habitante equivalente = carga orgánica biodegradable con una DBO_5 de 60 g de oxígeno por día).

Los logros de esta normativa se integran dentro la **Directiva 2000/60/CE (WFD, 2000)**, conocida como **Directiva Marco del Agua** (en

adelante DMA), entre cuyos objetivos están prevenir el deterioro del estado de todas las masas de agua superficial y lograr un buen potencial ecológico y un buen estado químico para el año 2015. La Directiva obliga a los Estados Miembros a velar por que todos los vertidos en las aguas superficiales se controlen a partir de un planteamiento combinado respecto de las fuentes puntuales y difusas. Los controles en las emisiones deben basarse en la aplicación de las mejores técnicas disponibles, o en valores límite de emisión que correspondan. Si, aun aplicando los controles anteriores, un objetivo de calidad o una norma de calidad establecidos en virtud de la DMA, o de otras Directivas, exige condiciones más estrictas, de deben establecer controles de emisión más rigurosos.

La DMA establece la necesidad de identificar y valorar las presiones e impactos que sufren nuestros medios acuáticos receptores. Para ello se estableció la fecha de diciembre de 2004 para que los países miembros identificaran las presiones en las demarcaciones hidrográficas:

- Control de vertidos de las redes de saneamiento (autorización previa y registro).
- Control y prevención de contaminación por fuentes difusas.
- Prohibición de vertidos directos de contaminantes a las aguas subterráneas.
- Eliminación o reducción, en su caso, de sustancias peligrosas.

El documento "Common Implementation Strategy for the Water Framework Directive (2000/60/EC.). Guidance Document no3. Analysis of

Pressures and Impacts” fue traspuesto al contexto español mediante el documento “Manual para el Análisis de Presiones e Impactos Relacionados con la Contaminación de las Masas de Agua Superficiales”, de 3 de Junio de 2004, de la Subdirección General de Tratamiento y Control de la Calidad de las Aguas, del Ministerio de Medio Ambiente nace con el fin de orientar la identificación de presiones e impactos. En este documento se dan las siguientes definiciones:

- *Presión*: cualquier actividad humana que incida sobre el estado de las aguas del medio receptor.
- *Presión significativa*: toda presión que pueda causar el incumplimiento de los objetivos medioambientales de la DMA.
- *Impacto*: resultado de una presión sobre el estado de la masa de agua receptora con los criterios de calidad previstos en la DMA.
- *Evaluación de riesgo*: valoración de la probabilidad de no alcanzar los objetivos medioambientales de la DMA.

El *impacto* es resultado de una *presión* sobre el estado de la masa de agua. Este efecto depende de la *susceptibilidad* del medio y de los *objetivos medioambientales* que debe alcanzar una masa de agua. La *susceptibilidad* de la masa de agua superficial puede depender de muchas variables, pero una importante es el caudal de un río. El *efecto producido* se valora con los criterios de calidad de la DMA, comparando con los *objetivos medioambientales*, como pueden ser los siguientes:

- Alcanzar un buen estado.

-
- Alcanzar el buen potencial ecológico y químico.
 - Prevenir el deterioro.
 - Cumplir los requerimientos sobre las sustancias prioritarias.

El Manual para el Análisis de Presiones e Impactos Relacionados con la Contaminación de las Masas de Agua Superficiales trata sobre la *Evaluación Impres Cualitativa*. Esta evaluación debe incluir los siguientes estudios:

- Identificación de las masas de agua.
- Identificación de las presiones significativas.
- Análisis del impacto.
- Evaluación del riesgo de incumplir los objetivos medioambientales.

La Directiva Marco del Agua es un marco común permite que cada gobierno de cada país de los estados miembros de la UE limite el número de descargas por año permitidas y por punto de muestreo.

Los problemas ocasionados por los vertidos en tiempo de lluvia desde las redes de saneamiento urbanas deben ser objeto de programas de medidas específicas locales, que pueden relacionarse con:

- Régimen de lluvias.
- Tipo de medio receptor (sistema acuático y su clasificación).
- Objetivos de calidad fijados.

En algunos casos, como en Bélgica, Dinamarca o en Holanda, el número de descargas es dependiente de la sensibilidad de las agua receptoras, ya que la presencia de un vertido desde una red de saneamiento

puede dañar de forma transitoria o crónica a los sistemas acuáticos presentes en las masas de agua receptoras, y su impacto en el medio receptor debe de ser recogida por los controles de análisis. Por lo que la Directiva Marco del Agua hace hincapié en el hecho de que la periodicidad de los controles de los análisis debe de tener en cuenta el carácter variable de los parámetros de los contaminantes.

Dentro de la legislación estatal, el **Real Decreto Legislativo 1/2001** aprueba el texto refundido de la **Ley de Aguas**, que marca como principio general que la protección de las aguas marinas tendrá por objeto interrumpir o suprimir gradualmente los vertidos, las emisiones y las pérdidas de sustancias peligrosas prioritarias, con el objetivo último de conseguir concentraciones en el medio marino cercanas a los valores básicos por lo que se refiere a las sustancias de origen natural y próximas a cero por lo que respecta a las sustancias sintéticas artificiales.

De esta manera, el control de los vertidos de aguas residuales urbanas es imprescindible para la correcta valoración y gestión medioambiental requerida por la aplicación de esta legislación. Por ello, es necesario llevar a cabo un seguimiento de las áreas afectadas, tanto para detectar posibles efectos medioambientales adversos que conlleven el vertido de aguas insuficientemente tratadas, como para evaluar los beneficios de una mejora en la depuración de las aguas o una disminución del caudal vertido.

El vertido de aguas residuales urbanas supone la emisión de distintos contaminantes al medio marino. Estos contaminantes afectan tanto al agua receptora como al sedimento. Sin embargo, detectar la contaminación en la columna de agua puede ser complicado y valoraciones únicamente basadas en su estudio pueden ser insuficientes, debido a la rápida dilución o sedimentación de ciertos contaminantes (Mallín *et al.*, 2007).

Por otro lado, el sedimento registra a largo plazo los efectos provocados por los vertidos antrópicos, de modo que su análisis es necesario para realizar una valoración completa de las condiciones ambientales de una zona cercana e influenciada por un vertido (Chapman *et al.*, 1996). Entre las razones principales que justifican la importancia del análisis de los sedimentos frente al análisis del agua, Del Valls (2001) cita: i) muchos contaminantes presentan una baja solubilidad en el agua y presentan afinidad por materia particulada (Meiggs, 1980), ii) los compuestos contaminantes tienen un tiempo de residencia mayor en los sedimentos que en la columna de agua (Shea, 1998), iii) la mineralización de los contaminantes en el sedimento puede ser reversible, de modo que pueden ser liberados al agua desde el sedimento si alguna condición del medio cambia (Luoma *et al.*, 1992).

Diferentes aproximaciones y herramientas pueden ser empleadas para valorar el impacto producido por el vertido de aguas residuales urbanas en el sedimento. Entre estas herramientas se pueden diferenciar las

basadas en el análisis de parámetros fisicoquímicos y las basadas en el empleo de indicadores biológicos o bioindicadores (Dauvin et al., 2010).

La normativa para el control de vertidos de las aguas residuales en España viene recogida en el **Real Decreto 509/1996**, de 15 de marzo, de desarrollo del **Real Decreto Ley 11/1995**, de 28 de diciembre. En este Real Decreto se incorpora la **Directiva 91/271/CEE**, de 21 de mayo, cuyo contenido no estaba incluido en el **Título V de la Ley 29/1985, de 2 de agosto, de Aguas, o en el Título III de la Ley 22/1988 de 28 de julio, de Costas.**

En el **Real Decreto Ley 11/1995**, se impone la aplicación de tratamientos a las aguas residuales urbanas antes de su vertido a las aguas continentales o marítimas. Además, se definen los criterios para la clasificación de los puntos de vertido en “zonas sensible” y “zonas menos sensibles”. Por tanto, los requisitos de vertido dependerán de la clasificación del punto de vertido.

Los vertidos de aguas residuales industriales en los sistemas de alcantarillado, sistemas colectores o en las instalaciones de depuración de aguas residuales urbanas necesitarán de un tratamiento previo para que se pueda garantizar que dichas estaciones depuradoras de aguas residuales (EDARs) no tendrán problemas en el cumplimiento de los límites de vertido, ni que su tratamiento pueda suponer atender contra la salud del personal contratado en las EDARs y garantizarán que los lodos producidos por las

EDARs puedan evacuarse con completa seguridad, de forma aceptable desde la perspectiva medioambiental.

Todo vertido procedente de una EDAR urbana que posea tratamiento secundario o equivalente debe cumplir con los valores límite de concentración o porcentajes mínimos de reducción que se indican en la normativa.

De acuerdo con el contenido de la legislación nacional citada, corresponde a las Comunidades Autónomas (CC.AA.):

- la delimitación de las aglomeraciones urbanas
- la declaración de las zonas sensibles y zonas menos sensibles de acuerdo con las directrices marcadas en el **Anexo II del R.D. 509/1996** para las zonas situadas en las cuencas hidrográficas intracomunitarias. Para las zonas sensibles situadas en cuencas hidrográficas que excedan el ámbito territorial de una comunidad autónoma, su declaración la realizará la Administración General del Estado. En este sentido, en el **Anexo de la Resolución de 25 de mayo de 1998, de la Secretaría de Estado de Aguas y Costas** (BOE núm. 155, de 30 de junio), aparece una relación de las zonas sensibles declaradas, en las nueve cuencas intercomunitarias del territorio español.
- La elaboración de los programas de aplicación del contenido del **R.D.L. 11/1995**.

Los requisitos que deben cumplir, tanto los vertidos como las instalaciones de tratamiento de aguas residuales urbanas, para que sean

conformes a lo dispuesto en la **Directiva 91/271/CEE** aparecen descritos en las letras B y D de su **Anexo I**, y en los cuadros 1, 2 y 3 de este último.

En las Tablas 1, 2, 3 y 4 aparecen resumidos dichos requisitos.

REQUISITOS PARA LOS VERTIDOS PROCEDENTES DE INSTALACIONES DE DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES URBANAS MEDIANTE TRATAMIENTO SECUNDARIO (a)		
Parámetros	Concentración	Porcentaje mínimo de reducción (b)
DBO ₅ (c) (a 20° C sin nitrificación)	25 mg/L O ₂	70-90 %
DQO	125 mg/L O ₂	75 %
Total sólidos en suspensión	35 mg/L (d)	90 % (d)

Tabla 1. Requisitos de los vertidos sometidos a tratamiento secundario.

- (a) Proceso equivalente. Se aplicará el valor de concentración o el porcentaje de reducción.
- (b) Reducción relacionada con la carga del caudal de entrada.
- (c) Este parámetro puede sustituirse por otro: carbono orgánico total (COT) o demanda total de oxígeno (DTO), si puede establecerse una correlación entre la DBO₅ y el parámetro sustituto.
- (d) Este requisito es optativo. Los análisis de vertidos procedentes de sistemas de depuración por lagunaje se llevarán a cabo sobre muestras filtradas; no obstante, la concentración de sólidos en suspensión en las muestras de agua sin filtrar no deberá superar los 150 mg/L.

REQUISITOS PARA LOS VERTIDOS PROCEDENTES DE INSTALACIONES DE DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES URBANAS EN ZONAS DE ALTA MONTAÑA (> 1.500 m) (a)			
Parámetros		Concentración	Porcentaje mínimo de reducción (b)
DBO ₅ (c) (a 20° C sin nitrificación)		25 mg/L O ₂	40 %
DQO		125 mg/L O ₂	75 %
Total sólidos en suspensión	2.000-10.000 h-e	60 mg/L	70 %
	> 10.000 h-e	35 mg/L	90%

Tabla 2. Requisitos de los vertidos zonas de alta montaña.

- (a) Tratamiento biológico o menos riguroso, según art. 5.3 RD Ley 11/95.
Se aplicará el valor de concentración o el porcentaje de reducción
- (b) Reducción relacionada con la carga del caudal de entrada
- (c) Este parámetro puede sustituirse por otro: carbono orgánico total (COT) o demanda total de oxígeno (DTO), si puede establecerse una correlación entre la DBO₅ y el parámetro sustituto

REQUISITOS PARA LOS VERTIDOS PROCEDENTES DE INSTALACIONES DE DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES URBANAS MEDIANTE TRATAMIENTO PRIMARIO	
Parámetros	Porcentaje mínimo de reducción (a)
DBO ₅	20 %
Total sólidos en suspensión	50 %

Tabla 3. Requisitos de los vertidos sometidos a tratamiento primario.

(a) Reducción relacionada con la carga del caudal de entrada.

Para el caso de vertidos de instalaciones de tratamiento de aguas residuales urbanas realizados en zonas sensibles cuyas aguas sean eutróficas o tengan tendencia a serlo en un futuro próximo, además de los requisitos expresados en la Tabla 1, se deberán cumplir los contenidos en la Tabla 4.

REQUISITOS PARA LOS VERTIDOS PROCEDENTES DE INSTALACIONES DE DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES URBANAS MEDIANTE TRATAMIENTO MÁS RIGUROSO (a)			
Parámetros	Concentración		Porcentaje mínimo de reducción (b)
	10.000 a 100.000 h-e	> 100.000 h-e	
Fósforo total	2 mg/L P	1 mg/L P	80 %
Nitrógeno total	15 mg/L N (d)	10 mg/L N	70-80 %

Tabla 4. Requisitos de los vertidos sometidos a tratamiento más riguroso.

(a) Según la situación local se podrá aplicar uno o los dos parámetros.

Se aplicará el valor de concentración o el porcentaje de reducción

(b) Reducción relacionada con la carga del caudal de entrada

(c) Nitrógeno total equivalente a la suma del nitrógeno Kjeldahl total (N orgánico y amoniacal), nitrógeno en forma de nitrato (NO₃) y nitrógeno en forma de nitrito (NO₂)

(d) Estos valores de concentración constituyen medias anuales según el punto 3º del apartado A) 2 del Anexo III del RD. 509/96. No

obstante, los requisitos relativos al nitrógeno pueden comprobarse mediante medias diarias cuando se demuestre, que de conformidad con el apartado A)1 del Anexo III se obtiene el mismo nivel de protección. En ese caso la media diaria no deberá superar los 20 mg/L de Nitrógeno total para todas las muestras, cuando la temperatura del efluente del reactor biológico sea superior o igual a 12 ° C. En sustitución del requisito relativo a la temperatura, se podrá aplicar una limitación del tiempo de funcionamiento que tenga en cuenta las condiciones climáticas regionales.

Los requisitos para instalaciones individuales pueden no aplicarse, si la reducción de la carga total de todas las instalaciones que vierten a la zona sensible es del:

- a. 75% para el P total b.
- b. 75% para el N total.

No obstante, las autorizaciones de vertido de las instalaciones de tratamiento de aguas residuales urbanas, podrán imponer requisitos más rigurosos, cuando ello sea necesario para garantizar que las aguas receptoras cumplan con los objetivos de calidad fijados en la normativa vigente.

En cuanto a los vertidos urbanos correspondientes a instalaciones de depuración inferiores a 2.000 h-e, la legislación determina que deberán recibir un “tratamiento adecuado”. En este caso no se concreta el tipo de tratamiento ni límites de vertido asociados, solamente se exige que las

aguas receptoras cumplan después del vertido los objetivos de calidad por usos y normas de calidad ambiental previstas para el medio receptor.

Respecto al seguimiento y evaluación de los resultados, la Tabla 6 muestra los métodos de medida de referencia, para los parámetros a determinar en los vertidos de las instalaciones de tratamiento de aguas residuales, que aparecen definidos en los cuadros I y II del Anexo del **RD 509/96** y el Anexo del **RD 2116/98**. No obstante, dichos métodos podrán sustituirse por otros alternativos, siempre y cuando quede demostrado que se obtienen resultados equivalentes.

MÉTODOS DE MEDIDA DE REFERENCIA	
Parámetros	Método
DBO ₅ (a 20° C sin nitrificación)	Muestra homogeneizada, sin filtrar ni decantar. Determinación del oxígeno disuelto antes y después de 5 días de incubación a 20 ± 1° C, en completa oscuridad. Aplicación de un inhibidor de la nitrificación
DQO	Muestra homogeneizada, sin filtrar ni decantar. Dicromato potásico
Total sólidos en suspensión	Filtración de una muestra representativa a través de una membrana de filtración de 0,45 micras. Secado a 105 ° C y pesaje Centrifugación de una muestra representativa (durante 5 min como mínimo, con una aceleración de 2.800 a 3.200 g), secado a 105° C y pesaje
Fósforo total	Espectrofotometría de absorción molecular
Nitrógeno total	Espectrofotometría de absorción molecular

Tabla 5. Métodos de medida de referencia.

La metodología establecida para valorar el cumplimiento de los vertidos de las instalaciones de tratamiento de aguas residuales según la normativa vigente está basada en un muestreo representativo del volumen de vertido sobre el que se realizan las determinaciones de los parámetros expresados en las Tablas 1, 2, 3 y 4 (dependiendo del tipo de instalación) y sobre los que finalmente se aplican los límites de concentración/porcentaje de reducción anteriormente definidos.

El número mínimo anual de muestras que deben ser recogidas a intervalos regulares durante el año para considerar un muestreo representativo, está definido en función del tamaño de la instalación y aparece recogido en la Tabla 6.

FRECUENCIA DE MUESTREO EN VERTIDOS DE INTALACIONES DE DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES URBANAS	
Tamaño de la instalación	Número mínimo anual de muestras
$2.000 \leq h-e < 10.000$	12 (a)
$10.000 \leq h-e < 50.000$	12
$h-e \geq 50.000$	24

Tabla 6. Frecuencia muestreo vertidos de EDAR.

- (a) Durante el primer año. En años sucesivos 4 muestras/año, siempre que pueda demostrarse que el vertido durante el primer año es

conforme a lo establecido en la normativa; si una de las cuatro muestras resultara no conforme, se tomarán 12 muestras el siguiente año.

La normativa establece que durante las operaciones de muestreo se tendrán en cuenta los siguientes puntos:

- No se computarán los valores extremos de la calidad del agua cuando estos sean consecuencia de situaciones inusuales, lluvias intensas, etc.
- Podrán usarse métodos alternativos, siempre que pueda demostrarse que se obtienen resultados equivalentes.
- Se tomarán muestras representativas durante un período de 24 horas, proporcionalmente al caudal o a intervalos regulares, en el mismo punto claramente definido de la salida de la instalación de tratamiento, y de ser necesario en su entrada, para vigilar el cumplimiento de los requisitos aplicables a los vertidos de aguas residuales.
- Se aplicarán las normas internacionales de laboratorio correctas con objeto de que se reduzca al mínimo el deterioro de las muestras en el tiempo transcurrido entre la recogida y el análisis.

La Directiva europea **91/271/CEE** también establece que los Estados Miembros de la Unión Europea deberán decidir las medidas para limitar los vertidos que se producen desde las redes de saneamiento urbanas unitarias al medio receptor en tiempo de lluvia.

Actualmente estos vertidos se denominan “Descargas de los Sistemas Unitarios” (DSU) y aportan gran carga de contaminación.

Muchos estudios demuestran que el agua de escorrentía urbana moviliza masa contaminante, y la hipótesis de la dilución del agua de lluvia con el agua residual en los puntos de vertidos de las redes de saneamiento queda anticuada.

Las descargas de los sistemas unitarios (DSU) generados durante el tiempo de lluvia, es un tipo de fuente de contaminación de tipo puntual que está considerada dentro del grupo de presiones significativas, las cuales, según la DMA, deben de centrarse los estudios.

El texto resultante de la transposición de la Directiva ha dado lugar a diversas interpretaciones sobre los requisitos técnicos que deben cumplir los sistemas colectores y en concreto a la estanqueidad de los mismos y al tratamiento de las aguas en circunstancias tales como lluvias torrenciales inusuales.

La **Directiva 91/271/CEE** señala en el **Anexo I** acerca de los requisitos de las aguas residuales urbanas, que el diseño, construcción y mantenimiento de los sistemas colectores deberá realizarse de acuerdo con los mejores conocimientos técnicos que no redunden en costes excesivos, en especial por lo que respecta a la restricción de la contaminación de las aguas receptoras por el desbordamiento de las aguas de tormenta.

En un estudio del Ministerio de Medio Ambiente del año 1999 denominado “*Experiencia piloto de medición y estudio de las descargas de*

sistemas unitarios (DSU)”, se puso de manifiesto la importancia del control de la contaminación producida por descargas de sistemas unitarios, provocadas por el alivio de la mezcla de agua residual con pluvial durante tormentas. El estudio consistió en la ubicación de equipos de medida de parámetros de calidad de aguas en el saneamiento de cinco cuencas urbanas con características conocidas, pertenecientes a 5 ciudades españolas. Las cinco ciudades elegidas fueron: Madrid, Barcelona, Vitoria, Sevilla y Valencia.

Con esta primera experiencia se comprobó el apreciable impacto que estas descargas tienen sobre la biota fluvial, especialmente por los elevados caudales, su rápida ocurrencia y dificultad de dilución. Dentro de las inversiones ejecutadas dentro del **Plan Nacional de Saneamiento y Depuración (1995-2005)**, han sido pocas las actuaciones en materia de control de las aguas de tormenta. (PNCA 2007-2015)

Por ello, obligación también señalada en la **Directiva 91/271/CEE** y por la constatación de la evidente contaminación aportada en los alivios por los episodios de tormenta, se identifican las actuaciones necesarias para que las aglomeraciones urbanas dispongan de tanques de retención o tormenta. (PNCA 2007-2015).

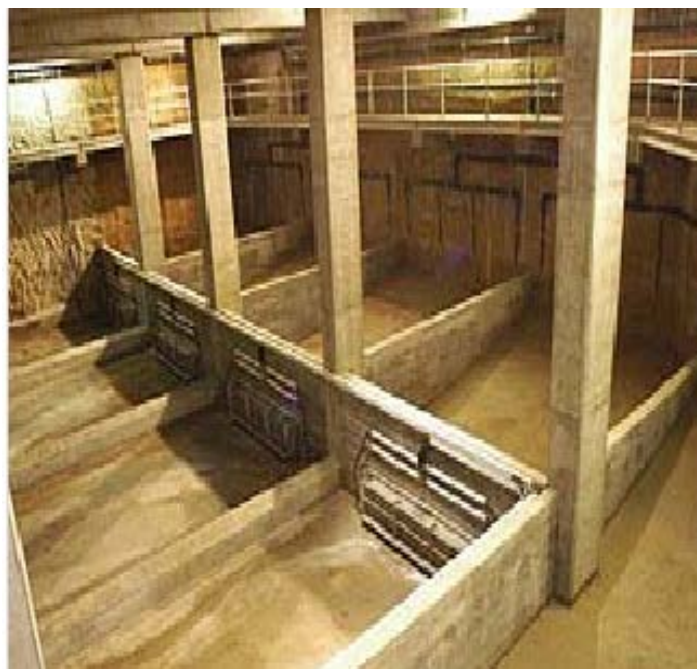


Figura 1. Tanque de tormenta. (Fuente: PNCA 2007-2015)

El **Plan de Calidad de las Aguas (Saneamiento y Depuración 2007-2015)** surge de la necesidad de cumplir con lo establecido en la **Directiva 91/271/CEE**, en la **Directiva Marco del Agua**, ambas ya traspuestas al ordenamiento jurídico español, y en el **Programa A.G.U.A.**, trasladado a la normativa española a través del **Real Decreto Ley 11/2005**, de modificación de la Ley del Plan Hidrológico Nacional.

Con este Plan Nacional (2007-2015) se recoge la obligación de la Unión Europea de disponer de un instrumento de planificación-programación que defina el camino que se va a seguir para cumplir las obligaciones de las Directivas Europeas en materia de calidad de las aguas de nuestros ríos o nuestras costas. En este sentido, este segundo plan continúa la labor realizada por el **Plan de Saneamiento y Depuración 1995-2005**. Es una prolongación de la **Directiva 91/271** en cuanto a fondos.

La profunda reorientación de la política de agua a establecer en España para ajustarse a la legislación europea, obliga a tomar en consideración tanto el valor económico como el valor social y el valor ambiental del agua, con el objetivo de garantizar su disponibilidad y su calidad, optimizando su uso y protegiendo y restaurando los ecosistemas asociados. En España, en este marco, se ha desarrollado una nueva política del agua, el **Programa A.G.U.A.** (Actuaciones para la Gestión y la Utilización del Agua), conforme a los criterios y normas de la Unión Europea y a lo propugnado por la comunidad científica internacional, con los objetivos de garantizar más equidad, más eficiencia y más sostenibilidad en la utilización de este recurso, y una mayor eficiencia, racionalidad y ahorro en los recursos públicos dedicados a las infraestructuras y a la gestión del agua, así como al saneamiento, depuración y reutilización de la misma. **(PNCA 2007-2015).**

Recientemente, se publicó el **RD 1290/2012**, de 7 de septiembre, muy esperado por los operadores, que además viene a dar solución al hecho de que no existía normativa específica que regule desbordamientos de los sistemas de saneamiento en episodios de lluvia, modificando artículo 2 del **RD 509/1996**, de 15 de marzo, y también a incorporar al **Reglamento de Dominio Público Hidráulico**.

Este último **RD 1290/2012**, describe una serie de obligaciones derivadas, de entre las cuales destaca que deberán incorporarse en los sistemas de saneamiento medidas para el control de desbordamiento de aguas de escorrentía, y que además los titulares de las autorizaciones de

vertidos deberán dotar a los puntos de desbordamiento de sistemas de cuantificación de alivios, en un plazo de 4 años desde la entrada en vigor de citado RD.

En el artículo 246 de “Iniciación del Procedimiento de Autorización de Vertidos” dice que la declaración de vertido debe de contener de documentación técnica que desarrolle y justifique: i) las características de la red de saneamiento urbana, ii) los sistemas de los puntos por donde se producen descargas y iii) medidas, actuaciones e instalaciones previstas para limitar la contaminación por desbordamiento en episodios de lluvias.

Y, además, si las solicitudes están formuladas por entidades locales y comunidades autónomas, la declaración de vertido debe incluir un conjunto de medidas que comprendan estudios técnicos de detalle que, definan las buenas prácticas y actuaciones para maximizar el transporte de escorrentía hacia las estaciones depuradoras de aguas residuales (EDAR), para reducir el impacto de los DSU. Estos estudios en detalle tendrán en cuenta:

- Régimen de lluvias.
- Características de la cuenca vertiente.
- Diseño de la red de saneamiento.
- Características de los contaminantes vertidos por los DSU.
- Objetivos medioambientales del medio receptor.

El artículo 251 menciona que las autorizaciones de vertido establecerán las condiciones en que estos puedan realizarse, concretando las medidas, actuaciones e instalaciones para la regulación de los DSU durante

los episodios de lluvia, así como los elementos de control necesarios que permitan limitar la contaminación que puedan verter y cumplir con los objetivos medioambientales del medio receptor, además, en el artículo 251 se añade una sección 4a bis con la siguiente redacción: “Sección 4a bis. Desbordamientos de Sistemas de Saneamiento en Episodios de Lluvia”. Las autorizaciones de vertido de sistemas de saneamiento de zonas urbanas se tendrán en cuenta criterios con el fin de reducir la contaminación generada en episodios de lluvia, como de poner en servicio las obras e instalaciones que permitan retener y evacuar hacia la EDAR las primeras aguas de escorrentía con elevadas concentraciones de contaminación. Con este fin, se redacta el “Manual de Diseño de Tanques de Tormentas” para homogenizar el diseño de los tanques de tormentas en España para reducir la contaminación generada en episodios de lluvia.

El manual de diseño de tanques de tormentas establece una serie de recomendaciones para el dimensionamiento, diseño y posterior construcción de los tanques de tormenta que forman parte de las redes de saneamiento unitarias y que tienen por objetivo la reducción del impacto de los vertidos de las redes de saneamiento en los medios receptores en tiempo de lluvia.

Asimismo, el documento recoge un inventario y diagnóstico de la situación de los tanques de tormenta para reducir el impacto de las descargas de los sistemas de unitarios (DSU) en tiempo de lluvia en España, una revisión del marco normativo nacional e internacional, incluyendo la revisión de los diferentes criterios de diseño de tanques, resultados y

conclusiones de las campañas de control de calidad del agua en 5 tanques de tormenta de referencia, así como una propuesta preliminar de fundamentos para la elaboración de las normas técnicas de aliviaderos.

La **Orden de 13 de Julio de 1993, “Instrucción para el Proyecto de Conducciones de Vertido desde Tierra al Mar”** establece unos límites a los vertidos en tiempo de lluvia, que trata sobre todo acerca de los emisarios submarinos exigiendo unos parámetros mínimos de vertido, y en la que se requiere un análisis de las condiciones de dilución alcanzadas en puntos cercanos al de vertido, así como el estado de influencia de este sobre el medio receptor.

En los años 90 se crea la norma europea **UNE-EN 752** referida a los “Sistemas de Desagües y de Alcantarillado Exteriores a Edificios” y cita, como requisitos básicos a tener en cuenta en el diseño de los puntos de vertidos para proteger al medio receptor dentro de unos valores prescritos: i) las cargas contaminantes del agua a aliviar, ii) los caudales, iii) el volumen, iv) la duración y frecuencia de las descargas, v) las concentraciones de la contaminación y vi) la presión hidrobiológica.

Esta norma ya recoge las siguientes recomendaciones orientadas al control de la contaminación provocada por la red en tiempo de lluvia, y siempre dependiendo del grado de protección requerido de acuerdo a la sensibilidad del medio receptor. Recomienda:

- Intensidad crítica de lluvia: entre 10 l/s · ha y 30 l/s · ha.
- Coeficiente de dilución: entre 5 y 8.

Existen otras normativas como la **Orden ARM/1312/2009 de 20 de Mayo** que obliga instalar y mantener sistemas de medición que garanticen información sobre los caudales de agua utilizados y vertidos al dominio público hidráulico.

Estas normativas y leyes de acuerdo con el contenido de la legislación del estado español y de las comunidades autónomas son en ciertos casos competencia de los municipios que deben establecer las normas en materia de alcantarillado y tratamiento de aguas residuales, para proteger el medio ambiente y las personas que lo habitan.

Por otro lado, la **Directiva 2006/7/CE** de Calidad de las Aguas de Baño también trata el problema de los DSU teniendo en cuenta que la buena calidad del medio receptor no pueda ser perturbada para no perjudicar zonas de baño. Esta Directiva establece unos indicadores de calidad que deben de cumplir las aguas para que sean aptas para el baño.

Esto es importante, especialmente en pueblos en los cuales su economía local está basada en el turismo de sol y playa. En estos casos, se debe proteger un medio receptor que, aparte de su valor ambiental, tiene un uso lúdico y su economía está relacionada con la buena calidad del agua de sus playas.

En primer lugar, la Directiva de Aguas de Baño **2006/7/CE** plantea la realización de un perfil de las aguas de baño, en el que se debe recoger una serie de información relativa a las características de la zona de baño, así como determinar las causas de contaminación que pudieran afectar a dichas

aguas. El desarrollo de la Directiva implica, de igual modo, analizar los riesgos ambientales que pueden desarrollarse en las aguas de baño con el fin de plantear una serie de medidas preventivas ante esos riesgos.

La Directiva **2006/7/CE** supone como indicadores de calidad a la *Escherichia Coli* y *Enterococos Intestinalis*, ya que son los mejores indicadores de contaminación microbiológica en aguas de baño. . La elección de este indicador se debe a:

- Es el único coliforme fecal, que realmente tiene origen fecal.
- Se encuentra en elevadas cantidades en las heces de animales de sangre caliente.
- Tiene una mayor capacidad de supervivencia bajo condiciones ambientales.
- Puede ser fácilmente detectable y cuantificable.

La Directiva de Calidad de las Aguas de Baño establece que la clasificación de calidad de las aguas de baño debe hacerse en base a los datos de calidad de las 4 últimas temporadas de baño, la actual más las tres precedentes.

La Directiva obliga a la realización de los perfiles de cada una de las masas de aguas de baño consideradas por las autoridades. Para ello, se deben identificar las fuentes de contaminación que pueden afectar a las aguas de baño. A continuación se realiza un análisis de los riesgos que cada una de esas fuentes tiene sobre la calidad de las aguas de baño:

La identificación de las fuentes contaminantes tiene como objetivo localizar y caracterizar cada una de las emisiones contaminantes que puedan afectar a la calidad de las aguas de baño objeto de estudio.

Los vertidos que se producen en tiempo de lluvia desde las redes de saneamiento urbanas unitaria son un tipo de fuente puntual y puedan ser responsables de episodios de mala calidad en las aguas de baño, con la consecuencia del cierre de playas.

Los puntos de vertidos deben estar caracterizados haciendo un estudio exhaustivo de los vertidos que se producen a través de ellas. Eso implica conocer que sustancias se pueden verter en estos puntos y con qué concentración, prestando especial atención a los indicadores propuestos en la **Directiva 2006/7/CE**, sin olvidar por ello, cualquier otra sustancia que pueda alterar la calidad de las aguas de baño y/o la salud de los usuarios.

Una red de saneamiento urbana que pudiera afectar a la calidad de las aguas de baño, tiene que tener estimado el riesgo sobre la calidad de las aguas de baño. Para ello, se recurrirá a la expresión siguiente, establecida en la norma **UNE 150008:2000 EX**, sobre análisis de riesgos ambientales:

$$R = P * C \quad [1]$$

Donde:

R = Valor del riesgo del vertido contaminante.

P = Factor de probabilidad de la emisión contaminante.

C = Factor de las consecuencias producidas por la emisión contaminante.

Para conocer el valor del riesgo de cada vertido contaminante, es necesario conocer la probabilidad con la que se produce y las consecuencias que provoca. Según esta Directiva de Calidad de Aguas de Baño, los vertidos de una red de saneamiento urbana unitaria vienen determinados por aspectos probabilísticos, que se originan como consecuencia de episodios de lluvia y que son los principales responsables de los episodios de mala calidad en las aguas de baño debido a que se vierten al medio receptor sin tratamiento previo.

Por lo tanto, debe determinarse la probabilidad de ocurrencia de un determinado suceso, y, en función de ella, asignarle un factor a dicho vertido. Este factor será creciente con la probabilidad de ocurrencia. Deberá medirse, por tanto, la frecuencia con la que ocurre un suceso contaminante.

Para estimar las consecuencias que un vertido contaminante pueda tener sobre las aguas de baño, se deben recurrir a todos aquellos factores que influyan o puedan influir en un deterioro de la calidad de las aguas de baño, bien porque ese deterioro en la calidad se deba a un vertido con contaminantes muy peligrosos o porque, aun sin resultar peligrosa, permanezca un tiempo elevado en la zona de baño, o por cualesquiera otros factores que influyan en las consecuencias que pueda sufrir esa agua de baño. Se asignara un factor de consecuencias dependiente de la magnitud de las mismas.

Posteriormente, en la valoración del riesgo, se establecerá en función del valor dado a cada uno de los factores que influyen, tanto en la estimación

de la probabilidad como en la estimación de las consecuencias y de la vulnerabilidad de las aguas del medio receptor. Debe establecerse, por tanto, una clasificación en niveles de riesgo de manera que permita establecer una serie de medidas preventivas y protectoras en función del riesgo esperado.

De este modo, se puede localizar y caracterizar cada una de las fuentes de contaminación existentes en el agua de baño objeto de estudio, realizar una evaluación de los riesgos que pueden presentarse en dichas aguas y asignar un factor de riesgo a cada una de esas fuentes emisoras de contaminación.

La normativa obliga a los explotadores de redes de saneamiento a tener controlada su red de saneamiento de manera que por un lado se pueda comprobar el correcto funcionamiento de la propia red, y por otro comprobar la eficacia del tratamiento de los efluentes y las depuradoras.

Es cierto que actualmente en España se han realizado actuaciones importantes para el cumplimiento de las normas sobre el tratamiento de las aguas residuales, pero aún queda mucho camino por recorrer y retrasos en la implantación de tratamientos más rigurosos en las aglomeraciones urbanas. Dichos retrasos conllevan expedientes sancionadores por parte de la UE de los incumplimientos existentes con las prescripciones de la **Directiva 91/271**.

De acuerdo con la **DMA**, los Estados miembros habrán de velar por que se establezca, para cada demarcación hidrográfica, un programa de medidas que podrán derivarse de la legislación adoptada a nivel nacional y que cubran la totalidad del territorio de un Estado miembro.

Bajo esta perspectiva, la **DMA** establece que, en términos de vertidos de fuente puntual, los programas de medidas se corresponden con un requisito de reglamentación previa, tal como la prohibición de la entrada de contaminantes en el agua o la autorización correspondiente que establezca los controles necesarios para la emisión de los contaminantes presentes en éstos.

Concretamente, en España, la competencia en materia de vertidos al medio litoral la tienen las Comunidades Autónomas. Algunas de ellas han promulgado leyes de calidad de sus aguas (Galicia, por ejemplo) o Reglamentos de vertido (Andalucía y Cantabria, por ejemplo) con el fin de proteger y mejorar la calidad de las aguas litorales. Dichos instrumentos permiten poner freno al progresivo deterioro del espacio litoral mediante el control y corrección de los factores y los efectos que alteran o modifican la situación ambiental de este medio, facilitando, asimismo, la aplicación y el cumplimiento de la normativa vigente al respecto.

De este modo, por ejemplo, el Reglamento de la calidad de las aguas litorales de la Comunidad Autónoma de Andalucía (**Decreto 14/1996**, de 16 de enero) incide en aspectos tales como: i) disposiciones generales, ii) régimen de las autorizaciones de vertido, iii) comprobación, vigilancia y control, iv) objetivos de calidad y, v) establecimiento del canon y fianza correspondientes. Dicho Reglamento se completa con tres anejos que recogen las tablas de límites para vertidos y métodos de análisis, entre otros.

La DMA establece un marco común para luchar contra la contaminación de las aguas, una estrategia que implica la identificación de sustancias prioritarias entre aquellas que suponen un riesgo significativo para el medio acuático. Este conjunto de sustancias está establecido en la **Decisión 2455/2001/CE**, concretamente establece la primera lista de 33 sustancias o grupos de sustancias que son prioritarias a escala comunitaria para incluirlos en el **Anexo X** de la **DMA**.

En esta directiva se relega el concepto de calidad y se introduce el término de ESTADO DE LAS AGUAS. El estado de una masa de agua natural viene dado por su estado ecológico y su estado químico. Se considera que las aguas se encuentran en un buen estado cuando su estado ecológico y su estado químico sean buenos.

El estado ecológico de un agua sería una expresión de la calidad de la estructura y del funcionamiento del ecosistema y cuyos criterios de clasificación (muy bueno, bueno y aceptable), en función del tipo de ecosistema acuático de que se trate, se recogen en los anexos de la directiva.

El buen estado químico de un agua será el necesario para cumplir los objetivos medioambientales que se definan. Así mismo se incluye el término de “estado cuantitativo de un agua”, entendiendo como tal una expresión del grado en que afectan a una masa de agua subterránea las extracciones directas e indirectas.

En base a la vinculación entre calidad de aguas y sus usos, se establecen estándares y criterios de calidad específicos que definen los requisitos que ha de reunir un determinado agua para un fin concreto, requisitos que, generalmente, vienen expresados como rangos cuantitativos de determinadas características fisicoquímicas y biológicas. Una vez establecidos estos criterios de calidad en función del uso, se han promulgado leyes y desarrollado programas orientados a garantizar el cumplimiento de dichos criterios.

En Andalucía, la **Ley 7/2007, de 9 de julio de Gestión Integrada de la Calidad Ambiental (GICA)**, en cuanto a calidad de las aguas, desarrolla lo dispuesto en la DMA. En este sentido, se facilita un marco para la protección global de las aguas continentales, litorales, costeras y de transición siguiendo los criterios empleados en la DMA. Por otro lado, se contempla el establecimiento de programas de actuación para prevenir la contaminación de origen difuso para determinados contaminantes.

En sus artículos 78 a 88 se refiere a la calidad del medio hídrico, establecimiento la competencia de la C.A. para la protección de la calidad de las aguas continentales y litorales y al resto del dominio público hidráulico y marítimo-terrestre, y sin perjuicio de lo dispuesto en la normativa básica en materia de aguas y costas.

En el artículo 81 reconoce la competencia a los municipios de régimen local del control y seguimiento de vertidos a la red de saneamiento municipal, así como el establecimiento de medidas o

programas de reducción de la presencia de sustancias peligrosas en dicha red, la elaboración de reglamentos u ordenanzas de vertidos al alcantarillado, y la potestad sancionadora en el ámbito de sus competencias.

Se refiere a los vertidos que se realicen directa o indirectamente en las aguas continentales y litorales, a excepción de aquellos vertidos que se realicen desde buques y aeronaves a las aguas litorales (legislación específica).

Prohíbe los vertidos, cualquiera que sea su naturaleza y estado físico que se realicen, de forma directa o indirecta, a cualquier bien del dominio público hidráulico o, desde tierra, a cualquier bien del dominio público marítimo-terrestre y que no cuenten con la correspondiente autorización administrativa.

Obliga a solicitar autorizaciones de vertido a los municipios, o a las entidades que tengan asumidas la titularidad de los vertidos, conteniendo en todo caso un plan de saneamiento y control de vertidos a la red de alcantarillado municipal. Las Entidades locales están obligadas a informar a la Consejería competente en materia de medio ambiente sobre la existencia de vertidos en los colectores locales de sustancias peligrosas.

La autorización de vertido se otorgará sin perjuicio de la concesión que debe exigirse al órgano estatal competente para la ocupación del dominio público marítimo terrestre de conformidad con lo establecido en la **Ley 22/1988, de 28 de julio, de Costas**.

Los titulares de las autorizaciones de vertidos están también obligados a:

a) Instalar y mantener en correcto funcionamiento los equipos de vigilancia de los vertidos y de la calidad del medio en los términos establecidos en el condicionado de la autorización de vertido.

b) Evitar la acumulación de compuestos tóxicos o peligrosos en el subsuelo o cualquier otra acumulación que pueda ser causa de degradación del dominio público hidráulico.

c) Realizar una declaración anual de vertido cuyo contenido se determinará reglamentariamente.

d) Ejecutar a su cargo los programas de seguimiento del vertido y sus efectos establecidos, en su caso, en la autorización.

e) Adoptar las medidas adecuadas para evitar los vertidos accidentales y, en caso de que se produzcan, corregir sus efectos y restaurar el medio afectado, así como comunicar dichos vertidos al órgano competente en la forma que se establezca.

f) Constituir una fianza a fin de asegurar el cumplimiento de las condiciones impuestas en la autorización, con las excepciones previstas en la normativa aplicable, y sin perjuicio del abono de los tributos exigibles.

g) Informar, con la periodicidad, en los plazos y la forma que se establezca, a la Consejería competente en materia de medio ambiente las condiciones en las que vierten.

h) Constituir una junta de usuarios o comunidad de vertidos en los casos que se determine reglamentariamente.

i) Separar las aguas de proceso de las sanitarias y de las pluviales salvo que técnicamente sea inviable y se le exima de esta obligación en la correspondiente autorización de vertidos.

j) Cualesquiera otras obligaciones establecidas reglamentariamente. Al respecto, la GICA, añade que reglamentariamente deberán establecerse las condiciones, normas técnicas y prescripciones para los distintos tipos de vertidos, incluidos aquellos que se realicen a través de aliviaderos.

Por su parte, la **Directiva 2008/105/CE** relativa a las normas de calidad ambiental (**NCA**) en el ámbito de la política de aguas, establece normas de calidad ambiental, de conformidad con la **DMA**, para las 33 sustancias prioritarias identificadas en la Decisión antes dicha y otros 8 contaminantes que ya estaban anteriormente regulados.

Esta lista ha sido revisada y modificada mediante; la identificación de nuevas sustancias para acciones prioritarias a escala comunitaria, el establecimiento de **NCA** para las sustancias identificadas recientemente, la revisión de las **NCA** para algunas sustancias existentes en función del progreso científico y el establecimiento de **NCA** de la biota para algunas sustancias prioritarias existentes y las sustancias identificadas recientemente, promulgado mediante la **Directiva 2013/39/UE** del Parlamento Europeo y del Consejo, de 12 de agosto de 2013.

Para el estudio de evaluación de los efectos del vertido sobre el medio receptor se abordan aspectos tales como la caracterización de la hidrodinámica marina y el análisis de la evolución de las sustancias presentes en el vertido además del establecimiento de la zona de mezcla de acuerdo con las directrices planteadas por la **Directiva 2008/105/CE**.

Al respecto, puesto que en las inmediaciones de vertidos de fuentes puntuales las concentraciones de contaminantes son normalmente superiores a las concentraciones de fondo en las aguas, de acuerdo con la **Directiva 2008/105/CE**, los Estados miembros podrán hacer uso de dichas zonas de mezcla, siempre que no afecten al cumplimiento de las **NCA** correspondientes en el resto de la masa de agua. De este modo, dentro de la zona de mezcla establecida, se podrán superar las **NCA** de una o más sustancias prioritarias siempre que el resto de la masa de agua superficial siga cumpliendo dichas normas. No obstante, en los planes hidrológicos de cuenca se deberán incluir, además de los enfoques y los métodos aplicados para definir dichas zonas, las medidas adoptadas con vista a reducir su extensión en el futuro. Asimismo, los Estados miembros que designen zonas de mezcla deben asegurarse de que la extensión de cada una de ellas quede limitada a las proximidades del punto de vertido y que sea proporcionada mediante autorizaciones o permisos en función de las condiciones aplicables y de las concentraciones de contaminantes en el punto de vertido.

En resumen, más allá de las medidas de obligatorio cumplimiento para la gestión y tratamiento de las aguas residuales, la **DMA**, aporta un

nuevo enfoque integrado de la política del agua. E, igualmente importante es la evolución de la conciencia ambiental de la ciudadanía, que aspira a disfrutar de unos ríos y mares limpios, no sólo fuente de riqueza natural y de biodiversidad, sino también de riqueza socioeconómica. *La sociedad española del siglo XXI es una sociedad más culta, más madura, más preparada y exige de los poderes públicos nuevas soluciones, más eficaces y eficientes en la gestión y preservación de los recursos hídricos y de nuestras costas.* (PNCA 200 - 2015)

El enfoque ambientalmente sostenible en la gestión de las aguas es el objetivo principal de la **DMA**, promoviendo un uso del recurso que no hipoteque su calidad y cantidad futuras. Es por tanto prioritario el saneamiento y la depuración de las aguas tras su uso para garantizar una buena calidad fisicoquímica de las masas de agua.

La profunda reorientación de la política de agua mediante la aprobación de la **DMA**, obliga a tomar en consideración tanto el valor económico como el valor social y el valor ambiental del agua, con el objetivo de garantizar su disponibilidad y su calidad, optimizando su uso y protegiendo y restaurando los ecosistemas asociados.

1.2. Modelos aplicados a Recursos Hídricos

La DMA, como se ha comentado, establece un marco comunitario de actuación a fin de asegurar la consistencia general de toda la política

Europea en materia de aguas con base en un objetivo común: el buen estado de las masas de agua.

En ella se señalan dos puntos clave: por un lado, concierne a todas las aguas Europeas y pretende prevenir su deterioro, así como proteger y fortalecer el estado de los sistemas acuáticos; y, por otro lado, existe un objetivo general de lograr el buen estado de las masas de agua hacia el año 2015. Esto último implica el caracterizar el estado químico y ecológico, así como desarrollar planes de medidas y de gestión para lograr el buen estado de las masas de agua.

La implantación de esta Directiva conlleva diferentes necesidades de modelización. En principio, la modelización será necesaria para la descripción y calificación de las cuencas hidrográficas debido a la recurrente carencia de datos.

Adicionalmente, será especialmente útil para predecir y apreciar el impacto de cualquier descarga o cambio asociado a los usos en tierra, lo cual, será requerido en el correspondiente plan de gestión de la cuenca hidrográfica. Finalmente, una herramienta de modelización puede resultar de utilidad en el diseño de la estrategia de muestreo a nivel de cuenca hidrológica.

En este sentido, cabe comentar que las herramientas de modelización han sido ampliamente utilizadas en los campos de la hidrología y de la

hidráulica y, cada vez más, se han venido desarrollando modelos más complejos.

El ideal de un modelo general, en paralelo con las crecientes capacidades de cálculo y proceso, continúa motivando la investigación de una representación de los fenómenos más completa y fiable.

No obstante, las dificultades de implementar, manejar e interpretar tales herramientas constituyen los principales obstáculos para su rápido uso en un contexto operacional. Por lo tanto, existe también cierta tendencia hacia el regreso a modelos más sintéticos que requieren menor cantidad de información, orientados hacia una visión más global de la cuenca hidrográfica, que finalmente, de acuerdo con la DMA, es la escala correcta para la gestión integrada.

Puesto que la citada Directiva enfatiza la gestión integrada y sostenible del agua, expresa también la necesidad de tomar en cuenta, tanto la dimensión ecológica, como la económica.

Considerando que el objetivo final de la investigación en el campo de la protección de la calidad del agua es encontrar las medidas óptimas para mejorar dicha calidad, se están desarrollando modelos especiales en los que se integra la simulación de varias posibles medidas junto con la evaluación económica de sus consecuencias. En este contexto, se están llevando a cabo esfuerzos para incluir variables socioeconómicas en algunos modelos, como por ejemplo, la población. Este tipo de modelos está siendo usado directamente como una herramienta de gestión.

Por tal motivo, para poder completar esta tarea de manera integral, es necesario lograr comunicar a las partes interesadas los resultados de la simulación de una forma fácil, no sólo como un requisito de validación, que es parte del proceso en sí, sino como una cuestión de la legitimidad de la herramienta utilizada.

De este modo, las partes involucradas se encontrarán capacitadas para acordar o discordar con el modelo o con el método de validación, así como para compartir una representación común del sistema en el que interactúan.

De este modo, es posible obtener un entendimiento de problemas de gestión ambiental complejos para promover la cooperación entre los modeladores y para conseguir los beneficios provenientes de las diferentes perspectivas de los modelos. Así pues, los modelos se convierten en herramientas para organizar el conocimiento disponible dentro de un marco racional.

Esta aproximación facilita el aprendizaje mutuo entre los modeladores y el resto de actores implicados en los problemas de gestión ambiental. Por tal motivo, a través de la comunicación, se puede fortalecer la cooperación, incrementar la credibilidad de los modelos, así como consensuar y explotar el conocimiento disponible.

Tal y como puede deducirse de la información expuesta hasta ahora, resulta prácticamente imposible abarcar en una única herramienta de

gestión, basada en la modelización, todos los aspectos en los que incide la **DMA**.

Durante las 3 últimas décadas se han elaborado una gran cantidad de modelos informáticos para su uso en la planificación y gestión de los recursos hídricos. Poderosos paquetes informáticos desempeñan un papel cada vez más importante en todos los aspectos de la administración del agua.

Entre los años cincuenta y setenta, el desarrollo de modelos se orientó hacia la planificación y diseño de las instalaciones construidas, siendo en la actualidad aún importantes este tipo de aplicaciones. Sin embargo, la gestión de los recursos hídricos y las aplicaciones de modelización asociadas cambiaron durante los años 70 a 80 a un foco importante en la gerencia del recurso y la operación de instalaciones existentes. Ha sido recientemente, cuando se ha puesto el énfasis sobre la protección de la calidad del agua y de los recursos ambientales.

La escala y la complejidad de los problemas que se analizan con los modelos son muy variadas. Por ejemplo, desde la optimización de operaciones (control de inundaciones, suministro de agua, energía hidroeléctrica, recreación) en una cuenca de varios miles de kilómetros; a evaluar a nivel local la ampliación de una planta de tratamiento de aguas residuales de un pequeño municipio.

Para satisfacer los requerimientos de caracterización y análisis marcados en la legislación, existen tres herramientas para el estudio de los

procesos de calidad de agua: por un lado, se encuentran los modelos físicos experimentales, seguidos de las determinaciones de campo, y finalmente, se cuenta con los modelos numéricos.

Para los estudios de calidad de agua, la aplicación de modelos físicos experimentales es limitada puesto que, usualmente, se requiere simular los fenómenos en un dominio amplio. Además, estos modelos no permiten o son prácticamente incapaces de simular procesos biogeoquímicos.

Por su parte, las determinaciones de campo son comúnmente utilizadas. No obstante, debido a las ventajas que presentan los modelos numéricos, la metodología más efectiva para estudios de calidad del agua considera la combinación de estas dos últimas herramientas.

Entre las ventajas que ofrecen los modelos numéricos cabe destacar las siguientes:

- Permiten predecir las consecuencias futuras
- Permiten ejecutar distintos escenarios de medidas posibles para el saneamiento del agua sin quebrantar las políticas de protección ambiental y económica
- En ocasiones, resultan la única opción para simular procesos biológicos y químicos.
- Son más económicos que los modelos físicos experimentales y que las determinaciones de campo. Adicionalmente, el tiempo requerido para obtener resultados a través de su uso suele ser mucho menor

-
- Permiten almacenar grandes cantidades de información para aplicaciones posteriores
 - La correcta elección y uso de los modelos numéricos puede reducir al mínimo el número de determinaciones en campo, por lo que su uso redundante en un beneficio económico, puesto que estas determinaciones son usualmente costosas.

Por tal motivo, dentro de las distintas actuaciones que se han venido llevando a cabo a fin de analizar, conocer, vigilar y controlar las afecciones que puede causar un vertido al medio, se apunta repetidamente hacia el modelado como una herramienta capaz de proveer a la entidad gestora con un soporte sólido para la toma de mejores decisiones.

De este modo, el modelado numérico conforma una poderosa herramienta mediante la cual es posible analizar el comportamiento de una sustancia contaminante en el medio receptor a través de la caracterización de los procesos físicos de transporte y difusión, así como de los procesos de transformación que experimenta.

Partiendo de la base de que cada sustancia contaminante posee una amplia variedad de presentaciones y comportamientos, ya que puede encontrarse disuelta o en forma particulada; que puede o no, ser resultado de la actividad humana y que puede provenir de una fuente bien definida o de una fuente difusa; no resulta extraño que cada una de ellas requiera un algoritmo propio, capaz de describir su comportamiento.

Además de este cúmulo de variables, es necesario añadir las condiciones del medio receptor y la respuesta que puede presentar éste frente a la introducción de una de estas sustancias. Por tal motivo, desde hace algunos años, se han venido desarrollando modelos numéricos de distintas características que utilizan diferentes métodos de cálculo.

Dentro de esta diversidad de modelos, se puede hacer una primera clasificación reconociéndolos como modelos hidrodinámicos y modelos de calidad. Los primeros, derivados de las ecuaciones de Navier-Stokes, tienen como objetivo reproducir matemáticamente las condiciones hidrodinámicas del medio acuático (viento, marea y oleaje).

Por su parte, los modelos de calidad, están preparados para reproducir matemáticamente el comportamiento de una sustancia en el medio receptor a través de la resolución de la ecuación de advección – difusión o ecuación de transporte.

Usualmente, estos últimos requieren como datos de entrada los resultados generados por un modelo hidrodinámico. Por tal motivo, para poder llevar a cabo el estudio de un vertido al medio litoral resulta necesario el uso de modelos hidrodinámicos y de modelos de calidad.

A su vez, la gran diversidad de procesos de calidad del agua que pueden ser analizados mediante la utilización de modelos numéricos, conlleva que no exista un modelo único que permita considerar conjuntamente todos ellos, sino que se habla de diversos tipos de modelos

en función de los parámetros que son capaces de modelar y de los elementos que los componen.

Así pues, en una segunda clasificación, los modelos de calidad pueden subdividirse en modelos de contaminantes específicos (modelos de contaminación microbiológica, de sustancias consumidoras de oxígeno, de hidrocarburos, de metales pesados, de sedimentos, etc.) y modelos ecológicos (modelos integrados que incluyen ciclos biogeoquímicos con las correspondientes interacciones entre los organismos vivos y demás elementos del ecosistema).

En términos generales, los modelos utilizados para el estudio de sustancias químicas permiten distribuir los contaminantes entre el agua y el sedimento de acuerdo con las leyes químicas que los gobiernan.

Dentro de esta clasificación, por ejemplo, se han desarrollado modelos de transporte bidimensionales (promediados lateralmente) incorporados a módulos hidrodinámicos y de sedimentación para el estudio de metales pesados.

Otros modelos, permiten, incluso, llevar a cabo estudios de bioacumulación de metales en moluscos como resultado de la interacción de factores fisiológicos (crecimiento, talla, peso, absorción y acumulación), químicos (concentración de metales, especiación y biodisponibilidad) y ambientales (concentración de alimento y temperatura).

Adicionalmente, el modelado numérico puede contribuir a la gestión de la actividad marisquera y a la protección del consumidor, ya que, es

capaz de indicar los periodos de riesgo de acuerdo con la normativa vigente y de prevenir la contaminación de los moluscos.

Además, existen también, modelos de tipo biogeoquímico que han sido validados para realizar, a su vez, un modelado estadístico, capaz de comparar las concentraciones de metales predichas por los modelos con las determinadas experimentalmente. Esta técnica combinada permite el establecimiento de relaciones basales, que hacen posible la fragmentación de las concentraciones de metales en sedimentos en las dos fracciones que las componen: una natural y otra antropogénica.

Por su parte, otro tipo de sustancia química comúnmente modelada son los hidrocarburos y, puesto que el uso de dispersantes como respuesta a un derrame de este tipo en aguas someras sigue siendo tema de debate, un modelo de derrames de hidrocarburos podría considerarse como una herramienta fundamental para poder evaluar tanto los impactos ambientales potenciales, como los beneficios de aplicar dispersantes en respuesta a un episodio contaminante de esta naturaleza.

Además de la diversidad de sustancias contaminantes que pueden ser analizadas a través de simulaciones numéricas, debe contemplarse también, que las zonas susceptibles de secarse en un momento dado, presentan ciertas peculiaridades en términos de modelado, por lo que es necesario incluir subrutinas de cálculo que, de acuerdo con las características de nivel de la masa de agua, permitan computar

adecuadamente los instantes de tiempo en que las áreas someras permanecen inundadas y aquellos en los que permanecen secas.

No obstante, con independencia de las capacidades y limitaciones, de las características y de los elementos que los conforman, los modelos numéricos pueden aportar información valiosísima para la adecuada gestión del medio estuarino, siempre y cuando, se seleccione el modelo adecuado para cada caso de estudio en particular, puesto que, alrededor de éstos coexisten un gran número de perspectivas. Algunas buscan incrementar la esquematización detallada de los fenómenos, mientras otras luchan por una aproximación más global y mejor adaptada a la escala de trabajo. Por otro lado, otras perspectivas abordan la complejidad mediante el ensamblado de módulos especializados, y, finalmente, algunas consideran que la vía más efectiva es el apropiado anidamiento de estas diferentes aproximaciones.

Los argumentos a favor de estos distintos enfoques son suficientemente sólidos, además de que ninguno de ellos, por sí mismo, es capaz de satisfacer por completo las exigencias actuales, las cuales requieren el desarrollo de metodologías y pensamiento específicos.

Al respecto, cabe mencionar, por ejemplo, que existen modelos cualitativos de proceso, diseñados para mejorar el entendimiento que se tiene sobre las interacciones observadas en la naturaleza; y modelos de pronóstico, diseñados para reforzar las decisiones de gestión. Puesto que la modelización de estos sistemas continúa siendo, parcialmente, un arte, hoy por hoy, se requiere por parte del modelador pericia y experiencia.

De hecho, la calidad de los resultados obtenidos a través de modelos matemáticos depende, por igual, tanto de la eficiencia de las técnicas y modelos numéricos empleados, como del conocimiento, y de las verdaderas capacidades y limitaciones de las formulaciones introducidas por los modeladores.

Así pues, un punto crítico en la selección del modelo a utilizar queda representado por la cantidad de datos de alimentación requeridos.

Generalmente, los modeladores hacen uso de datos e información experimental para desarrollar, probar y calibrar los modelos. Todo ello implica cierta dificultad para parametrizar, de forma cuantitativa y unívoca, los procesos y mecanismos clave que regulan el valor de una variable objetivo.

Es por ello que, en principio, es difícil seleccionar un modelo único y óptimo, es decir, un modelo cercano a lo ideal. Además, existen muchas otras dificultades que los modeladores deben afrontar para poder llevar a cabo la aplicación de los modelos tales como la vaguedad, ambigüedad o carencia de información.

Por tal motivo, la tendencia que generalmente guía la decisión final sobre dicha selección, apunta hacia técnicas menos sofisticadas que requieran menor cantidad de información.

Sin embargo, aun cuando se haya realizado una buena elección del modelo y se hayan superado los requisitos de modelización, al menos para la solución de problemas específicos, los modelos numéricos mantienen un

punto débil en términos de la limitada precisión que ofrecen en cuanto a la localización de las zonas afectadas en la realidad física.

No obstante, dicha limitación puede subsanarse, de forma efectiva, mediante la combinación con otro tipo de herramientas capaces de llevar a cabo análisis espaciales tales como los **Sistemas de Información Geográfica (SIG)**.

Estos Sistemas surgidos a partir de los años 70, están encaminados hacia el manejo y análisis de información geográfica. El amplio desarrollo de tecnología de hardware y software durante los últimos 30 años, ha convertido a los SIG en poderosas herramientas capaces de llevar a cabo análisis espaciales complejos.

No obstante, la paquetería básica de los SIG no cubre funcionalidades específicas tales como el modelado hidrológico o costero, por tal motivo, durante la última década se han desarrollado varias aplicaciones desde distintas perspectivas para resolver este problema. Ante estas circunstancias, dichas aplicaciones persiguen el objetivo de lograr la integración de la información generada tanto por los modelos numéricos como por los Sistemas de Información Geográfica.

Dichos modelos simplifican los comportamientos ambientales mediante ecuaciones donde el tiempo es el elemento clave, mientras que los Sistemas de Información Geográfica reducen la realidad física a simples entidades geográficas (puntos, líneas, polígonos y píxeles) de forma estática. Por tal motivo, esta combinación puede contribuir a un mejor

entendimiento del modo en que el espacio y el tiempo interactúan realmente, lo cual, permite obtener una visión más global, capaz de facilitar la labor de toma de decisiones.

Ahora bien, para hacer posible la optimización de todas las potencialidades que ofrece la combinación de ambas herramientas de análisis en una única herramienta de gestión, es recomendable, que la aplicación desarrollada responda a los requerimientos necesarios para gestionar el medio de forma efectiva, a través de ciertos atributos tales como: la versatilidad o una interfaz de usuario amigable.

En la recopilación integral llevada a cabo por James (2002) sobre el modelado de la dispersión de contaminantes, el ecosistema y la calidad del agua en zonas costeras, alude a tres elementos deseables en las herramientas necesarias para llevar a cabo la gestión de estas zonas de manera eficiente.

El primero corresponde a la capacidad de traslado a distintas áreas, puesto que la alta resolución necesaria para las aplicaciones costeras significa que cada área de interés podrá ser anidada dentro de un modelo mayor o bien ser un área de resolución incrementada dentro de una malla variable.

Para trasladar un modelo a un nuevo área se requiere no sólo de batimetría detallada, sino también de todas las condiciones iniciales y de contorno necesarias para su ejecución.

En segundo lugar plantea como otra característica deseable de dichas herramientas, una interfaz de usuario capaz de lograr que este traslado se consiga fácilmente sin necesidad de una reprogramación exhaustiva. Una interfaz ideal también permite que la salida de datos sea de fácil comprensión y análisis a través del uso de técnicas de visualización y de formatos de datos estándar.

Por último, establece que sería altamente beneficioso que el modelo pudiera trasladarse a diferentes máquinas de tal forma que pudiera ejecutarse en cualquier sistema disponible e incluso poder tomar las ventajas de cualquier sistema paralelo.

Dentro de este contexto, García et al. (2007) han llevado a cabo una primera aproximación de una nueva herramienta basada en **ArcGIS 9** (ArcMap 9.2) y modelos numéricos de calidad de agua desarrollados en **FORTTRAN**.

El resultado ha sido la herramienta numérica **AQUALAB 2.0** que permite, por ahora con ciertas limitaciones, la integración de toda la información bajo un único entorno **SIG**.

Esta herramienta actualmente es capaz de: generar ondas de marea basadas en una base de datos global de nivel del mar, corregir los niveles de referencia de las batimetrías, generar condiciones en los contornos abiertos, generar un régimen aleatorio de vientos en función de la probabilidad de ocurrencia en cada región geográfica, ejecutar modelos hidrodinámicos bidimensionales (**H2D**) y cuasi – tridimensionales (**H2DZ**) que generan

corrientes de marea y de viento, respectivamente, calcular los perfiles de viento correspondientes; asimismo, permite ejecutar, visualizar y analizar un modelo tridimensional de transporte que actualmente ofrece la posibilidad de llevar a cabo estudios de sustancias conservativas, coliformes y oxígeno disuelto facilitando la visualización y manejo de los campos de corrientes obtenidos dentro de este mismo entorno.

No obstante, a través de esta experiencia, ha sido posible detectar, asimismo, ciertas debilidades tales como: la rigidez absoluta con la cual maneja la información manifestada en problemas de seguimiento de rutas si el proyecto cambia de ordenador o incluso de carpeta, la imposibilidad de trabajar con mallas que presenten cierto ángulo de inclinación con respecto al norte, la necesidad de elementos especiales de instalación y el requerimiento de programación especializada cada vez que se pretenda integrar un modelo nuevo.

A la fecha, muchas organizaciones han desarrollado o están desarrollando sistemas de modelos de calidad de aguas costeras con algunos de los atributos mencionados. Entre éstas se encuentran **ASA** (Applied Science Associates), **DHI** (Danish Hydraulics Institute), **HR Wallingford**, **HydroQual**, **MUMM** (Management Unit of the Mathematical Model of the North Sea, Belgium), **POL** (Proudman Oceanographic Laboratory), WL-Delf Hydraulics, **MOHID** del IST (Instituto Superior Técnico de Lisboa) y el **IMCS** de la Universidad de Rutgers entre otras.

La herramienta resultante de la combinación de modelos numéricos en un entorno SIG encuentra aplicaciones tan diversas como el modelado de la calidad de aguas costeras con respecto a la carga contaminante proveniente de fuentes difusas.

Esto representa una herramienta para ayudar a los gestores y legisladores ambientales en la elaboración de planes de desarrollo sostenible para las regiones costeras.

Otra posible aplicación para esta herramienta se corresponde con el análisis y seguimiento de derrames de hidrocarburos.

Asimismo, mediante herramientas que combinan modelos numéricos en un entorno SIG se han llevado a cabo completos estudios, hidrológicos, químicos, de sedimentación, así como la construcción de sistemas dirigidos a la gestión de vertidos.

1.3. Sistemas de saneamiento

1.3.1. Breve historia

Hace más de cinco mil años, se construyó la primera estructura hidro-técnica como un sistema de alcantarillado. Era más bien un sistema de aguas pluviales que un sistema de drenaje combinado.

A esos tiempos le siguieron periodos en los que fue percibido el importante papel de este tipo de construcciones en la cultura humana, así como también siguieron periodos en los que su importancia no fue apreciada.

Las primeras construcciones descubiertas, desempeñando el papel de sistema de alcantarillado, se remontan a alrededor de 3000 aC., se encuentran en Habuba-al-Kariba cerca de la presa de Assad en la zona de la actual Siria. Como colectores principales, construyeron tuberías con sección rectangular, mientras que como laterales, tubos redondos menores.

El sistema funcionaba principalmente como un sistema de aguas pluviales (sistema de drenaje) en lugar de uno unitario o combinado. En los terrenos de la antigua Babilonia (2500 – 500 BC), desarrollaron sistemas de alcantarillado equipados con ranuras de lluvia de cerámica cocida, también existían tuberías (por ejemplo, el Templo de Bel, Nippur, Babilonia que se remonta a más de 2500 años antes de Cristo). (Huisman, 2001)

Tras ellos, la civilización hindú fue un poco más allá y, además del sistema de colectores, introdujo un primer tratamiento primario para reducir la cantidad de sólidos en las aguas vertidas. Los centros de población de las civilizaciones egipcias y griegas, también muestran indicios sobre la existencia de un sistema de saneamiento, especialmente complejo en la última, los cuales llegaron a reutilizar las aguas residuales.

Otros ejemplos bien conocidos de antiguos sistemas de alcantarillado se encuentran en el Palacio de Knossos en Creta, y también en ciudades griegas (por ejemplo, un gimnasio En Amphylopolis de aproximadamente 430 AC o en el antiguo Dion, cerca de 600 AC, en el área de la actual Macedonia), así como la Cloaca Máxima, un canal de alcantarillado de la

Antigua Roma que se creó después de la construcción de canales abiertos de transporte de aguas residuales y aguas pluviales (Huisman, 2001).

La civilización que dio un fuerte impulso a la ingeniería de saneamiento fue el Imperio Romano. Sus ingenieros utilizaron los conocimientos de las civilizaciones anteriores para perfeccionarlos, logrando cerrar el ciclo integral del agua, desde su recogida mediante grandes infraestructuras como acueductos, hasta su eliminación, que se hacía sobre aguas superficiales, y que además fueron extendiendo por todo el imperio.

Detectaron que las aguas de manantiales eran más adecuadas para el uso humano y que las aguas superficiales eran de menor calidad, pero eran útiles para otras actividades, utilizándose distintas soluciones según el entorno. Independientemente del desarrollo de estas infraestructuras, la mayoría de la población vivía en casas de vecindad, eliminando los residuos por las ventanas, práctica que continuaría hasta la Edad Media.

En un intento de mejora, se dispusieron letrinas y baños públicos y fuentes de agua para toda la población.

Después del colapso del Imperio Romano, el antiguo conocimiento sanitario fue perdido durante muchos siglos. La cultura del agua como fuente de bienestar y salud fue abandonada, así como las infraestructuras construidas para el transporte de agua, que se volvió a extraer para el abastecimiento de ríos y pozos.

En la Edad Media, los ríos se consideraban tanto fuente de agua como cloacas, es decir, eran los colectores habituales de aguas negras. En

esta época, aunque los vertidos eran más bien pocos, el desarrollo de la artesanía aumentó la demanda y disminuyó la calidad y la salubridad del agua (Oller, 2006).

Además, existía la convicción, a lo largo de todas las clases sociales, que el agua "era mala", insalubre, lo cual constituyó el pretexto para la falta de prácticas de higiene y de desarrollo de técnicas de ingeniería destinadas a un manejo adecuado de las aguas residuales.

A medida que fueron apareciendo grandes plagas y problemas de insalubridad en Europa, se fue extendiendo la práctica de la construcción de pozos negros para la recolección de las aguas negras en casas de nueva construcción, las cuales eran vendidas a los agricultores como fertilizante.

Ya a principios de la Edad Moderna y a lo largo del siglo XVIII, debido al desarrollo de los núcleos de población originado por la Revolución Industrial, las preocupaciones por la insalubridad se transformaron en necesidad de aprobar normas y reglas que evitasen la expansión de epidemias en las ciudades, mediante la adecuación y reparación de la red de abastecimiento, de interés indirecto por el saneamiento.

A pesar de ello, la primera mitad del siglo XIX se caracterizó todavía por el escaso interés que despertaba la calidad de las aguas y el saneamiento de las mismas (Oller, 2006).

Fue en Inglaterra donde comenzaron a instalarse los primeros conductos de evacuación de aguas negras, para lo cual se impulsó la creación de desagües en los edificios.

Se iniciaron así las primeras redes de alcantarillado a la que todos los edificios, desde 1847, estaban obligados a conectarse (Oller, 2006).

A pesar de esta innovación, la construcción de la red no solucionó las cuestiones de contaminación de las aguas, ya que no se tenía en cuenta la capacidad de asimilación de las mismas y la necesidad de disminuir la carga contaminante.

Aunque se había favorecido la reducción de las fuentes de contagio mejorándose el estado sanitario de las ciudades, el grado de contaminación del río Támesis aumentó, originando un agravamiento de la calidad y creando condiciones higiénicas y ambientales inaceptables.

Tales acciones se hicieron cumplir principalmente por problemas de higiene (brotes de grandes enfermedades infecciosas), y por la necesidad de drenar periódicamente las aguas de tormenta acumuladas.

Por lo tanto, se cree comúnmente que había Ingenieros sanitarios que salvaron más vidas que los médicos de la época mediante invenciones tales como inodoros, tapas de sifón y el sistema de alcantarillado, limitando así la propagación de enfermedades del sistema digestivo.

Los inventos de siglos anteriores llevaron el desarrollo del sistema de alcantarillado a la forma actual que, a la luz de los conocimientos actuales, funcionan no sólo como una "herramienta sencilla" de transporte hidráulico de aguas residuales, sino también como un reactor biológico, dentro del cual ocurren un gran número de procesos (Ashley et al., 1999).

En España, la idea de saneamiento, incluso de alcantarillado, estaba poco desarrollada, destacando únicamente la ciudad de Barcelona como una de las primeras en dictar normativas relativas al agua que se centraban en la regulación del alcantarillado como única expresión del saneamiento. Esta situación perduró hasta bien entrado el siglo XX (Oller, 2006).

Existen algunas menciones generales sobre las condiciones de saneamiento, como por ejemplo la referencia sobre salubridad recogida en la Constitución de Cádiz de 1812, hasta que se aprobó la Ley Municipal de 2 de octubre de 1877, en la que se concreta la obligación de creación de los primeros servicios municipales de higiene y salubridad por cada uno de los municipios (Oller, 2006).

Ya el siglo 20 fue testigo de una revolución en la gestión de aguas residuales, la ciencia del medio ambiente y la sociedad, que volvieron su atención hacia la contaminación de las aguas. Sobre todo, fueron hitos relacionados con la introducción de conceptos de contaminación, el establecimiento de estándares y de análisis, como fueron por ejemplo la definición de la Demanda Biológica de Oxígeno (DBO) y los modelos de aireación/desaireación, que permitieron predecir las cargas admisibles de DBO en las aguas superficiales.

En el primer cuarto de siglo, los gobiernos comenzaron a legislar la gestión de las aguas residuales y la construcción de las primeras plantas de tratamiento, lo cual se vio interrumpido por la Primera Guerra Mundial (Lofrano and Brown, 2010).

En España, las Instrucciones técnico-sanitarias para los pequeños municipios de 1923, recogen las primeras referencias sobre tratamiento de aguas residuales. En estas, se define que, como regla general, era obligatoria la depuración de las aguas negras, aunque sin forzarla hasta límites que la hicieran excesivamente costosa, y haciendo uso de tratamientos como la depuración natural por el suelo con aplicación al cultivo, la biológica artificial (fosos sépticos o estanques filtrantes) o procedimientos mecánicos en instalaciones sencillas (Oller, 2006).

La Segunda Guerra Mundial también retrasó el desarrollo del tratamiento de aguas residuales hasta 1948 causando un aumento de la contaminación a las aguas. Después del final de la guerra hubo un rápido progreso en el tratamiento de aguas residuales en el Reino Unido y los Estados Unidos, pero no en Europa (Lofrano and Brown, 2010).

En 1950, los debates sobre la inaceptable contaminación se centraron en los estándares de calidad y en los usos de las aguas superficiales, precedentes necesarios para el desarrollo de una política de gestión de aguas residuales (Lofrano and Brown, 2010).

A partir de los años cincuenta, la depuración de las aguas residuales comienza a tomar importancia en todos los países europeos, momento desde el que se ha ido sucediendo numerosa normativa que ha desarrollado y aumentado el nivel de depuración de las aguas residuales (Oller, 2006).

En España, la necesidad de preservar la calidad del agua per se, no se constató hasta los años 70, momento en el que la sociedad comenzó a

interesarse por el entorno que la rodea, lo que se tradujo en una voluntad, cada vez mayor, de conservar y disfrutar de la naturaleza, y ello comporta el mantenimiento de las condiciones ambientales precisas para la conservación del medio natural en todas sus manifestaciones (Oller, 2006).

1.3.2. Tendencia y problemática

Las aguas residuales recogidas en comunidades y municipios deben ser conducidas, en última instancia, a los cuerpos de agua receptores o al mismo terreno. La compleja pregunta acerca de qué contaminantes contenidos en el agua residual –y a qué nivel deben ser eliminados de cara a la protección del entorno, requiere una respuesta específica en cada caso concreto. Para establecer dicha respuesta es necesario analizar las condiciones y necesidades locales en cada caso y aplicar tanto los conocimientos científicos como la experiencia previa, respetando la legislación y las normas reguladoras (Metcalf & Eddy, 1995).

Se conoce como operaciones unitarias aquellos métodos de tratamiento en los que predominan los fenómenos físicos, mientras que aquellos métodos en los que la eliminación de los contaminantes se realiza en base a procesos químicos o biológicos se conocen como procesos unitarios. En la actualidad, las operaciones y procesos unitarios se agrupan entre sí para constituir los así llamados tratamiento primario, secundario y terciario, o avanzado (Metcalf & Eddy, 1995).

-
- Pretratamiento de las aguas residuales: se define como el proceso de eliminación de los constituyentes de las aguas residuales cuya presencia pueda provocar problemas de mantenimiento y funcionamiento de los diferentes procesos, operaciones y sistemas auxiliares. Como ejemplos se puede citar el desbaste y la dilaceración para la eliminación de sólidos gruesos y trapos, la flotación para la eliminación de grasas y aceites y el desarenado para la eliminación de la materia en suspensión gruesa que pueda causar obstrucciones en los equipos y un desgaste excesivo de los mismos.
 - Tratamiento primario: se elimina una fracción de los sólidos en suspensión y de la materia orgánica del agua residual. Esta eliminación suele llevarse a cabo mediante operaciones físicas tales como el tamizado y la sedimentación. El efluente del tratamiento primario suele contener una cantidad considerable de materia orgánica y una DBO alta.
 - Tratamiento secundario: está principalmente encaminado a la eliminación de los sólidos en suspensión y de los compuestos orgánicos biodegradables, aunque a menudo se incluye la desinfección como parte del tratamiento secundario. Se define el tratamiento secundario convencional como la combinación de diferentes procesos empleados para la eliminación de estos constituyentes, e incluye la aplicación de uno de los tratamientos biológicos existentes y la posterior sedimentación.

- Tratamiento terciario o avanzado: se define como el nivel de tratamiento necesario, más allá del tratamiento secundario convencional, para la eliminación de constituyentes de las aguas residuales que merecen especial atención, como los nutrientes, compuestos tóxicos y los excesos de materia orgánica o sólidos en suspensión. Se emplean combinaciones adicionales de los procesos y operaciones unitarias con el fin de eliminar otros componentes cuya reducción con el tratamiento secundario no es significativa.

En Europa, todas las aglomeraciones urbanas por encima de 10.000 h-e están obligadas a depurar sus aguas residuales al menos hasta el tratamiento secundario y en todo caso, las aguas deben someterse a un tratamiento adecuado en virtud del cual, después del vertido de dichas aguas, las aguas receptoras cumplen los objetivos de calidad pertinentes y las disposiciones pertinentes las Directivas comunitarias (Directiva 91/271/CEE).

El número de compuestos orgánicos que se ha conseguido sintetizar desde principios del siglo pasado ha superado el millón y aparece un número de compuestos nuevos muy elevado cada año (Metcalf & Eddy. 1995). Hoy en día es de gran importancia para los sistemas de recogida y tratamiento de las aguas residuales la presencia en las mismas de compuestos orgánicos volátiles y compuestos orgánicos volátiles tóxicos (Carducci et al. 2000).

Esta naturaleza cambiante de las aguas residuales se ve acrecentada por el aumento del número de industrias que vierten residuos a las redes de

alcantarillados domésticas, aun cuando los vertidos suponen concentraciones bajas en el total de las aguas. En este sentido, la **Directiva 91/271/CEE** insta a la declaración de normativa municipal para que el vertido de aguas residuales industriales en sistemas colectores e instalaciones de tratamiento de aguas residuales urbanas se someta a las restricciones y autorizaciones específicas para un control más efectivo de las mismas, pero este requisito no es un hecho en todos los municipios españoles.

A esto hay que añadir las variaciones de caudal que reciben las plantas de tratamiento debidas a los cambios del consumo de agua a lo largo del día y a los cambios estacionales, especialmente importantes para poblaciones con sistemas de alcantarillado unitarios, destinos vacacionales o con redes que sufran infiltraciones (Metcalf & Eddy.1995). Sumado al aumento de las cargas de origen doméstico que se viene registrando en las aguas residuales y los cambios de comportamiento de la sociedad (Marín, 2004)

La mayoría de las operaciones y procesos unitarios empleados en el tratamiento de las aguas residuales están sometidos a una intensa y continua investigación, tanto desde el punto de vista de ejecución como de aplicación. Como consecuencia de ello se han desarrollado nuevas operaciones y procesos de tratamiento y se han llevado a cabo modificaciones en los ya existentes con el objetivo de conseguir su adecuación a los crecientes y rigurosos requerimientos que se establecen para la mejora ambiental de los cursos de agua.

Además, se están investigando y desarrollando nuevos métodos de tratamiento y tecnologías alternativas, como puede ser el uso de plantas acuáticas.

La relación existente entre la red de alcantarillado y las características de las aguas residuales que deben someterse al tratamiento de aguas residuales es objeto de creciente atención.

Durante el transporte del agua residual por la red de alcantarillado, el agua sufre transformaciones químicas, ya que la materia orgánica se va descomponiendo, biológicas, ya que la mezcla de organismos va cambiando, y de contenido, que dependerá del grado de la acumulación de sólidos en la red y la ocurrencia de tormentas (Verbank et al. 1993). La naturaleza de estas transformaciones depende en gran medida del diseño de la red y de la naturaleza de los residuos (Metcalf & Eddy. 1995)

Conforme se ha endurecido la normativa de tratamiento de las aguas residuales, las plantas de tratamiento han ido introduciendo mejoras y nuevos tratamientos para incrementar la eliminación de la contaminación y esto provoca un aumento del coste de funcionamiento y depuración.

En los últimos 20 años se ha invertido mucho dinero en la construcción de las plantas de tratamiento de las aguas residuales, pero el funcionamiento de mucha de ellas no ha satisfecho plenamente las condiciones exigidas por la normativa de vertidos.

Es por ello, que se está estudiando con detalle la efectividad de las instalaciones, especialmente en cuanto al funcionamiento, energía, utilización de recursos y costes. (Metcalf & Eddy. 1995).

El conocimiento de la naturaleza del agua residual es fundamental de cara al proyecto y explotación de las infraestructuras tanto de recogida como de tratamiento y evacuación de las aguas residuales, así como la gestión de la calidad medioambiental (Metcalf & Eddy, 1995)

En la actualidad se están realizando muchos esfuerzos para desarrollar métodos de detección en tiempo real de las características de las aguas residuales con el fin de detectar precozmente e identificar cualquier problema o anomalía que pueda afectar negativamente al proceso (Aguado and Rosen, 2008).

En esta dirección existen varias alternativas. Por un lado está la tendencia a estudiar el funcionamiento de la planta de tratamiento con el fin de detectar los fallos y diagnosticar el funcionamiento de la misma (Fuente et al. 1996). Por otro, también se estudia el comportamiento de los parámetros más representativos de las aguas residuales con el fin de mejorar el tratamiento a aplicar y evitar la contaminación de las aguas receptoras (Álvarez-Vázquez et al. 2000; Gray and Becker. 2002).

Pero la tendencia sobre la que más se está invirtiendo actualmente es la gestión integral de las aguas residuales. Para ello, se integran varios parámetros correspondientes tanto a la red de saneamiento, como de la planta de tratamiento y de las aguas receptoras del vertido. La diferencia

entre los estudios que existen en este tema, es la definición del modelo de control y los sistemas de análisis empleados. Por ejemplo, existen varios estudios que tratan de encontrar una solución óptima del conjunto de variables seleccionadas a través de diferentes métodos de análisis multivariable, como pueden ser el análisis discriminante, el análisis de componentes principales y la regresión (Aguado and Rosen 2008; Singh et al. 2004, otros que utilizan algoritmos genéticos para la predicción de los modelos (Fu et al. 2007; Vanrolleghem et al. 2005) y también se ha utilizado en este aspecto la dinámica de redes neuronales (Dellana and West. 2008).

Este tipo de análisis requiere un alto nivel de experiencia profesional (Dellana and West. 2008) y además, para la detección de fallos basados en la modificación de parámetros que no sean directamente medibles (como son DBO5, DQO o SST), es necesario conocer las relaciones entre los parámetros del modelo y las constantes físicas, que a menudo son difíciles de obtener (Fuente et al. 1996).

En general, estas aplicaciones se han ilustrado con datos reales de plantas específicas. A efectos de comparación no es tan apropiado. Los conjuntos de datos específicos utilizados en la literatura en general no están disponibles para otras investigaciones. Por lo tanto, no hay forma objetiva de comparar la eficacia de las estrategias de seguimiento propuestas (Aguado and Rosen. 2008).

Además, existen estudios que señalan que el conocimiento y la experiencia de las dificultades de una planta no se puede aplicar a otra

debido a la alta variabilidad temporal del influente y a la concentración de los componentes de cada instalación (Dellana and West. 2007).

Es por todo esto, que es necesario un primer análisis de los parámetros más importantes de las aguas residuales que pueda dar indicios de las relaciones entre ellas y que facilite el análisis de las mismas, para de esta forma mejorar el rendimiento de la estación.

La medición y el control de los **DSU** no han sido abordados en detalle en las legislaciones de agua hasta que apareció la **DMA**. La Directiva del tratamiento de aguas residuales (**UWWTD**) no es precisa en el campo del vertido de agua residuales y sugiere que la medida de control podría estar basada en: i) dilución, ii) capacidad en el tratamiento de la planta o iii) en la frecuencia de derrame (Zabel, y otros, 2001). La **UWWTD** ha sido actualizada para tener en cuenta las regulaciones en materia de los vertidos en tiempo de lluvia. En España, el **Real Decreto 1290/2012**, del 7 de Septiembre establece un marco para limitar la contaminación en las aguas superficiales limitando la escorrentía urbana, con algunas de las siguientes proposiciones:

- Construcción de redes de saneamiento urbanas separativas en los nuevos desarrollos industriales, estableciendo un tratamiento de las aguas de escorrentía independiente del tratamiento de las aguas residuales.
- La mejora de las instalaciones de las redes de saneamiento para evitar vertidos de los sólidos.

-
- Construcción de las instalaciones convenientes para interceptar las primeras aguas de escorrentía (también conocidas como efecto de “First Flush”), las cuales contienen el nivel más alto de contaminación (Bertrand-Krajewski et al., 1997), como tanques de tormentas (Manual de Tanques de Tormentas) o tanques anti-DSU.

Este marco legal establecido demanda un estricto control de los vertidos en tiempo de lluvia, que deben de ser contabilizados desde las redes de saneamiento. Por eso hoy en día la reducción de las masas movilizadas en las DSU se está convirtiendo en uno de los principales objetivos de los organismos municipales para recuperar la calidad de las masas de aguas y para cumplir con la nueva legislación europea (Puertas et al, 2008).

A pesar de que a lo largo de los últimos años se han ido realizando importantes obras en depuración de aguas residuales, en lo relativo a monitorización y control de las redes de saneamiento, lamentablemente, no se ha avanzado mucho. Esto es así principalmente por los condicionantes de índole técnico y económico que implica la monitorización de este tipo de redes, pero también porque desde el punto de vista de la gestión no existe generalmente una visión de conjunto de la red como un sistema integral y no se le ha prestado a la gestión de redes de saneamiento la atención necesaria.

Las redes de saneamiento no son una serie de instalaciones aisladas e independientes sino un conjunto de instalaciones que deben funcionar de

forma coordinada y que se deben analizar en su totalidad para poder tomar decisiones sobre cualquiera de ellas.

Así tenemos en la actualidad EDARs de nueva construcción, perfectamente automatizadas en cuanto a proceso interno se refiere, pero sin comunicación con las EBARs de la red y sin ningún tipo de control o monitorización de caudales o posibles vertidos contaminantes a lo largo de la misma.

Para la protección de la calidad y el hábitat de los sistemas acuáticos se debe reducir al máximo los impactos provocados por la alteración del régimen hidrológico-hidráulico de la cuenca y por la llegada de contaminantes. Sin embargo, una de las principales razones de la persistencia de la mala calidad de las aguas de los ríos es el escaso o nulo control de las DSU.

Los efectos de tales vertidos sobre las masas de agua receptoras continúan siendo unos de los principales problemas de gestión en las redes de saneamiento. Por lo que la gestión del agua de escorrentía en las ciudades es el principal cambio en la planificación urbana, debido al constante incremento de las áreas urbanas (Wanger, y otros, 2009).

Es evidente que desde un punto de vista técnico-económico existen en las redes de saneamiento una serie de condicionantes que hacen más difícil, y por lo tanto más caro, la monitorización y el control de las mismas. El principal condicionante es la propia naturaleza de los fluidos que circulan por la red y que debido a sus características corrosivas, a la emisión de

gases, y al arrastre de sólidos hace necesario equipamientos especiales tanto para la medición de caudales o parámetros de calidad como para el control.

Además, otro condicionante importante es el hecho de que las redes de saneamiento, a diferencia de las de abastecimiento, no trabajan habitualmente en carga y pueden pasar de caudales muy bajos a caudales enormes en pocos minutos.

Esto es especialmente importante cuando no hay redes separadas para aguas pluviales, que suele ser en la mayoría de los casos.

En definitiva, la conjunción de condicionantes técnico-económicos y la falta de visión de conjunto de las redes de saneamiento hacen que en la actualidad no existan una monitorización y control adecuado de las mismas.

1.4. Modelos urbanos de gestión de aguas

La gestión tradicional de los sistemas urbanos de agua considera componentes independientes entre sí de una manera fragmentada (Por ejemplo, Rauch et al., 2005).

Los paradigmas de gestión del agua han evolucionado mucho desde el nacimiento de las ciudades, desde el objetivo más fundamental de un sistema de suministro de saneamiento, protección contra inundaciones y ciclo del agua de la ciudad (Brown Et al., 2009).

Esta transición va acompañada de un reconocimiento de la complejidad inherente del entorno urbano. Como tal, se avanza hacia una

gestión combinada de los diversos componentes del sistema de aguas urbanas (es decir, potabilización de aguas, distribución, alcantarillado y drenaje pluvial, tratamiento de aguas residuales, factores medioambientales) y se consideran sus interacciones y retroalimentación: el concepto conocido como 'integración'.

Los principios de **Gestión Integrada del Agua Urbana (IUWM)** (Vlachos et al., 2001, Mitchell, 2004) y la visión de una Ciudad Sensible al Agua (Wong y Brown, 2009) han surgido a partir de dilemas recurrentes percibidos en décadas anteriores, tales como las inundaciones y sequías persistentes, la degradación de la salud de las vías fluviales a expensas del crecimiento urbano y la modernización y rehabilitación centralizada requerida constantemente de la infraestructura existente del agua.

La modelización de los sistemas urbanos de agua ha progresado en el mismo camino que el de la gestión. Se encuentran disponibles innumerables paquetes de software para diferentes partes del sistema de gestión de las aguas urbanas, cada cual desarrollado a mayor detalle, pero excluyendo interacciones dinámicas con el medio ambiente circundante. El cambio hacia modelos integrados (**IUWM**) ha sido, sin embargo, reflejado en el desarrollo de modelos, reconociendo necesaria la integración para el análisis de todo el sistema sin descuidar fenómenos físicos importantes en cada componente y sus interacciones (Gujer et al., 1982, Durchschlag et al., 1992; Holzer y Krebs, 1998; Chocat et al., 2001; Harremoës, 2002; Meirlaen et al., 2002; Muschalla, 2008; Candela et al., 2012).

El tema se ha impulsado en los últimos años debido a rápidos avances tecnológicos, gracias a una mejor colaboración entre las autoridades de gestión del agua y los investigadores. Otro obstáculo ha sido las deficiencias de los enfoques tradicionales en modelización de sistemas unitarios, tales como los demostrados por Box y Draper (1987), Wagener et al. (2004). Con frecuencia aceptando la mayoría, si no todos los principios preconcebidos de modelización ampliamente aceptados, que se denominarán en lo sucesivo «modelos clásicos», a modelos integrados y por lo tanto con repercusiones de bajo rendimiento y modelos poco manejables (Ashley et al., 1999, Freni et al., 2008).

El sistema urbano de gestión de las aguas es muy complejo y si bien la integración puede simplemente lograrse combinando paquetes de modelos individuales, lograr un sistema de descripción general requiere no solo conocimiento de los sub-modelos, sino también sus interacciones.

Esta complejidad podría describirse teóricamente en términos de 'imagen global' que no puede verse simplemente como la suma de sus partes (De Haan, 2006; Schmitt y Huber, 2006; Mitchell et al., 2007; Pahl-Wostl, 2007).

Se ha destacado como característica base de los modelos integrados, una mayor énfasis en las interacciones entre los componentes generales del sistema (Schütze et al., 1999, Meirlaen et al., 2002, Rauch Et al., 2002a; Olsson y Jeppsson, 2006).

Sin embargo, han pasado décadas y todavía falta un conocimiento sólido de retroalimentación en sistemas urbanos de aguas. Además, se están limitando los algoritmos o sub-modelos de integración debido a (1) su excesiva complejidad (señalado por Harremoës y Rauch, 1996, Muschalla, 2008 entre otros), (2) objetivos diferentes en su momento de desarrollo (Rauch et al., 1998) (la integración de estos modelos es también una integración de los objetivos, tal como fue destacado por Schütze et al., 1999) y (3) parámetros y variables incompatibles (por ejemplo, contaminantes entre modelos, conceptualización diferente) y un problema continuado como apuntó Fronteau et al. (1997) y Erbe et al. (2002).

Afortunadamente, la investigación está abordando estos y muchos otros desafíos, para hacer enfoques integrados hacia análisis de sistemas más factible.

Si bien, históricamente el punto focal de la modelización integrada en sus orígenes se centra en los sistemas de drenaje urbano, (recogida de aguas residuales y aguas pluviales y tratamiento), se encuentran muchos conceptos, desarrollados en este sector, útiles para ampliar el principio de integración más allá del sistema de drenaje urbano.

El primer estudio notable que apuntó a desarrollar un entendimiento combinado de varios componentes de un sistema de agua urbano fue hacia final de la década de los 70 en Glatt Valley, Suiza (Gujer Et al., 1982).

Aunque este estudio no informó específicamente ningún resultado de modelado, reconoció el impacto de los eventos húmedos sobre los procesos

secundarios de las plantas de tratamiento de aguas residuales y los patrones temporales de las cargas contaminantes en cada punto del drenaje integrado, tratamiento y sistemas receptores de agua.

Reconociendo la falta de estudios complejos en el momento, los autores promovieron la adopción de enfoques integrados.

Esta declaración tuvo un impacto de gran alcance, evidenciado por algunos de los más influyentes y muy citados documentos sobre el tema, (Schütze et al. (1999), Harremoës (2002), Rauch et al. (2002a; 2005), Erbe and Schütze (2005), Vanrolleghem et al. (2005a) y Mitchell et al. (2007).)

La conferencia INTERURBA I (Lijklema et al., 1993) puede ser considerado como un hito en la investigación y desarrollo de los modelos urbanos de agua.

El enfoque de la conferencia fue el análisis integrado del alcantarillado, la planta de tratamiento de aguas residuales y los sistemas de agua potable y sistema de drenaje urbano integrado, así como los beneficios que de ello se derivan.

El control integrado en tiempo real (**RTC**) le siguió casi inmediatamente (Linde-Jensen, 1993, Schilling et al., 1996; Schütze y otros, 1999). La base fue en gran parte los pensamientos experimentales de Beck y Reda (Beck y Reda, 1994), que desarrolló un modelo dinámico para la planta de tratamiento de aguas residuales e interacción del sistema fluvial.

Los estudios en Bélgica también empezaron a integrar sistema de alcantarillado, planta de tratamiento y modelos fluviales para evaluar el

impacto en la calidad de las aguas a largo plazo en las aguas receptoras de acuerdo a cuatro alternativas de escenarios de gestión de aguas (Bauwens et al., 1996; Vanrolleghem et al., 1996a).

Otras posibilidades en el modelado integrado del sistema de drenaje urbano se observaron con la concepción del **Modelo No. 1 de Lodos Activados (ASM1)** (Henze Et al., 1993), que adoptó enfoques de ingeniería de procesos (Por ejemplo, los balances de masa y las matrices de Gujer) para describir la dinámica de los procesos biológicos. **ASM1** no sólo constituyó la base de muchos otros modelos de calidad de aguas residuales (Rauch, 2006), también introdujo nuevas formas de pensar sobre la integración de modelos de drenaje urbano.

Desde el año 2000, la legislación europea se volvió más estricta. La **DMA** se centra en toda la cuenca, exige «buen estado químico y ecológico» en todos los cuerpos naturales de agua y defiende un enfoque combinado que comprende el control de emisiones a través de la mejor tecnología disponible y las mejores prácticas medioambientales, así como estándares de calidad medioambiental definidos como media anual y máximas concentraciones permitidas (Ostrowski y Schröter, 2004, Achleitner et al., 2005; De Toffol et al., 2005; Candela et al., 2012).

Dados estos requisitos, investigadores y profesionales han tornado hacia la integración. Como cuestión de claridad y semántica, los estándares de calidad medioambiental referidos al agua, fueron además a menudo referidos como normas de "inmisión" (derivadas de la lengua alemana) por

varios investigadores (Bauwens et al., 1996, Ostrowski y Schröter, 2004; De Toffol et al., 2005; Erbe y Schütze, 2005; Vanrolleghem et al., 2005a; Reußner et al., 2008; Freni y col., 2010). El término, sin embargo, no se ha utilizado activamente fuera de Europa.

La conferencia INTERURBA II se celebró en 2001 (Harremoës, 2002), con un ámbito más amplio que incluía gestión sostenible de aguas pluviales. Al mismo tiempo, el **Modelo de Calidad del Agua del Río No. 1 (RWQM1)** (Reichert et al., 2001, Shanahan et al., 2001; Vanrolleghem et al., 2001) se desarrolló para complementar **ASM1**.

Los paquetes comerciales para el modelado integrado de componentes seleccionados del sistema integrado de drenaje urbano, como **SIMBA** (IFAK, 2007), **WEST** (Vanhooren et al., 2003), caja de herramientas de **MIKE** (DHI, 2009), **MUSIC** (eWater, 2011a) y **Aquacycle** (Mitchell, 2005) ganaron popularidad y encontraron la adopción en la práctica.

La investigación amplió entonces su ámbito de integración a los ámbitos de gestión de las aguas pluviales e inclusión de la economía (Hauger et al., 2002).

Con un alcance más amplio surgió una mayor necesidad para comprender, cuantificar y calificar las incertidumbres, no sólo de los modelos integrados de sistemas de agua urbanos, también en general de modelos medioambientales (Walker et al., 2003, Refsgaard et al., 2007; Freni et al., 2008; Matott y col., 2009).

La viabilidad de implementar modelos de drenaje urbano integrado en RTC, dados los mayores avances en la última década, también se convirtió en un área de interés más activa (Rauch y Harremoës, 1999; Meirlaen et al., 2002; Seggelke y Rosenwinkel, 2002; Erbe y Schütze, 2005).

Estudios más recientes presentan modelos integrados sobre el destino de metales y microcontaminantes orgánicos a través de las cuencas urbanas (para los que hay sólo algunas mediciones a pesar de una regulación más estricta) e interacciones con aguas superficiales, aguas subterráneas e incluso la atmósfera (Lindblom et al., 2006, De Keyser Et al., 2010; Vezzaro et al., 2012).

Con nuevos motores para el desarrollo, como el rápido crecimiento urbano y necesidades de rehabilitación de infraestructura y la adaptación al cambio climático, y estimulado por mejoras en la eficiencia computacional, los modelos integrados de aguas urbanas se están expandiendo en nuevas direcciones.

En los últimos años, se han desarrollado modelos integrados de las interacciones entre sistemas urbanos de drenaje y paisajes urbanos (es decir, calles, parques, etc.), motivados por incidentes de grandes episodios de inundación pluvial en la década reciente (Bamford et al., 2008, Chen et al., 2010; Domingo y otros, 2010), y modelización de más de lo estrictamente técnico y biofísico del sistema de agua (por ejemplo, criterios sociales y económicos) atrayendo cada vez más interés en los últimos años (Rauch et al., 2012, Ward et al., 2012).

Es difícil formular una definición concisa de la integración en la modelización de los sistemas de aguas urbanas debido a su complejidad y alcance. De hecho, Parker et al. (2002) afirman que en general no hay una definición aceptada de "integración" en el amplio contexto de las publicaciones literarias medioambientales.

Sin embargo, es posible identificar aspectos claves desde la experiencia en la modelización del drenaje urbano, así como amplia literatura, más reciente, de aplicación a todos los aspectos del sistema integrado de agua urbana.

Una definición formal del modelado integrado del drenaje urbano fue sugerida por Rauch et al. (2002a) como el "modelo de interacciones entre dos o más sistemas físicos". Aunque esta definición subraya la consideración de múltiples componentes y sus interacciones, es bastante poco específica y ampliamente válida; se ha convertido en obsoleta, carece de otros aspectos cruciales y se limita únicamente al sistema físico, el cuál ha sido ya superado (Parker et al., 2002; McIntosh et al., 2007; Moglia et al., 2010).

La integración proporciona la capacidad de centrarse en la comprensión del comportamiento de las partes del sistema respecto a una visión más amplia (Beck, 1976), considerando procesos relevantes dentro de cada uno de los componentes (es decir, la complejidad individual de cada uno de los componentes) y los impactos que originan entre sí (es decir, conexiones entre las partes) (Marsalek et al., 1993, Erbe y Schütze, 2005).

Por lo tanto, los modeladores pueden descubrir nuevos y emergentes atributos cuantificables y soluciones más eficientes, no alcanzables si se examina el sistema individualmente como un servicio hidráulico independiente (Mitchell et al., 2007).

Además, la integración combina el análisis potencial acorto plazo (intenso) y a largo plazo (continuado y diferido) de los procesos (Rauch et al., 2002a), así como la cantidad de agua y calidad (fuentes puntuales y difusas) (Candela et al., 2012) en diferentes partes del sistema.

Esta diversidad de características implica objetivos de modelado muy específicos (potencialmente más específico de lo que el modelo clásico prescribe normalmente), apoyando así el uso preferible de modelos integrados como «dispositivos epistemológicos» y «herramientas holísticas» (para una investigación rentable, apoyo a las decisiones de gestión y elaboración de políticas) contrario a la rigidez del diseño y evaluación en ingeniería (Mcintosh et al., 2007, Moglia et al., 2010). Seppelt et al. (2009), procedentes de la ecología, añade una justificación adicional listando las cuatro mejores aplicaciones del modelado integrado: (1) modelado exploratorio, (2) construcción teórica, (3) escenarios de prueba de planificación participativa y (4) provisión de información para planificación estratégica y gestión.

La cuarta opción, en particular, parece ser la más frecuente en sistemas de agua urbanos. Los estudios de casos de modelos demuestran a

menudo cómo lograr la integración con mayores beneficios que la contrapartida tradicional, (Bertrand-Krajewski et al., 1995)

Un estudio práctico de modelado de drenaje urbano integrado, como ejemplo, muestra cómo la reducción de las descargas de los sistemas combinados (**CSO**) no garantiza necesariamente la calidad ecológica del cuerpo receptor de agua (Reußner et al., 2009) debido a las interacciones entre el decantador secundario de la EDAR y los reboses almacenados en el alcantarillado.

Las conclusiones frecuentemente incluyen hojas de ruta cualitativas para la gestión estratégica a diferencia de las predicciones cuantitativas.

Así, es posible resumir el principio de integración en modelado de sistemas de agua a partir de tres objetivos clave:

- (I) el modelado de una multitud de componentes (biofísicos, económicos y demás) e interacciones entre componentes,
- (II) consideración de los impactos agudos, crónicos y diferidos sobre los procesos de calidad y cantidad del agua en un largo período de simulación
- (III) la capacidad de ver tanto los procesos locales como el panorama de perspectiva global para para mejorar la información para toma de decisiones, las políticas o el conocimiento científico.

Estos aspectos son aplicables en todo sistema de agua urbano y no limitado a un ámbito específico. A pesar del aparente consenso sobre la definición de "integración", hay, sin embargo, una gran diversidad de enfoques únicos de modelización integrada en la literatura, lo que lo

convierte en un desafío para percibir qué integración realmente se abarca en sistemas de agua urbanos.

"Integración" es un término ambiguo que evoca una percepción humana de "completitud", lo que, aplicado a un modelo, resulta paradójico, ya que los modelos son sólo representaciones parciales de la realidad (Bertrand-Krajewski, 2007). El Principio de Parsimonia destacó a lo largo de la literatura precauciones contra este objetivo percibido de "integridad".

Como alternativa al simple uso de la "integración", inicialmente fueron sugeridos diferentes "grados de integración" por Rauch et al. (2005). Varios estudios han enmarcado estos "grados" en tipologías para modelos integrados (Rauch et al., 2005; Olsson and Jeppsson, 2006; Candela et al., 2012).

Las tipologías propuestas difieren en los límites físicos, disciplinarios y administrativos, así como escalas espaciales y temporales involucradas. Rauch et al. (2005) amplió la integración más allá del sistema de drenaje urbano y modelización para incluir la participación pública.

Esta es una visión incompleta, no sólo porque es el drenaje urbano centrado, sino también porque sólo distingue entre tipos de integración basados en el alcance y no en otros aspectos como las técnicas de desarrollo de modelos, la calibración, la validación, la incertidumbre y los contextos en los que se pueden utilizar modelos.

Olsson y Jeppsson (2006) presentaron dos términos en lo que se refieren al campo de los sistemas de aguas residuales que caracterizan a los

modelos integrados (integración de procesos dentro de una planta de tratamiento de aguas residuales donde se consideran las líneas de agua y lodo) o en todo el sistema (integración de varios subsistemas, por ejemplo, cuenca, sistema de alcantarillado, planta de tratamiento de aguas residuales y cuerpo receptor de agua).

A pesar de proceder de la literatura sobre el tratamiento de aguas residuales, estos conceptos son transferibles a otros sectores hídricos urbanos. 'Todo sistema' tiene, sin embargo, una descripción vaga de algún modelo integrado de diversos ámbitos que han surgido en el último decenio y preferiblemente debe refinarse.

La tipología proporcionada por Candela et al. (2012) destaca una representación más detallada de contaminación de fuentes puntuales, no puntuales o ambas en el modelo.

Se sugieren tres categorías: modelos urbanos integrados (enfoque: contaminación puntual, contaminación no puntual modelada de forma simplificada), modelos basados en cuencas fluviales (enfoque: contaminación puntual, contaminación no puntual modelada de forma simplificada) y modelización de enfoque totalmente integrado (igual importancia para la representación de ambos tipos de contaminación).

Aunque esto es ampliamente aplicable en el contexto europeo donde las plantas de tratamiento y las descargas de los reboses de los sistemas de alcantarillado unitarios son las preocupaciones principales, sin embargo, la tipología no es muy descriptiva cuando la calidad del agua no es una

preocupación primordial en el modelado integrado (por ejemplo, se priorizan las cantidades disponibles de agua para su reutilización como parte del ciclo de aguas urbanas o niveles de inundación en la evaluación de inundaciones).

En resumen, las tipologías existentes no son ontológicamente completas. Aunque parecen ser genéricos, carecen del nivel de detalle requerido para clasificarlos como modelos integrados de gestión de sistemas urbanos de agua o de la flexibilidad para ampliar cada categoría y adecuarse a las nuevas innovaciones en investigación para el desarrollo de modelos integrados.

Para hacer frente a las deficiencias de las clasificaciones, Bach et al 2014 proponen una tipología de modelos integrados de agua urbana que se basa en (i) el sistema físico e institucional (ii) la complejidad del modelo, y (iii) las diferencias entre sus filosofías de desarrollo (una extensión del trabajo de Rauch Et al. (2005), pero que abarca todo lo anterior).

En el nivel más bajo, se centran en los componentes de los subsistemas del curso de agua (por ejemplo, un tanque de lodo activado de una EDAR) y subsistemas del curso de agua urbana (por ejemplo, el curso de un sector de la red de alcantarillado).

Estas corrientes forman parte del ciclo total del agua urbana y abarcan también la infraestructura física de agua urbana. Cuando se combinan otras infraestructuras urbanas relacionadas con el agua, éstas se

integran al nivel de sistema de agua urbano. Sobre la base de estos términos clave, se definen cuatro niveles diferentes de integración:

- (I) Los Modelos Integrados basados en Componentes (**ICBM**) representan el nivel más bajo de integración y se centra en la integración de componentes dentro del subsistema local de agua urbana (acoplamiento de varios procesos de tratamiento dentro de una planta de tratamiento). Estos son análogos a los modelos de todas las plantas, pero se generaliza el término también para referir otros subsistemas de aguas urbanas (por ejemplo, red de tuberías o cuerpo de agua natural).
- (II) Modelos Integrados de Drenaje Urbano (**IUDMs**) o Modelos Integrados de suministro de agua (**IWSM**) que integran subsistemas de drenaje urbano (aguas residuales y / o aguas pluviales dependiendo de la ubicación en el mundo) o corrientes de suministro de agua, particularmente los procesos de tratamiento y transporte. Estos y categorías superiores se describen mejor sobre la base de la literatura existente como un mejor desglose de los modelos de todo el sistema.
- (III) Modelos integrados de ciclo urbano del agua (**IUWCMs**) que enlazan estas dos corrientes (**IUDMs** e **IWSMs**) en un marco común para abarcar a lo que la literatura se refiere con ciclo total del agua urbana.

(IV) Modelos Integrados de Sistemas Urbanos de Agua (**IUWSMs**) es el nivel más alto de integración que combina las diferentes infraestructuras hidráulicas (institucionales o físicas) y disciplinas (clima, economía, comportamiento de los actores, etc.) del total ciclo urbano del agua. Cada uno de estos ejercerá un impacto diferente en los sistemas de agua urbanos. El enfoque, sigue dirigido explícitamente al agua urbana.

De las categorías I a IV, el alcance del sistema se amplía, la escala espacial se hace mayor y el problema gerencial de mayor nivel y más interdisciplinar.

Toda la tipología de Modelos Integrados de Agua Urbana se sitúa dentro del campo de los Sistemas de Apoyo a la Decisión Ambiental (**EDSSs**) junto con los Modelos de grandes cuenca hidrográficas. En el nivel del **EDSS**, el enfoque cambia del sistema de agua potable a un entorno más amplio, los cuales abarcan variedad de aspectos (por ejemplo, ecología, clima, economía, etc.).

Esta tipología ofrece una mejorada progresión anidada para clasificar modelos integrados. **ICBM**, por ejemplo, están integrados Modelos de subsistemas de agua urbanos individuales. Estos están anidados dentro de **IUDMs** y **IWSMs**, lo que significa que estos mismos subsistemas pueden también pueden aparecer y ser integrados con otros subsistemas de flujos más grandes, pero no necesariamente representados al mismo nivel de detalle cómo se hace en el nivel **ICBM**.

La tipología enmarca los modelos del sistema integrado de aguas urbanas en su ámbito más amplio de contexto de apoyo a la toma de decisiones y no está destinado a sustituir las formas existentes de describir la integración (por ejemplo, la idea reportada por Parker et al., 2002).

La consideración de evaluación de la cantidad y calidad de agua y / o nivel de participación pública debe ser independiente de la categoría ya que estos pueden ser parte de cualquiera de los cuatro tipos sugeridos de integración de modelos de agua urbana. Sin embargo, facilitar la participación de las partes interesadas a través de diferentes niveles de integración es una tarea "integrativa" en sí misma por la diversidad de perspectivas, intereses, valores y necesidades de los actores que aumenta con la complejidad del problema.

Por lo general, un modelo debe clasificarse según su nivel de integración (ya que niveles inferiores están anidados dentro de este). Por Ejemplo, si un modelo puede simular la recolección de agua y la reutilización dentro de una cuenca urbana, se clasificaría como una **IUWCM**. Un modelo de suministro de agua que comprende depósitos, redes y la dinámica de asignación de recursos basada en sub-modelos económicos se clasificarían como un **IUWSM**.

No considerar los componentes sociales y económicos, sin embargo, lo reduciría a un **IWSM**. También es importante tener en cuenta la coherencia entre los modelos al clasificarlos. Debe haber consistencia de complejidad a través de modelos interactivos en términos de la

representación del fenómeno que se está modelando. La cuestión de equilibrar la complejidad se discute más adelante en el contexto del desarrollo del modelo.

Los **ICBM** abarcan "todo el subsistema" o "toda la planta" en la integración. La idea se deriva de Vanrolleghem et al. (1996b), que discutieron la idea de un acercamiento más holístico al diseño de la planta de tratamiento a la luz de un cambio en la legislación eventualmente desde la primera conferencia INTERURBA (Tyson et al., 1993).

Un decenio más tarde siguieron más detalles sobre el logro de un control a nivel de toda la planta (Olsson y Jeppsson, 2006). La integración de las líneas de agua y lodos de la planta de tratamiento de aguas residuales considerando todos los procesos desde pre-post-tratamiento constituiría un **ICBM** y ha sido ampliamente investigado previamente (Grau et al., 2007b, Jeppsson y col., 2007).

El modelo de simulación **Benchmark nº 2 (BSM2)** es un ejemplo clave de un **ICBM** que se refiere a sí mismo como un modelo integrado desarrollado para simular y optimizar el rendimiento de la totalidad de las aguas residuales de la planta de tratamiento. En el lado del suministro de agua, **Stimela** (Van Der Helm y Rietveld, 2002, Rietveld et al., 2010) es un **ICBM** que considera diferentes procesos de tratamiento de agua potable (por ejemplo, ozonización, ablandamiento de gránulos, etc.). Rietveld et al. (2008) demuestran cómo se puede utilizar **Stimela** para optimizar el rendimiento de las plantas a través del análisis de escenarios.

BSM2 (Grau et al., 2007b), por ejemplo, considera procesos tales como como lodos activados, clarificadores y digestores anaeróbicos. Cada uno tiene su propio sub-modelo bien desarrollado: **Lodos Activados Modelo No. 1** (Henze et al., 1993), el popular modelo de decantación secundario (Takacs Et al., 1991) y digestor anaeróbico **Modelo no. 1 ADM1** (Batstone Et al., 2002). Están vinculados en un marco común para proporcionar información específica sobre cada proceso dentro de una planta de tratamiento, que se utiliza para la toma de decisiones basada en impactos a corto y largo plazo.

La combinación de estos modelos supone tomar en consideración sus interacciones y reacciones (por ejemplo, perturbaciones en los procesos bioquímicos), que es clave para modelos integrados (Grau et al., 2007a).

También se ha subrayado por investigadores que siguen trabajando en esos "modelos de toda la planta", que se proyecta expandirse hacia un sistema de drenaje urbano superior (Olsson y Jeppsson, 2006, Breinholdt et al., 2008).

En el lado del suministro de agua, dos ejemplos se ajustan a esta categoría, son **EPANET2** (Rossman, 2000) y **AQUIS** (Schneider Electric, 2012). Siendo modelos mecanicistas, sus parámetros tienen una base física sólida, lo que les permite ser calibrados con éxito y satisfactoriamente alcanzar su objetivo de simulación del sistema de abastecimiento de agua. **EPANET2** se centra más en el estado específico de la red para una situación determinada, pero incluye numerosas características tales como

herramientas de evaluación de la calidad del agua. **AQUIS** ya ha sido ampliamente adoptado en la gestión en tiempo real basada en aplicaciones de modelos en numerosas ciudades de todo el mundo (Schneider Electric, 2012).

Los **IUDM** han sido uno de los más conocidos y reconocidos modelos integrados (especialmente en Europa), y muchos principios de integración actuales son el resultado de la plétora de estudios del **IUDM**.

Éstos están orientados específicamente al estudio y análisis de opciones de mejora para una EDAR local, evaluando maneras de reducir los **CSO** o que muestren el impacto combinado de las diferentes partes del curso de drenaje en las aguas receptoras (Bertrand-Krajewski y otros, 1997; Meirlaen et al., 2001; Rauch et al., 2002b; Dempsey et al., 2008; Schindler et al., 2010).

Reconocen tanto los sistemas de drenaje unitario como separativos. Estudios realizados han aprovechado esta experiencia para desarrollar el control en tiempo real (**RTC**) (Bauwens et al., 1996, Seggelke y Rosenwinkel, 2002; Butler y Schütze, 2005; Tränckner et al., 2007) e incluso probar sistemas piloto de **RTC** (por ejemplo, Schilling et al., 1996, Wiese et al., 2005, Seggelke et al., 2005).

Sin embargo, lograr un **RTC** verdaderamente integrado, sigue siendo un reto razonable, ya que implica mediciones y acciones en diferentes subsistemas y, por lo tanto, simulación en paralelo de diferentes modelos de subsistemas (Vanrolleghem Et al., 2005a). Pleau et al. (2005), de hecho,

sugieren que a pesar de una base teórica rica, las razones para no adoptar fácilmente modelos globales de control en el drenaje urbano podría incluir velocidad y precisión de los modelos hidrológicos e hidráulicos entre otras razones de hardware.

La integración de estos modelos puede lograrse a través de la construcción de una plataforma o mediante programas informáticos conectados (utilizando marcos, p. e. **OpenMI**). **OpenMI** (Gregersen et al., 2007, OpenMI Association, 2010) no es un modelo integrado, sino más bien un estándar para intercambio de datos entre modelos y componentes de modelado. Su plataforma ha sido utilizada para el desarrollo de modelos altamente integrados tales como **FluidEarth** (OpenWebAdm, 2013) y otros estudios (Bamford et al., 2008, Reußner et al., 2008, Fotopoulos et al., 2010).

Los avances en el **IUDM**, debido a las fuerzas de impulso institucionales han llevado al desarrollo de varios paquetes de software clave. Aunque la mayoría de estos paquetes provienen del campo del drenaje urbano integrado, no es sorprendente encontrar algunos empezando a abarcar ámbitos de integración más amplios, como la incorporación de tecnologías descentralizadas en **SWMM** (Rossman, 2004) o un modelo de ecosistema en **WEST** (De Laender et al., 2008).

Por lo tanto, la tipología no debe considerarse como una categorización estricta de los modelos, sino una jerarquía, donde los modelos pueden moverse entre niveles.

Un paquete de software que comienza como un **IUDM** puede así eventualmente convertirse en un **IUWCM** si gana nuevas características que se encuentran bajo esta categoría.

Para asegurar que la tipología es ontológicamente completa y hace una clara distinción entre las corrientes de suministro y drenaje, fueron acuñados los modelos integrados de suministro de agua (**IWSM**) y se encuentran en el mismo nivel de complejidad que los **IUDM**.

Como diferencia fundamental, los modelos de distribución de agua, en general, olvidan dinámicas temporales, es decir, calculan el flujo y la presión en la red sólo para una situación dada. La dinámica temporal se calcula paso a paso, denominadas simulaciones cuasi-dinámicas.

La integración de componentes del abastecimiento de agua construye conocimientos de situaciones específicas (por ejemplo, influencia de las demandas máximas diarias en rendimiento de la red) y dinámicas a largo plazo (p.e. fluctuación en los niveles de reserva durante varios meses o años, cambios en los requisitos de bombeo como resultado de las demandas estacionales).

Los resultados pueden utilizarse para desarrollar o revisar estrategias para gestión del suministro. Aunque este tipo de modelado ya existe en la práctica y a menudo no se denomina modelización (sino simplemente como modelos, sistemas de apoyo a las decisiones paquetes de software), como ya se ha visto los métodos subyacentes se alinean con la integración.

Los ejemplos de **IWSMs** en la literatura son escasos (su integración no ha sido popular), pero esta categoría puede proporcionar un lugar en la tipología para organizar futuras investigación. **CALVIN** (Jenkins et al., 2004; Lund et al., 2009), describió un gran sistema integrado de apoyo a la toma de decisiones en la cuenca del río California, es uno de los únicos modelos que se pueden clasificar como **IWSM** ya que integra modelos de superficie y reservas de aguas subterráneas, grandes acueductos, ríos, demandas de agua y bombeo y centrales eléctricas.

Respecto de Modelos Integrados de Ciclo de Agua Urbano (**IUWCMS**), la infraestructura de agua urbana se refiere a la gestión de los caudales tanto de suministro como desagüe de agua urbana.

Esta combinación a menudo resulta en modelos para evaluar las estrategias de reciclaje de agua utilizando combinaciones de tecnologías centrales y descentralizadas o asignación de recursos hídricos más compleja.

En Australia los principios de integración se han aplicado principalmente en este contexto, dando lugar a paquetes como **Aquacycle** (Mitchell et al., 2001), **MUSIC** (eWater, 2011a), **Urban Developer** (eWater, 2011b) y **UrbanCycle** (Hardy Et al., 2005).

A pesar de su desarrollo centrado en Australia (es decir, la integración y el desarrollo de modelos en ese momento fue impulsado como apoyo a las prácticas de reciclaje del agua debido a una sequía continuada) el conocimiento adquirido en el desarrollo y uso de **Aquacycle** (Mitchell Et al.,

2001) y **UVQ** (Mitchell y Diaper, 2005) ha sido adoptado en un modelo reciente, **City Water Balance** (Last, 2010), que fue aplicada a la ciudad de Birmingham para investigar el potencial de gestión descentralizada del agua por medio de un planeamiento urbanístico que tenga muy presente los problemas del agua.

Este modelo fue capaz de ilustrar el impacto que una amplia gama de estrategias tuvo sobre el agua urbana (Por ejemplo, recolección de agua de lluvia a mediana escala y pozos de captación de agua para suministro centralizado) y se recomienda su uso como herramienta de evaluación para opciones estratégicas de gestión.

En este nivel de integración, los usos de estos modelos se centran más en la planificación estratégica y en soluciones sostenibles en el manejo de las aguas urbanas, que diseñar estrategias de control detalladas.

Esto no quiere decir que todos los modelos que van más allá de las corrientes de drenaje o suministro se usen de esta forma.

Además, los objetivos de modelización y el contexto local en el que estos modelos se desarrollan pueden diferir, pero parece que el conocimiento sobre cómo llevar a cabo el modelado integrado en este nivel es transferible.

Los Modelos Integrados de Sistemas Urbanos de Agua (**IUWSMs**), el nivel más alto de integración; donde el sistema de aguas urbanas se vincula con otros modelos ambientales, sociales y económicos centrándose en cuestiones relacionadas con el agua.

IUWSMs enfatizan el papel del agua en el medio urbano, adoptan un enfoque inter y multidisciplinar en la descripción de este problema. Se consideran relevantes los aspectos sociales, económicos, atmosféricos, energéticos y otros.

Hasta el día de hoy existen sólo unos cuantos estudios publicados que verdaderamente se integran a este nivel. Los modelos desarrollados por Fagan et al. (2010), **VIBe** (Sitzenfrei et al., 2010), **ReVISIONS** (Ward et al., 2012), **UrbanBEATS** (Bach, 2012) y **DAnCE4Water** (Rauch et al., 2012) son consideradas como **IUWSMs** ya que combinan una serie de aspectos diferentes (por ejemplo, economía, forma social, forma urbana, energía e Indicadores de sostenibilidad) a la modelización urbana del agua.

Además, un número de grandes proyectos internacionales están trabajando a este nivel de integración, como los proyectos **UE-7PM PREPARED** (Prepared, 2010) y **CORFU** (CORFU y FP7, 2012, Verbeek et al., 2012).

Más allá de esto, el sistema de agua urbano se encuentra dentro de modelos más amplios de cuenca hidrográfica, modelos ecológicos y dentro del campo de EDSSs que no colocan necesariamente el sistema de agua urbano bajo un enfoque directo, como ya se ha comentado.

La adopción de modelos integrados en la práctica actual parece estar progresando más rápidamente que en décadas anteriores, hecho que se traduce en una amplia diversidad de nuevos paquetes comerciales de software. Estos avances tecnológicos fueron posibles gracias a: (1) la mejora

de los sistemas de información geográfica (**SIG**), (2) la aparición de nuevos programas y modelos (independientemente de su 'Look and feel') y (3) mayor aceptación de las herramientas de inteligencia artificial (**AI**) que permiten la incorporación de conocimientos especializados en la toma de decisiones.

El tercer punto no es tan prominente, pero sigue desempeñando un papel importante. El uso de **AI** asociado al enfoque de modelado ha producido modelos integrados útiles con la participación activa de las partes interesadas, en particular en el sector de la gestión del recurso agua (Farolfi et al., 2010, Ducrot Et al., 2011).

Cortes et al. (2000) llevó a cabo una revisión perspicaz de los beneficios de las técnicas de **AI** en el apoyo a las decisiones ambientales con algunos ejemplos del sector del agua urbana. A pesar de este progreso, aún hay muchos desafíos tanto técnicos como sociales que pueden afectar el futuro (Tyson et al., 1993, Schütze y Alex, 2004, Rauch y otros, 2005; Mcintosh et al., 2007).

La incorporación de modelos ha sido promovida por tres factores cruciales: (1) la gestión integrada del agua urbana (**IUWM**), (2) cambios en los objetivos de gestión y legislación nacional y (3) mayor innovación en el uso de modelos.

Considerando todas las partes e interacciones del sistema de aguas urbanas simultáneamente (Harremoës, 2002, Mitchell, 2004, Gabe et al.,

2009) se ha redefinido la gestión y los sistemas convencionales pensando en el sector del agua urbana.

El cambio ha reconocido la complejidad del sistema de agua urbano y se ha promovido la gestión desde el principio involucrando a las partes interesadas (incluyendo a la comunidad en general). Las prácticas convencionales de modelización también se ven afectados por este cambio hacia la integración, reflejado en el progreso de nuestra comprensión de las interacciones entre los diferentes sectores urbanos del agua

Los impactos climáticos y el cambio de paradigma en la gestión del agua han influido en los cambios recientes en los objetivos de la legislación en todo el mundo, como la transición de las emisiones a Normas Ambientales de Calidad del agua al final del siglo o el énfasis puesto en los sistemas de agua reciclada.

Tales cambios se reflejan en la **Directiva marco del agua de la UE** (EU, 2000), **US Clean Water Act** (Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos, 2002), **UK Urban Pollution Management Manual** (FWR, 1998) y **Australian National Water Quality Management Strategy** (Australian Government, 2000).

Además, la **Iniciativa Europea sobre el Agua** (Comisión Europea, 2012) y el **Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo de los Objetivos del Milenio** (Naciones Unidas, 2010) describen los objetivos más urgentes y más integrados en materia de gestión de los recursos acuáticos.

Aunque estas normas no obligan explícitamente a los gestores de los recursos hídricos urbanos a la integración, fomentan una visión holística y unos límites generales del sistema para su evaluación (Vanrolleghemvisión Et al., 2005b; Vojinovic y Seyoum, 2008). Así, el modelado integrado se convierte en una tarea más atractiva y beneficiosa.

Los sistemas urbanos de agua han sido reconocidos como "complejos sistemas socio-técnicos" (Brown et al., 2009; Wong y Brown, 2009). De hecho, Hardy et al. (2005) y Bamford et al. (2008) en lo que respecta a modelos integrados, los considera fundamentales para aumentar nuestra comprensión del amplio sistema urbano de aguas y sus interacciones con la sociedad.

Sin embargo, para captar esto en nuestros modelos, la investigación necesita expandirse en esta dirección no técnica. Han surgido innovaciones que hacen que el modelado integrado sea más versátil y estén abordando esta complejidad.

Los análisis de impacto y estudios de mitigación varían desde la evaluación de factores externos (por ejemplo, Fu et al., 2009; Dong Et al., 2012), a la vulnerabilidad intrínseca del sistema (Möderl et al., 2009; Sitzenfrei et al., 2011), así como su mitigación (Fu et al., 2010).

Un ejemplo particular, Fu et al. (2009), exploró los impactos de los nuevos desarrollos residenciales en la calidad de las aguas receptoras. Plantear modelos hipotéticos o semi-hipotéticos (es decir, ficticios) (basados

en parte en un lugar real) permite reducir la finalidad y los objetivos reformando el planteamiento del problema.

Esto ha ayudado los tomadores de decisiones a obtener algunas ideas a pesar de la ausencia de datos buenos y fiables de calibración; p.ej. Harremoës y Rauch (1996), Meirlaen et al. (2002), Butler y Schütze (2005), Doglioni et al. (2009), Díaz-Granados et al. (2010) y Urich et al. (2013).

Otras nuevas innovaciones incluyen el control multi-objetivo (Fu et al., 2008) para ilustrar la compensación de costo-rendimiento en la toma de decisiones, el aumento del uso de modelos de sustitución, por ejemplo el Método de Kriging conocido como **DACE** (Fu et al., 2009), redes neuronales artificiales y otros algoritmos de inteligencia artificial en observaciones en tiempo real (Vojinovic et al., 2003, Schulze et al., 2005).

Tales herramientas de evaluación multiobjetivo también han evolucionado hacia herramientas de selección de tecnologías más amplias (por ejemplo, Makropoulos et al., 2008; Dotto et al., 2012a; Rauch et al., 2012; Ward et al., 2012; Bach et al., 2013) para el diseño de la gestión de la infraestructura y estrategias de adaptación.

En estos ejercicios de modelación están siendo considerados gradualmente la valoración económica, consideraciones energéticas y la dinámica social (P. Ej., Cutlac et al., 2006, Fagan et al., 2010, Moglia et al., 2010, Ducrot et al., 2011, Rauchet al., 2012).

La dimensión social aparece bajo la forma tanto de modelos basados en agentes como de participación directa de expertos en la configuración de

modelos, desarrollo de escenarios y discusión de resultados. En general, estos estudios cubren un amplio espectro de objetivos de modelado (Seppelt et al., 2009), incluyendo: (a) la comprensión de la respuesta del sistema ante diferentes presiones, (b) el diseño de estrategias de control, (c) optimización del rendimiento del sistema y (d) desarrollo de un marco de trabajo que sirva de apoyo a la toma de decisiones.

Los cambios en la gestión del agua urbana (por ejemplo, aumento de la conciencia positiva, la coordinación entre las partes interesadas y la evolución de la legislación) han reducido significativamente la lista de Lijklema et al. (1993) de 18 barreras para la planificación integrada, presentada en la primera INTERURBA en la que se refiere a requisitos de datos, fragmentación e intereses administrativos, indicadores o metas inconsistentes para planificar y la falta de beneficios percibidos de la integración. Sin embargo, existen varias barreras clave, tanto en el ámbito biofísico / técnico como en el social / gerencial.

Esto puede ser discutido en el contexto de cuatro aspectos clave: (1) la complejidad del modelo (incluyendo la construcción del modelo, la aplicación y los requisitos de datos), (2) la facilidad de uso (relativo a los recursos computacionales y logísticos para el uso de modelos integrados), (3) fragmentación administrativa y (4) comunicación.

También se hace referencia directa a los obstáculos enumerados por Lijklema et al. (1993), que los autores consideran todavía prominentes y ha sido recogido específicamente por los modeladores en la literatura.

El esfuerzo y el coste requeridos para utilizar modelos integrados (requisitos de datos, configuración del modelo, calibración, simulaciones) se perciben a menudo (al menos en la práctica) para compensar el valor del resultado obtenido en comparación con realizar múltiples ejercicios de modelado más pequeños (Ahyerre et al. 1998, Erbe et al., 2002, Peters et al., 2006).

Los modelos complejos son frecuentemente vistos como herramientas de investigación, mientras que los modelos más simples son herramientas de manejo más apropiadas (Ashley et al., 1999).

Una excepción importante es **MIKEURBAN**, un modelo integrado hidrodinámico determinista detallado, que se utiliza ampliamente en la práctica (DHI, 2009).

A través de los avances en la investigación de hardware y desarrollo de modelos, es probable que modelos más grandes, más detallados y altamente integrados encuentren usos prácticos.

Por lo tanto, es importante que la práctica tome medidas activas para adoptar la complejidad del modelo.

Sin embargo, lograr esto también puede requerir la formulación de protocolos utilizados para gestionar sistemas complejos y relativos a usos administrativos.

Incluso si se buscan más activamente modelos complejos, después la disponibilidad de los datos (potencial antes y después de campañas de medición), sigue siendo un desafío y determina el nivel de detalle que se

puede adoptar en el ejercicio de construcción de modelos, así como la calidad e incertidumbre de los resultados del modelo para abordar los objetivos de modelización.

La incertidumbre y el análisis de sensibilidad incorporados en modelado integrados puede ayudar a determinar los requisitos de datos y comprender parte de la complejidad (Schellart et al., 2010).

El trabajo del proyecto Kallisto en Eindhoven (Países Bajos), dirige la sensibilidad global y el análisis de la incertidumbre a evaluar la robustez de los diferentes escenarios de RTC para mitigar los impactos en los ecosistemas desde una perspectiva de rendimiento y costo (Benedetti et al., 2012; Langeveld et al., 2013).

El proyecto identificó medidas para la rentabilidad de los costes en la cuenca modelada para satisfacer el enfoque de los requisitos de la **DMA**.

Una colaboración más estrecha entre investigadores de diferentes campos (una tendencia que va surgiendo lentamente) puede dar lugar a sub-modelos robustos, **ASM1** (Henze et al., 1993) y **RWQM1** (Reichert et al., 2001, Shanahan et al., 2001, Vanrolleghem et al., 2001) son los ejemplos más comunes en este caso. Estos son, sin embargo, los modelos de nivel **ICBM** vinculados a formar **IUDMs**.

El trabajo futuro es necesario para lograr esa armonización (no sólo en términos de desarrollo, sino también para abordar los problemas de disponibilidad de datos) al más alto nivel de integración.

La complejidad puede atribuirse a menudo a una mala interfaz de usuario, inhibiendo la adopción / uso de un modelo (Marsalek et al., 1993; Mitchell et al., 2007). Varios paquetes conocidos como **MUSIC**, **MIKE** y **SWMM** han superado efectivamente este problema.

Adicionalmente, la investigación en el campo de la Interacción Hombre - Computadora (**HCI**), especialmente en **EDSS** (Poch et al., 2004, McIntosh et al., 2007) infunde mucha confianza en abordar esta barrera.

Sin embargo, estos avances y una mayor facilidad de uso también producen exceso de confianza en modelos con una menor necesidad percibida de entender su estructura interna. Heusch et al. (2010) recomendó construir modelos que sean aplicables a personas con un nivel intermedio de comprensión, por ejemplo, utilizando parámetros de fácil determinación o un sistema altamente personalizable e interfaz amigable.

La división de responsabilidades en la gestión de los sistemas urbanos ha sido una razón común para la falta de integración (Rauch et al., 2002a) y sigue siendo un problema hoy, si bien una barrera menor que antes. La investigación social en los últimos años se ha ocupado de la capacidad intra e inter-organizacional (Brown, 2008; Van De Meene, 2008; Harvey et al., 2009).

El problema es mucho más profundo, definido como "maldad institucional" (Harvey et al., 2009), donde la creación de capacidad de las instituciones se enfrenta a complejos impedimentos. Tanto Brown (2008) como Van De Meene (2008) sugieren algunas medidas (por ejemplo,

institucionalización política, reforma, política, desarrollo de capacidades) como medio para evolucionar la estructura organizativa actual y "romper las barreras disciplinarias".

Harvey et al. (2009) se refieren a esto como el "Arte de ser indisciplinado". Sin embargo, debe comenzar ya en las primeras etapas de la educación en los ámbitos civil, ambientales u otras disciplinas para forjar una mentalidad que no es 'aislada' en una sola disciplina.

Los desafíos de la comunicación son una de las barreras más fuertes contra la adopción de modelos integrados. A pesar del esfuerzo prolongado para fomentar una investigación eficaz (Beck, 1976), la literatura sigue siendo conservadora.

La realidad es que muchas publicaciones presentan estudios de caso único, en los que alguna forma de integración ha sido aplicada y se demuestra que proporciona beneficios cuantificables que no llegan a ser transferibles.

Muy pocos estudios proceden a explorar mayores ámbitos de integración, optando por la opción de quedarse con dos o tres subsistemas, un punto con el que Schmitt y Huber (2006) están de acuerdo.

Para corregir este defecto, debe promoverse una comunicación más efectiva y los autores sugerir un enfoque sistemático: (1) alcance más amplio, pero centrado, (2) objetividad, (3) exhaustividad en la presentación de informes, y (4) transparencia en el enfoque, los resultados y las conclusiones.

La realización de una comunicación efectiva es, sin embargo, es más fácil decirlo que hacerlo. Pueden ilustrarse algunos casos de desafío en la comunicación. Por ejemplo, los modeladores pueden elegir reconocer "problemas perversos" (Pahl-Wostl, 2007, Harvey et al., 2009), pero también hay que invertir esfuerzos en la comprensión e informes sobre estos temas, en particular los problemas que conllevan los modelos integrados en la incertidumbre.

La integración ayuda a abordar problemas de complejidad creciente, pero es la incertidumbre que afecta a los modelos integrados la que se considera peligrosa por los tomadores de decisiones (Lijklema et al., 1993).

Es importante, no sólo para la investigación en modelado comprender mejor cómo lidiar con las incertidumbres, sino para los que toman decisiones también desarrollar sus procesos para abordar las incertidumbres para no ralentizar el proceso de adopción.

Unos indicadores de desempeño adecuados son útiles para definir los objetivos de modelización (por ejemplo, costo o sostenibilidad) y también para la comparación de los resultados; reciben cada vez más un mayor reconocimiento en los estudios de modelización considerándose beneficioso para la objetividad y la transparencia en la comunicación. Como tal, la adopción de modelos en el diseño de políticas y en la toma de decisiones prácticas pueden ser más factible (Fagan et al., 2010).

Unos indicadores de desempeño adecuados (métricas de rendimiento) pueden, sin embargo, ser acertados si científicos y

responsables de la toma de decisiones se coordinan activamente (Liu et al., 2008). Es inevitable una mayor participación de las partes interesadas para el progreso del modelado integrado (Beck, 1997, Peters y otros, 2006, Refsgaard et al., 2007; Liu et al., 2008).

Como perspectiva general para el futuro, se pueden identificar tres problemas emergentes como: (1) disponibilidad de herramientas en línea para la gestión integrada del sistema de aguas urbanas (Butler y Schütze, 2005; Diaz-Granados et al., 2010), (2) una mayor transparencia cuando se utilizan modelos integrados (Pahl-Wostl, 2007, Liu et al., 2008) y (3) más trabajo interdisciplinario sobre modelización integrada (Rauch et al., 2005, Pahl-Wostl, 2007, Refsgaard et al., 2007; Seppelt et al., 2009; Urich et al., 2013).

Lograr estos requerirá exigir mejoras en el manejo y la comprensión espacial y temporal de los problemas en tales modelos (Mitchell et al., 2007), dedicando atención a la consecución de series de tiempo más largas de simulación (Rauch et al., 2002a; Willems, 2006) y superar la barrera de comunicación.

En particular, la cuestión de los requisitos de datos ha sido un tema continuado (Lijklema et al., 1993, Vanrolleghem et al., 1999, Erbe et al., 2002; Rauch et al., 2005; Bertrand-Krajewski, 2007; Fagan et al., 2010) y seguirá siendo igualmente importante, especialmente cuando se consideren niveles de integración más altos.

Desde el punto de vista del hardware, se ha enfatizado que el software, que no experimenta las mejoras de la computación paralela, no sólo se estanca, sino que también es probable que se degrade en los dispositivos futuros (Sutter, 2005).

La modelización integrada del agua urbana ha comenzado a explorar la computación paralela con mejoras del rendimiento del software existente como **SWMM** (Burger Et al., 2014) o **CityDrain3** (Burger et al., 2010) para sistemas multi-core o desarrollo de modelos para ejecutar en clusters de computadoras (Barreto et al., 2008, Benedetti et al., 2008).

Burger et al. (2014), en particular, muestran que la tecnología multi-core es particularmente apta para sistemas más complejos (por ejemplo, redes con mayor número de tuberías se benefician de aceleraciones más altas en el tiempo de cálculo), destacando que estos avances pueden ayudar a facilitar el uso de grandes, complejos, modelos integrados.

CAPÍTULO 2

Material y metodología

2.1. Introducción

Los métodos y herramientas empleadas en la concepción, diseño, gestión y planificación de los sistemas de saneamiento han estado basados hasta hace muy poco en la concepción tradicional del drenaje urbano.

La utilización del método racional para el cálculo de la lluvia neta, la simulación del transporte en los conductos mediante la aplicación de la fórmula de pérdidas de Manning partiendo de la hipótesis de flujo estacionario o la separación entre el sistema de alcantarillado y la depuradora son claros ejemplos de ello.

No obstante, durante los últimos años se ha producido un cambio de concepción muy importante en la hidrología urbana gracias a la aparición de nuevas herramientas para el análisis de las redes de alcantarillado o a la aplicación de tecnologías modernas a la gestión.

Desde el desarrollo del programa de análisis de redes de alcantarillado Stormwater Management Model (SWMM) en el año 1971, el desarrollo de todo tipo de aplicaciones informáticas utilizadas para modelizar todas las partes del sistema de saneamiento ha evolucionado de forma espectacular.

En la actualidad existen modelos de simulación del comportamiento de cualquier parte del sistema de saneamiento, ya sea de análisis de las

precipitaciones, de las redes de alcantarillado, de las estaciones depuradoras o de la difusión de los contaminantes en el medio receptor.

2.2. Modelización

El esquema de cálculo tradicional empleado para el dimensionamiento de las redes de alcantarillado ha estado basado en el empleo del método racional para simular la transformación lluvia-escorrentía y en ecuaciones de pérdidas como la de Manning para el transporte a través de la red.

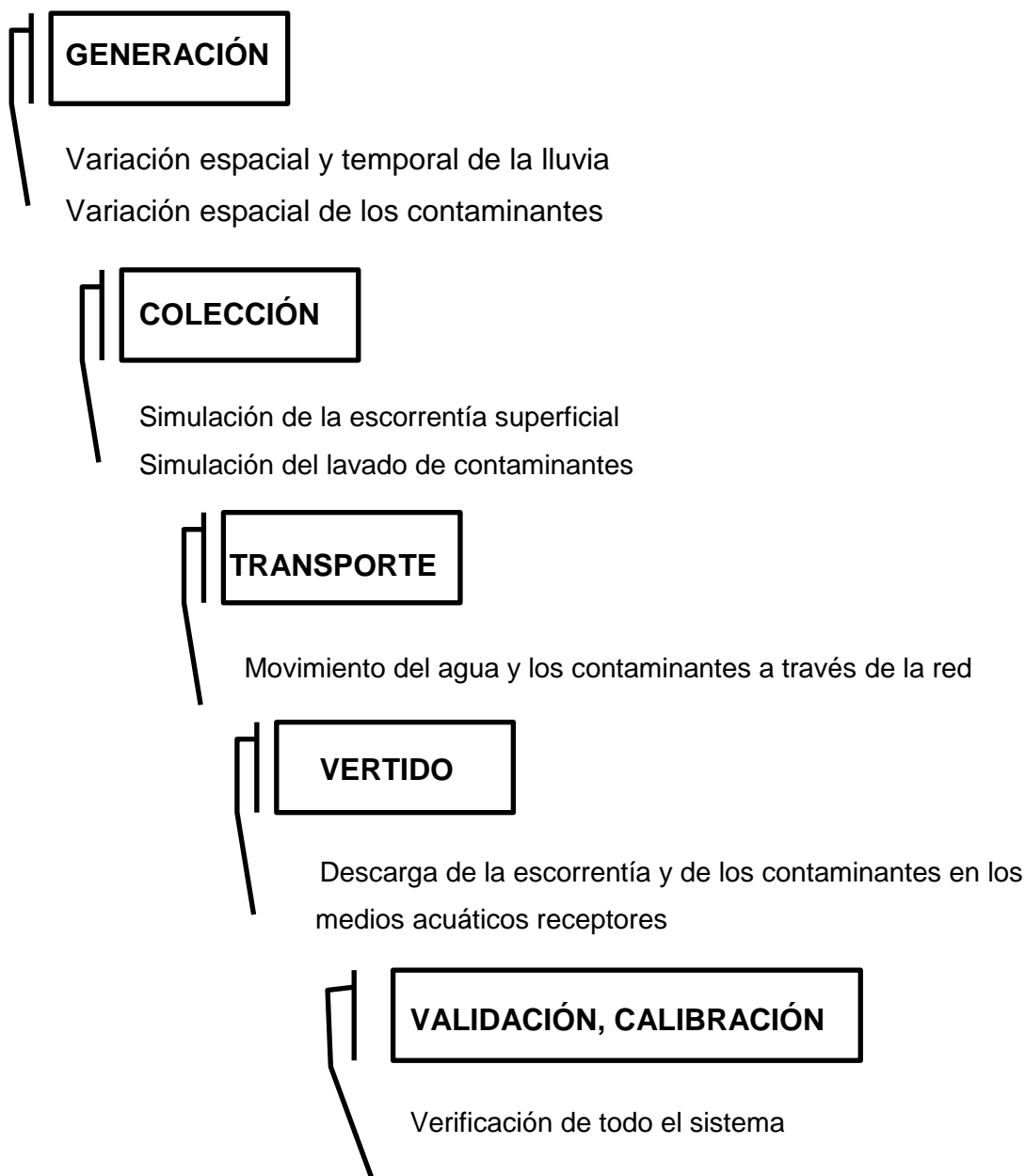
Cuando se utiliza ésta formulación se efectúan muchas simplificaciones y se asumen una serie de suposiciones que en la mayoría de casos no son correctas, fundamentalmente la consideración de régimen permanente y uniforme para todos los conductos.

Si tenemos en cuenta que el flujo a través de una red de alcantarillado es muy complejo, que atraviesa conductos de geometría y características muy variables, conociendo que es un movimiento de un fluido no uniforme y no estacionario, podemos decir que el estudio tradicional que se ha efectuado de las redes de alcantarillado es incompleto y ofrece muchos interrogantes sobre su idoneidad.

No obstante, desde hace algunos años, se han desarrollado una serie de modelos basados en la reproducción, más o menos fiel, de los procesos hidráulicos que realmente se producen en la cuenca (Puertas-Suárez-Cagiao, 2002), tanto los de tipo hidrológico e hidráulico, como los de calidad.

El funcionamiento del sistema, como se ha apuntado, es extraordinariamente complejo, por lo que también se deben realizar simplificaciones que agilicen el proceso de toma de datos y de cálculo.

La filosofía fundamental en la modelización de redes de drenaje es una aproximación reduccionista mediante la cual es posible aproximarse a la respuesta total del sistema a través de la simulación de la respuesta individual de los componentes del mismo (Choi y Ball, 2002). El esquema de trabajo de los programas de simulación matemática suele ser parecido, y en todo caso, puede resumirse en 5 módulos diferentes, propuestos por Ball (1992):



2.2.1. Fase de Generación

En la fase de Generación, se ha analizado la distribución temporal y espacial de la lluvia en la zona de estudio, sobre la base del estudio de las series históricas de precipitaciones de la estación pluviométrica instalada en

la zona, en la avenida Francisco Montenegro. El rango más pequeño de los datos pluviométricos proporcionados por la estación es el día, mm de precipitación al día.

También se ha tenido en cuenta los usos del suelo de la zona de estudio para la caracterización de las aguas residuales en tiempo seco y establecer las condiciones de la superficie expuesta a la escorrentía.

De otro lado, se analizó la composición de las aguas residuales a la entrada de la depuradora para conocer los parámetros de calidad de las aportaciones al sistema de saneamiento en tiempo seco.

Del estudio realizado en esta fase se obtuvieron una serie de resultados que se presentaron en el 41st IAHS WORLD CONGRESS Sustainability and Innovation for the Future 13-16th September, 2016, Albufeira, Algarve, Portugal, bajo la publicación titulada 'Influencia de la escorrentía en las aguas residuales urbanas, el caso de Huelva'. Para el tratamiento de datos correspondientes a las variables de estudio, se han utilizado los paquetes informáticos SPSS Statistics17 y Excel 2010.

2.2.2. Fase de Colección

En la fase de Colección, se ha recabado toda la información considerada indispensable para construir el modelo; planos para la definición de la cuenca; se ha idealizado en una serie de esquemas que representan los diferentes tipos de superficie de la cuenca; información técnica sobre la red de saneamiento, al igual que la representación gráfica de sus elementos;

información sobre la pluviometría para la transformación en escorrentía, y obtener los caudales de entrada a la red de drenaje.

En este sentido, como se ha comentado, los datos obedecen a lapsos de tiempo muy amplios (la unidad de referencia es día) según la escala a la que se está analizando la red de saneamiento, por lo que se calculan curvas de intensidad para lapsos de tiempo como máximo 15 minutos mediante el método Hidro-meteorológico de avenidas propuesto por el Ministerio de Fomento (1999).

Se han definido además, los aportes a la red en tiempo seco; procedentes de las viviendas conectadas al alcantarillado, mediante la estimación de la población en las mismas. También en esta fase se han definido los aportes de contaminantes como concentraciones de los mismos, para lo que se ha aplicado un modelo matemático de transporte de contaminantes acorde a las características de los contaminantes principales que se han modelado; las partículas sólidas suspendidas.

2.2.3. Fase de Transporte

En la fase de Transporte, se han generado los hidrogramas y polutogramas de entrada a través de la red. Se ha utilizado el Modelo de Aguas Pluviales (SWMM) de la EPA, es un modelo considerado completo, que son los que resuelven las ecuaciones completas de Saint- Venant para flujo en régimen no permanente, mediante un procedimiento de integración numérica:

Ecuación de continuidad:

$$\frac{\partial y}{\partial t} + v \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{A}{b} \frac{\partial y}{\partial x} = 0$$

Y la ecuación de conservación de la cantidad de movimiento:

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} - g(I_0 - I_f) = 0$$

Dónde,

v, es la velocidad media del agua en la sección considerada

g, es la aceleración de la gravedad

I_0 , es la pendiente del colector

I_f , es el valor de la pendiente motriz

x, es la distancia a lo largo del colector

t, es el tiempo

El empleo de las ecuaciones completas permite de partida incorporar todas las acciones actuantes sobre el agua, lo que supone una mayor aproximación a la realidad de lo que pasa en la red (Dolz y Gómez, 1994), por lo que se podrán reproducir las entradas en carga, la interacción entre colectores, los efectos de laminación de caudales o los cambios de régimen, a diferencia de otros métodos que efectúan simplificaciones en las ecuaciones como el método de la onda cinemática o los métodos hidrológicos.

Para poder realizar ésta labor, es preciso conocer las características de la estructura de la red, por lo que se han recabado todos los datos e información disponible de la red, proporcionada por la empresa gestora del Ciclo Integral de Aguas, Aguas de Huelva.

2.2.4. Fase de Vertido

En la fase de **Vertido**, se han analizado las diferentes concentraciones de contaminantes presentes con el fin de evaluar su impacto en el medio receptor, y obtención de datos sobre caudales y niveles en la red, lo que permitirá determinar las zonas en las que existen insuficiencias y, predecir en ellas la ocurrencia de problemas para poder implementar soluciones evitando así el suceso.

En esta fase, se realizaron trabajos de digitalización del canal del Río Tinto y la zona portuaria de la Ría de Huelva, donde vierte la Estación Depuradora de la ciudad. Tras la delimitación de la zona vertido se implementó el **Modelo Hidrodinámico (MOHID)** desarrollado por el **Instituto Técnico Superior de Lisboa**. Los trabajos se desarrollaron en el **Centro de Investigación Marina y Ambiental (CIMA) de la Universidad del Algarve**. Estos trabajos fueron financiados por el **Campus de Excelencia Internacional del Mar (CEIMAR)** mediante la concesión de una estancia pre doctoral de 3 meses de duración de abril a julio de 2015.

La investigación continuó evaluando el contexto del modelo que ocupa esta tesis, la zona urbana, y sin ánimo de renunciar ni obviar la visión global que merece la cuestión de la contaminación de las masas de aguas naturales, se optó por ceñir la propagación de las partículas sólidas al sistema de tuberías urbanas y proponer la modelización y estudio del transporte de éstas en la Ría, como futura línea de investigación.

2.2.5. Fase de Calibración y Validación

En la fase de calibración y validación se ha verificado todo el sistema para dar credibilidad a los resultados. Respecto a la calibración del modelo de transporte de partículas sólidas contaminantes que se desarrolla en apartados posteriores; se lleva a cabo mediante iteraciones, como se explica en dicho apartado.

En esta fase se llevaron a cabo ensayos reales en la red de la zona de estudio, para la comparación entre los resultados obtenidos por computación y los obtenidos directamente de la red, permitiendo realizar los ajustes necesarios al módulo hidráulico del modelo diseñado y también validar el modelo matemático aplicado para el transporte de las partículas sólidas suspendidas. Los ensayos se realizaron dentro del contexto del Proyecto Ganges, *Modelo de evaluación y control de vertidos para la adecuación de Ordenanzas y Reglamentos técnicos de las empresas gestoras del agua en Andalucía a las exigencias de la ley de gestión integrada de la calidad ambiental (Ley GICA)*.

Los trabajos fueron desarrollados dentro del Grupo de Investigación de la Universidad de Huelva, Ingeniería Civil y Calidad Ambiental (RNM-323), con la colaboración del Profesor Doctor en Ciencias Químicas José Carbajo.

2.3. Storm Water Management Model (SWMM)

A continuación se presenta el esquema de funcionamiento del modelo de pluviales, de forma generalizada.

El modelo SWMM fue el primer programa de simulación de redes de alcantarillado, desarrollado entre 1969 y 1971 por tres grupos, Metcalf and Hedí, Inc., la Universidad de Florida y el Water Resources Engineers, Inc.

En un primer momento fue desarrollado para solucionar los problemas vinculados a las DSU, aunque con el tiempo se ha establecido como el modelo más utilizado a escala mundial para el análisis hidrológico, hidráulico y de calidad de aguas en las redes de alcantarillado.

El modelo funcionaba con lenguaje Fortran hasta el año 2004, fecha en la que se creó la versión 5 del mismo (Rossman, 2004), en la que se ofrece una interfase gráfica que opera en Windows, con un entorno mucho más amigable que el anterior y gestionado por la Environmental Protection Agency (EPA) de los Estados Unidos.

Una de las razones de su amplia aplicación, posiblemente, es que su distribución es gratuita y se puede descargar directamente desde la página web de la agencia:

www.epa.gov/ednrmrl/models/swmm/index.htm.

Su potente motor de cálculo y su gratuidad lo han convertido en el modelo más utilizado en todo el mundo para simular los procesos hidrológicos, hidráulicos y de calidad de aguas en el medio urbano.

A continuación, se describen los módulos que integran el modelo SWMM.

Generación

El modelo SWMM acepta datos de lluvia en diversos formatos, en función de la disponibilidad de los mismos, ya sea como intensidad, volumen o volumen acumulado. La forma de funcionamiento habitual es asignar los datos de lluvia a uno o varios pluviómetros, en función de la distribución espacial de la lluvia.

También se pueden hacer simulaciones con un intervalo de tiempo largo, de incluso años, por lo que es posible introducir datos sobre climatología que en un análisis para un episodio de lluvia corto se desprecian habitualmente:

- Temperatura
- Evaporación
- Velocidad del viento

En cuanto a la generación de contaminantes, el modelo posee una opción para definir todos los tipos que se quieran simular, tanto para los presentes en la lluvia, como los que se arrastrarán de la superficie con la lluvia, como para cargas puntuales de industrias por ejemplo.

La opción de definir usos del suelo nos permite hacer un reparto espacial de los contaminantes en función de las actividades que se desarrollan en el área que descarga sus aguas en la red de saneamiento que se está analizando, apreciando en esto sentido que el modelo tiene una gran capacidad para definir la distribución espacial de contaminantes.

Colección

En la fase de transformación lluvia-escorrentía se han simulado los fenómenos de generación de escorrentía para calcular los hidrogramas de entrada a la red.

Para ello, la zona de estudio se ha dividido en subcuencas, que vierten tanto los caudales como los polutogramas a la red de alcantarillado en un punto concreto.

Para la generación de la escorrentía en cada subcuenca, el modelo conceptualiza la subcuenca en depósitos no lineales situados en un plano inclinado con una forma rectangular, produciéndose cuando la precipitación supera el valor de retención inicial y la infiltración. Los parámetros principales para cada subcuenca son:

- **Área:** el área total de la subcuenca
- **Ancho de la subcuenca:** permite ajustar el tiempo de concentración de la misma, ya que para un valor de área dado, un mayor ancho significará un menor recorrido del agua, y viceversa.
- **Coefficiente de rugosidad:** que depende del tipo de superficie.
- **Retención inicial:** cantidad de agua que queda retenida en superficie tanto por las pequeñas depresiones, como por la intercepción.
- **Pendiente:** la pendiente media de la subcuenca indica la rapidez con la que se mueve el agua hacia la entrada a la red.
- **Infiltración:** se asigna uno de entre tres modelos de simulación de la infiltración, el método de Horton, el de Green-Ampt o el del SCS. Los parámetros de cada modelo dependen del tipo de suelo.

Cada subcuenca se divide en una zona permeable y otra impermeable, con el objetivo de reproducir con mayor fiabilidad los procesos hidrológicos implicados.

El programa también permite simular el comportamiento del deshielo de la nieve e introducir acuíferos que aporten agua a la red mediante la infiltración, en caso de querer hacer simulaciones a largo plazo.

En cuanto a la colección de contaminantes y la formación de un polutograma de entrada a la red, en este momento, se incorpora el modelo de transporte de partículas sólidas suspendidas contaminantes diseñado mediante modelación matemática, como se explica en el apartado.

Transporte

En la fase de transporte del agua por la red de alcantarillado, el modelo puede utilizar tres tipos de solución a las ecuaciones de Saint-Venant, en función de la sofisticación a la que se quiera llegar en la solución y a la complejidad del sistema. Si estamos hablando de una red de alcantarillado compleja, como son las de la mayoría de ciudades, el modelo se deberá ejecutar con el esquema de Onda Dinámica, que resuelve las ecuaciones de forma completa.

Para simular el transporte a lo largo de la red, se ha esquematizado la red en nodos y conductos, pudiendo incluir una serie de elementos singulares como orificios, vertederos, unidades de almacenamiento o bombas.

Las ecuaciones se resuelven de forma conjunta de forma secuencial para determinar el flujo en cada conducto y el calado en cada nodo para un intervalo de tiempo que especificado, utilizando un esquema de diferencias finitas explícito. El esquema que sigue el modelo para aplicar las ecuaciones es el siguiente:

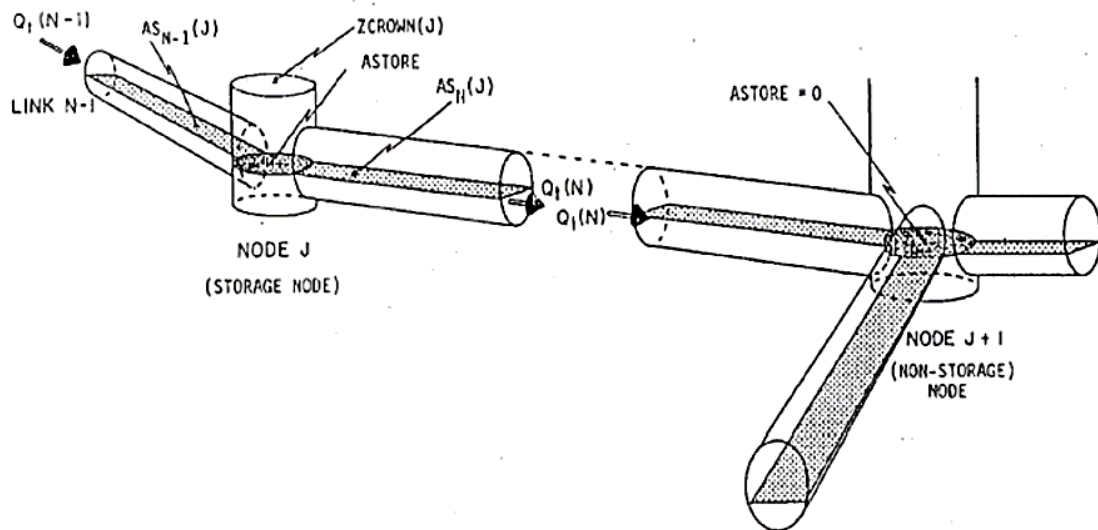


Figura 2: Esquema de cálculo en los nodos de SWMM. Fuente: Rossman (2004)

En esta fase se han introducido en el modelo todas las características geométricas de la red.

Los nodos del sistema son pozos de registro del alcantarillado, por lo que se ha introducido su cota y profundidad. Los conductos se han definido por su sección, longitud, cotas de entrada y salida de los conductos y rugosidad.

Para el resto de elementos, se especifican todas sus características geométricas y de funcionamiento.

El modelo también permite simular situaciones como el almacenamiento superficial de agua en los pozos que han sufrido una descarga de agua del sistema por entrada en presión, o introducir pérdidas de carga en puntuales o repartidas en los conductos.

Para simular el funcionamiento de los elementos especiales del sistema se disponen de curvas de funcionamiento y ecuaciones que rigen el comportamiento de bombas, orificios, etc.

Para el análisis del transporte de contaminantes en la red, el modelo asume que el conducto actúa como un reactor de mezcla completa.

La concentración de un contaminante en el conducto al final de cada intervalo de cálculo se halla mediante la integración de la ecuación de conservación de la masa, usando los valores medios para las cantidades que pueden variar entre cada intervalo.

Vertido

Tras la introducción de todos los datos, se ha efectuado la simulación. Se procedió al análisis de los resultados mediante las numerosas posibilidades de presentación de los mismos, pudiéndose así, analizar en qué puntos existen deficiencias hidráulicas, entradas en carga o inundaciones superficiales.

A modo de ejemplo, a continuación; la esquematización del perfil de una línea de conducciones del modelo, en concreto, el perfil de la ruta entre los nudos 11 y 23, es decir, las conducciones de las calles: Argonautas, Arizona, Puebla de Sanabria y Jacinto Benavente.

El perfil de la línea de agua se corresponde con las pluviales del día 11 de octubre de 2016 a las 02:45 horas (formato 24 horas), momento en el que se daba una precipitación de intensidad de 1.15 mm/h. Puede observarse como el último tramo de tubería tiene un diámetro del doble del de tramos anteriores, siendo éste el último tramo del colector que recibe las aguas del resto de las conducciones modeladas y, también, donde se ha definido el punto de vertido.

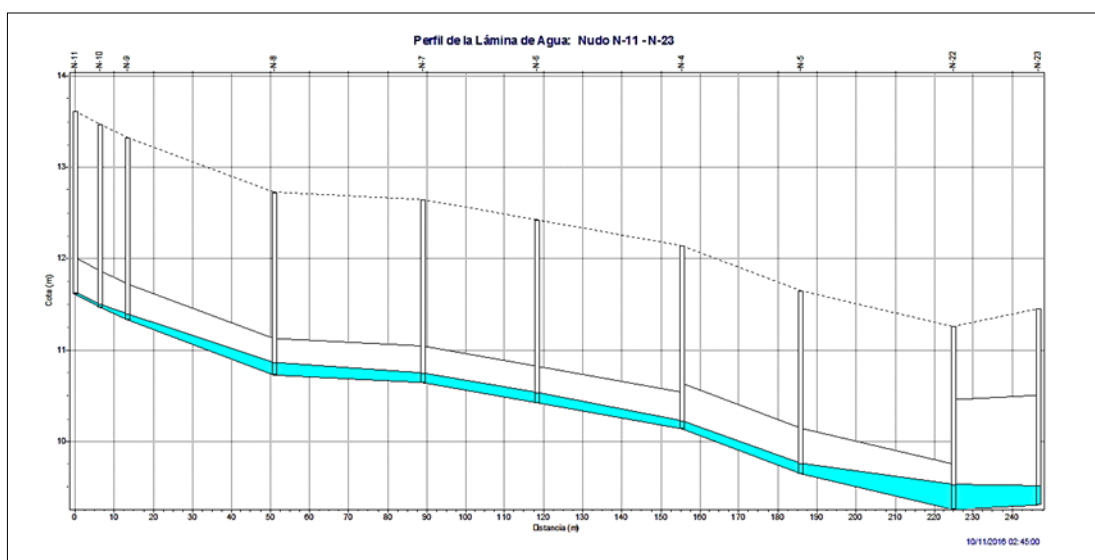


Figura 3. Perfil longitudinal de la ruta entre los nudos N-11 y N-23

Calibración

En cuanto a la calibración del sistema, el modelo ofrece la posibilidad de introducir archivos con medidas de campo que pueden compararse con los resultados en los gráficos de evolución temporal. El modelo permite introducir datos sobre:

- Escorrentía sobre la cuenca
- Arrastre de contaminantes

-
- Nivel de agua en un nudo
 - Caudal que entre en un nudo
 - Calidad del agua en un nudo
 - Caudal en una línea

Mediante el cambio de parámetros del modelo y ejecuciones sucesivas, se puede aproximar el parámetro medido con el calculado.

Como se ha mencionado anteriormente, se han realizado ensayos reales para la comparación y ajuste entre los resultados computados y los obtenidos.

2.3.1. Limitaciones del modelo

El modelo SWMM tiene uno de los algoritmos de cálculo para la integración numérica de las ecuaciones de Saint-Venant más utilizados del mundo.

Ha sido pionero en la modelización de redes de drenaje y simulación de la calidad del agua, y su código abierto ha permitido la mejora y evolución del software durante más de 30 años de existencia.

No obstante, su vertiente no comercial le ha hecho, sobre todo en los últimos años, quedarse algo atrás con respecto a otros modelos que han incorporado muchas herramientas para ayudar al modelador en su trabajo.

La limitación más importante del modelo es la ausencia de integración con los SIG, lo que complica bastante la importación y exportación de datos para su análisis detallado. A raíz de esto, ha habido muchos programas que, utilizando el esquema de cálculo del programa, han mejorado la interfase

del modelo para ofrecer nuevas herramientas de manipulación y gestión de datos.

2.3.2. Modelos de la familia SWMM

En los últimos años, partiendo del modelo SWMM, diferentes marcas comerciales han desarrollado variantes del programa, en las que la diferencia fundamental es la utilización de una interfase gráfica con muchas más posibilidades que la de SWMM, y, sobretodo, con la posibilidad de comunicarse con un SIG mediante un programa de intercambio de datos o integrándolo en el mismo modelo. Los programas son:

- PCSWMM
- XP-SWMM
- SWMMDUET
- MIKE SWMM

2.4. Zona de estudio

La zona de estudio se encuentra situada en la ciudad de Huelva. Según datos del Instituto Nacional de Estadística, referidos al 01/01/2016 y establecidos en el Real Decreto 2124/2008, de 26 de diciembre, Huelva presenta una población de 145.468 habitantes.

La Empresa Municipal Aguas de Huelva (EMAHSA) es la encargada de la gestión del Ciclo Integral de Agua en el ámbito geográfico objeto de estudio, incluye la superficie del núcleo urbano de Huelva junto con las zonas industriales de Tartessos, la zona de la Punta del Sebo junto con el

área portuaria que en un futuro inmediato verterá sus aguas residuales a la red de saneamiento municipal.

Conviene destacar que el municipio de Huelva se encuentra declarado como zona sensible por el Decreto 204/2005, por el que se declaran las zonas sensibles y normales en las aguas de transición y costeras y de las cuencas hidrográficas intracomunitarias gestionadas por la Comunidad Autónoma de Andalucía.

La ciudad de Huelva se divide en dos vertientes, la del Tinto y la del Odiel, orientadas hacia el norte y el sur. Dentro de la ciudad existen zonas de mayor elevación, conformando los cabezos repartidos por todo el núcleo urbano y entre los que destaca el del Conquero, punto de mayor altura en la ciudad. Esta singular topografía dificulta la llegada de las aguas residuales del núcleo urbano hasta la Estación Depuradora de Aguas Residuales (en adelante EDAR), por lo que existen varias estaciones de bombeo de aguas residuales (EBAR) en ciertos puntos de la red de saneamiento.

La red básica de saneamiento está constituida por una anillo perimetral que bordea los ríos Tinto y Odiel, de tipo unitario. En la cuenca del río Odiel se distinguen tres colectores y en la cuenca del río Tinto aparecen ocho colectores principales.

La EDAR conforma la última etapa del ciclo integral del agua y en ella se depura el 100% de las aguas residuales de Huelva para ser posteriormente vertidas a la ría del Tinto.

La EDAR es de reciente construcción; las obras se adjudicaron el 30 de mayo de 1995 y su finalidad era proporcionar la infraestructura básica de depuración a la ciudad solucionando el problema de vertidos emitidos hasta entonces en la desembocadura de los ríos Tinto y Odiel con el consiguiente impacto en la costa onubense. Se diseñó para una población de 180.000 habitantes-eq pero en previsión del posible incremento de la población se tuvieron en cuenta las reservas de espacio y capacidad de tratamiento suficientes para posibilitar una ampliación de la planta de hasta un 50% del caudal medio admisible en relación al diseño inicial, con lo que su techo funcional es de 270.000 habitantes equivalentes.

El año 2003 fue el primer año completo de gestión y explotación de la EDAR por EMAHSA y el primer año en que se depuraron prácticamente el 100% de las aguas residuales generadas. Actualmente el caudal de tratamiento es de 58.500 m³. Para que la estación depuradora devuelva las aguas al medio natural en las condiciones de calidad requeridas para asegurar un buen estado ecológico de la Ría del Tinto, se realiza proceso de tratamiento estructurado en dos líneas: línea de agua y línea de lodos.

En un primer estudio se caracterizó la influencia de las aguas de lluvia sobre las aguas residuales, para la totalidad la red dado que los datos fueron los de entrada a la depuradora durante el año 2014 y los correspondientes registros pluviométricos de la Estación Francisco Montenegro.

Para la construcción del modelo de transporte, se ha tomado una porción de la ciudad, representativa del sistema de saneamiento, se trata de

la zona del Barrio de Isla Chica situada a la espalda de la conocida Iglesia Virgen del Rocío; una de las zonas más densas en población de la ciudad (410,45 habitantes por hectárea, según revisión del PGOU publicado en el periódico Huelva Información el 25/09/2008), la densidad de población del área metropolitana de Huelva es de unos 980 hab/km². En concreto la zona escogida ocupa un área de 4.85 ha. limitando la zona, al Sur, la calle Jacinto Benavente, al Norte, la calle Monsalve, al Este, la calle Jabugo y al Oeste, la calle Antonio Delgado.

Según el Plan General de Ordenación Urbana de Huelva, para la determinación de los caudales de fecales, se estima como dotación de cálculo unos 270 l/hab y día.

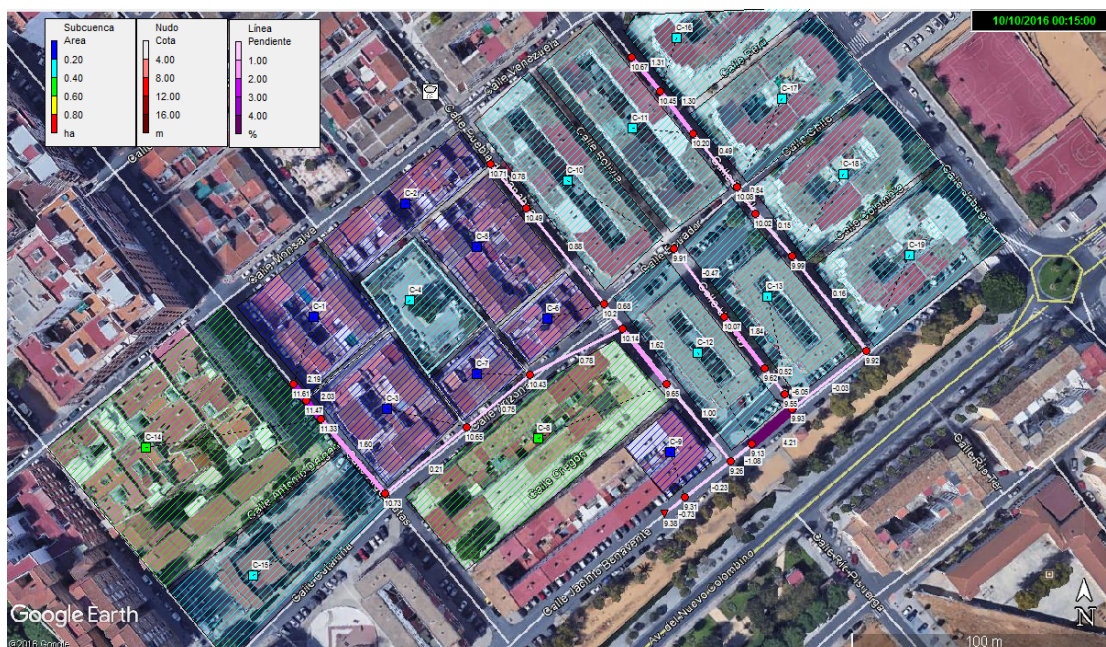


Figura 4. Mapa área de estudio.

En el mapa del área de estudio donde se desarrolla el modelo, se pueden apreciar las sub cuencas representadas según su área en

hectáreas, los pozos de registro o nudos de conexión entre tuberías, se representan según la cota a la que se sitúa su base; y las tuberías, según la pendiente.

El evento de lluvia que se aplica para estudiar el transporte y movilización en el sistema tiene una duración de 6 horas, con una media de 12.99 mm/h, y 103.06 mm en total medidos en altura. Se trata de un evento ficticio diseñado para aportar a la cuenca en estudio la Precipitación Máxima Diaria para un periodo de retorno T de 25 años. Este dato se ha calculado mediante el método Hidro-meteorológico de avenidas propuesto por el Ministerio de Fomento (1999), para lo que se ha tenido en cuenta tanto el valor medio de la máxima precipitación diaria anual así como el coeficiente de variación para la zona de Huelva. El hietograma se ha obtenido por el Método de Bloques Alternos basado en las curvas IDF (Intensidad –Duración – Frecuencia)

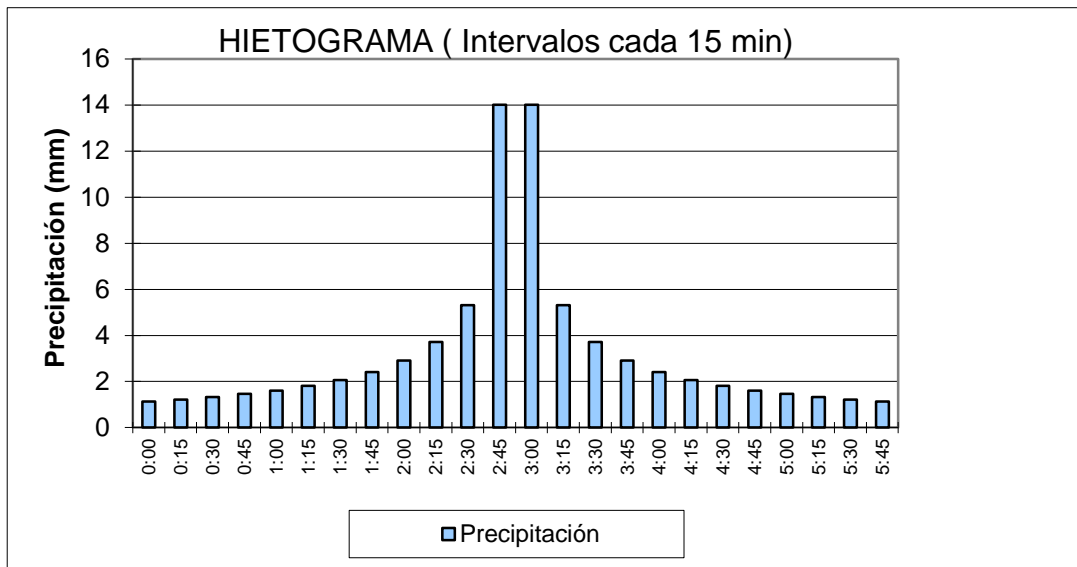
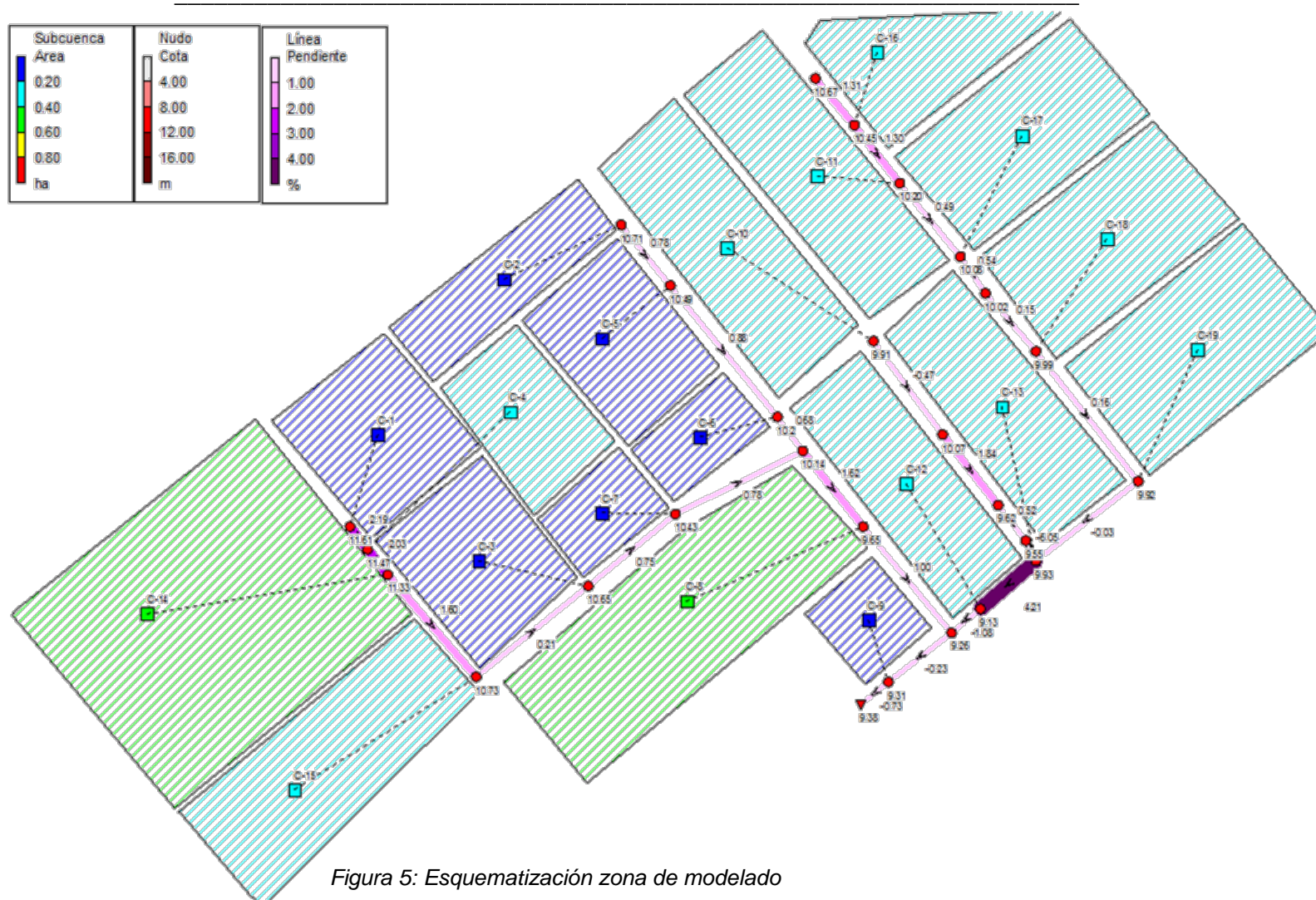


Gráfico 1: Hietograma de diseño

A continuación se presenta el esquema de la cuenca en estudio y las principales características de sus elementos.



10/10/2016 00:15:00

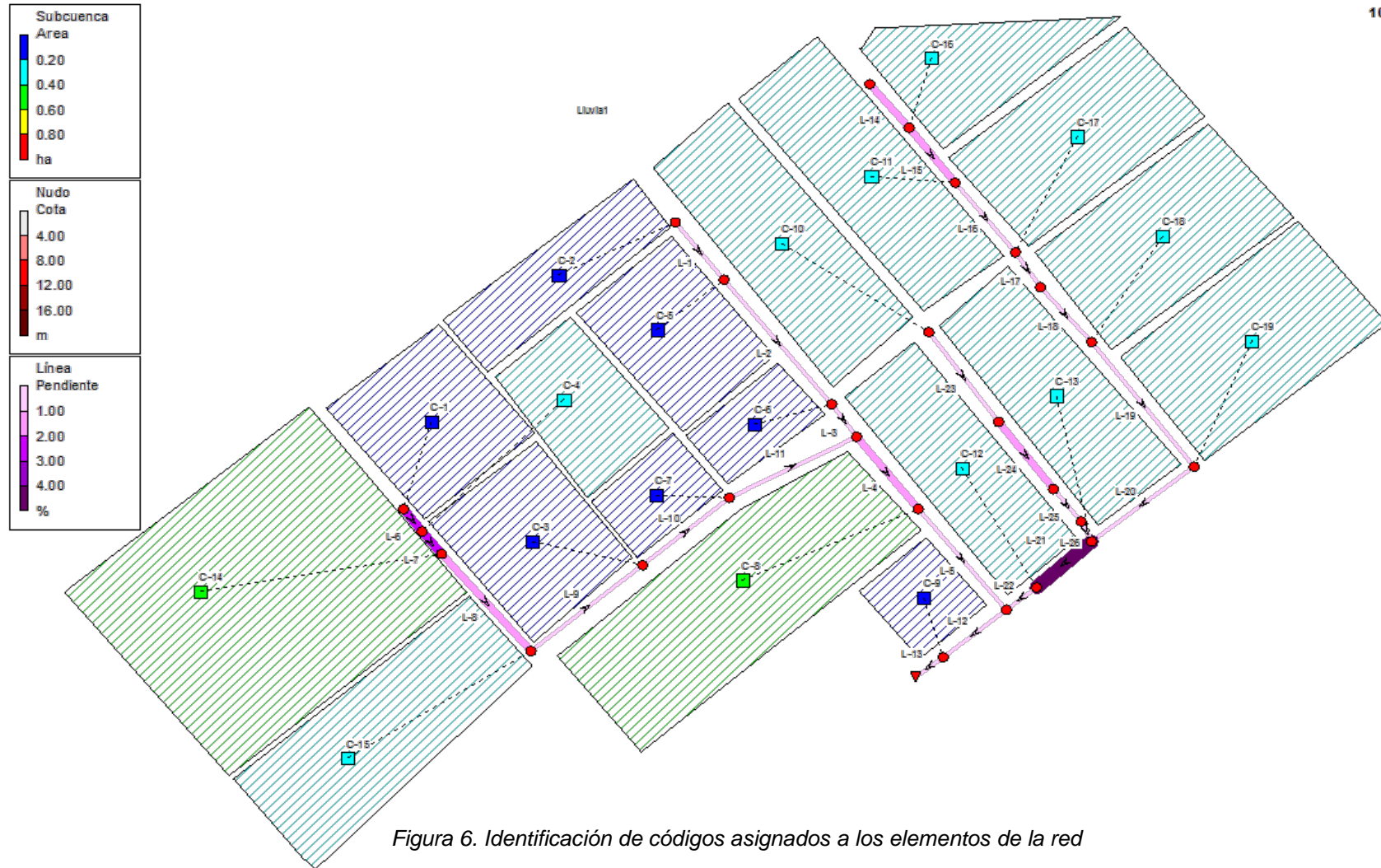


Figura 6. Identificación de códigos asignados a los elementos de la red

Datos de las sub cuencas delimitadas para la modelación de la escorrentía de lluvia y definición del punto de vertido de la precipitación al sistema de saneamiento.

Nombre	Área (ha)	Ancho (m)	Punto Descarga
C-1	0.17	28.86	N-11
C-2	0.16	23.53	N-1
C-3	0.17	30.11	N-7
C-4	0.2	27.61	N-10
C-5	0.17	24.42	N-2
C-6	0.07	16.11	N-3
C-7	0.07	17.42	N-6
C-8	0.46	42.14	N-5
C-9	0.1	23.27	N-23
C-10	0.34	34.64	N-12
C-11	0.34	52.63	N-15
C-12	0.3	46.15	N-21
C-13	0.3	38.05	N-20
C-14	0.57	56.84	N-9
C-15	0.32	35.67	N-8
C-16	0.28	42.06	N-14
C-17	0.28	38.06	N-16
C-18	0.28	48.26	N-18
C-19	0.28	38.06	N-19

Tabla 7: Datos subcuencas áreas de estudio.

Características físicos-técnicas de las conducciones del sistema de saneamiento en la zona en estudio:

Nombre	Nudo Inicial	Nudo Final	Tipo	Longitud (m)	%Pdte.	Rugosidad (n)
L-1	N-1	N-2	tubería	28.2	0.7799	0.015
L-2	N-2	N-3	tubería	32.8	0.8846	0.015
L-3	N-3	N-4	tubería	8.8	0.6842	0.015
L-4	N-4	N-5	tubería	30.2	1.6211	0.015
L-5	N-5	N-22	tubería	39.1	0.9986	0.015
L-6	N-11	N-10	tubería	6.4	2.1925	0.015
L-7	N-10	N-9	tubería	6.9	2.03	0.015
L-8	N-9	N-8	tubería	37.5	1.5981	0.015
L-9	N-8	N-7	tubería	38.1	0.2099	0.015
L-10	N-7	N-6	tubería	29.2	0.7537	0.015
L-11	N-6	N-4	tubería	37.4	0.7765	0.015
L-12	N-23	N-22	tubería	21.8	0.2294	0.009
L-13	N-24	N-23	tubería	9.6	0.7284	0.009
L-14	N-13	N-14	tubería	16.9	1.3057	0.009
L-15	N-14	N-15	tubería	19.2	1.3015	0.009
L-16	N-15	N-16	tubería	24.5	0.4894	0.009
L-17	N-16	N-17	tubería	11	0.545	0.009
L-18	N-17	N-18	tubería	19.9	0.1508	0.009
L-19	N-18	N-19	tubería	42.7	0.164	0.009
L-20	N-20	N-19	tubería	34.3	0.0291	0.009
L-21	N-20	N-21	tubería	19	4.212	0.009
L-22	N-22	N-21	tubería	12.1	1.0771	0.009
L-23	N-31	N-12	tubería	34.2	0.4676	0.015
L-24	N-31	N-32	tubería	24.4	1.8446	0.015
L-25	N-32	N-33	tubería	13.5	0.5179	0.009
L-26	N-20	N-33	tubería	6.3	6.0524	0.009

Tabla 8: Datos de conducciones.

Para la caracterización del sistema durante periodos secos, en los que el único aporte son las aguas negras procedente de las viviendas, se introdujeron al SWMM patrones horarios, diarios y mensuales para simular la laminación que tiene lugar dependiendo del momento de día o del mes del año, para lo que se ha tenido en cuenta la densidad de población de la zona y la dotación de fecales, como se ha mencionado anteriormente.

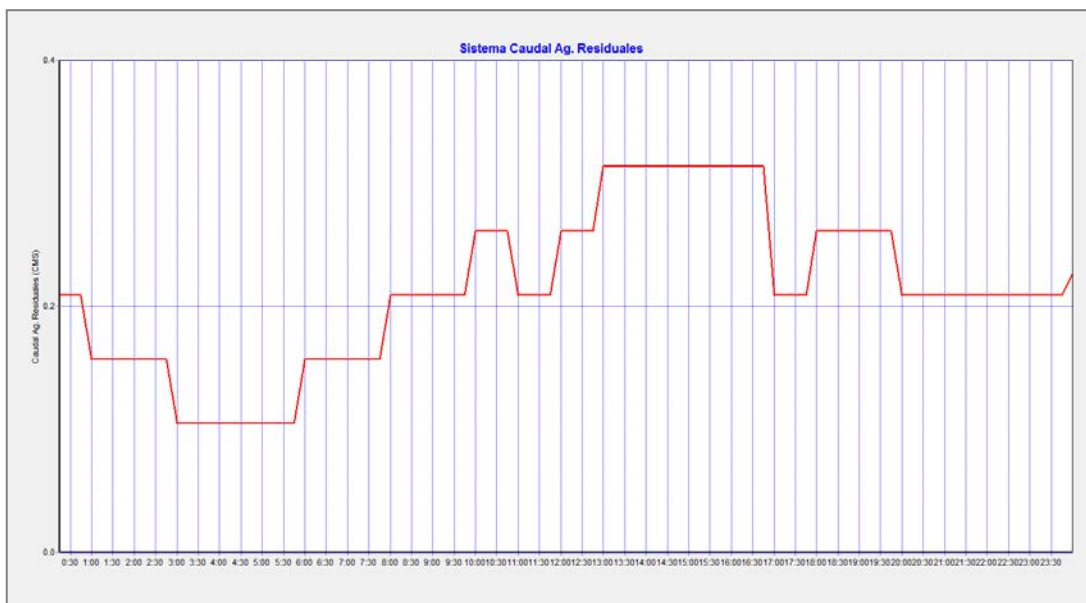


Gráfico 2: caudal (m³/s) aguas residuales día 10/10/2016.

La cuenca urbana en estudio tiene una pendiente uniforme de 0.5 %. El uso de suelo de la totalidad de la zona se ha establecido como residencial, con un porcentaje de área impermeable del 80% y se le ha asignado un rugosidad, (coeficiente de Manning), $n = 0.011$, que se corresponde con el asfalto liso, para el porcentaje de área permeable se ha asignado una n de 0.15, que se corresponde con una superficie con hierba corta.

Como modelo de infiltración, se ha establecido el Método Horton. Este método se basa en observaciones empíricas y propone que la infiltración decrece exponencialmente desde un valor inicial máximo hasta un cierto valor mínimo a lo largo del evento de lluvia. Los parámetros necesarios para este método son los valores de infiltración máxima y mínima, el coeficiente de decaimiento que describe lo rápido que se produce la disminución de la infiltración a lo largo del tiempo, y el tiempo necesario para saturar completamente un suelo que inicialmente estaba completamente seco.

Como modelo hidráulico de transporte, se ha establecido el Modelo de Onda Dinámica (Dynamic Wave Routing). Este modelo resuelve las ecuaciones completas unidimensionales de Saint Venant y por tanto teóricamente genera los resultados más precisos. Estas ecuaciones suponen la aplicación de las ecuaciones de continuidad y cantidad de movimiento en las conducciones y la continuidad de los volúmenes en los nudos o pozos.

Con este tipo de modelo de transporte es posible representar el flujo presurizado cuando una conducción cerrada se encuentra completamente llena, de forma que el caudal que circula por la misma puede exceder el valor de caudal a tubo completamente lleno obtenido mediante la ecuación de Manning. Las inundaciones ocurren en el sistema cuando la profundidad (calado) del agua en los nudos excede el valor máximo disponible en los mismos. Este exceso de caudal bien puede perderse o bien puede generar un estancamiento en la parte superior del nudo y volver a entrar al sistema de saneamiento posteriormente.

El modelo de transporte de Onda Dinámica puede contemplar efectos como el almacenamiento en los conductos, los resaltos hidráulicos, las pérdidas en las entradas y salidas de los pozos de registro, el flujo inverso y el flujo presurizado. Dado que resuelve de forma simultánea los valores de los niveles de agua en los nudos y los caudales en las conducciones, puede aplicarse a cualquier tipo de configuración de red de saneamiento, incluso en el caso que contengan nudos con múltiples divisiones del flujo aguas abajo del mismo o incluso mallas en su trazado. Se trata del método de resolución adecuado para sistemas en los que los efectos de resalto hidráulico originados por las restricciones del flujo aguas abajo y la presencia de elementos de regulación tales como orificios y vertederos sean importantes. El precio que es necesario pagar por el empleo de este método es la necesidad de utilizar incrementos de tiempo de cálculo mucho más pequeños, del orden de un minuto o menos. Durante el cálculo SWMM reducirá automáticamente el incremento de tiempo de cálculo máximo definido por el usuario si es necesario para mantener la estabilidad numérica del análisis.

2.5. Desarrollo del modelo

El modelo que se presenta resulta de la integración de dos modelos. De un lado el Modelo de Gestión de Aguas Residuales (SWMM) de la EPA, y de otro, la incorporación a este primero del modelado del transporte de sedimentos en el interior de las conducciones del sistema de saneamiento.

Esta incorporación complementa y enriquece el análisis de la red solventando la limitación del software de la EPA de no simular la propagación de contaminantes en el flujo subsuperficial, es decir, dentro de las conducciones, una vez el flujo de escorrentía entra al sistema de saneamiento.

Mediante SWMM se simulan los parámetros hidráulicos y de calidad del agua, se estudia el comportamiento hidráulico de la red de saneamiento modelada para un evento de lluvia.

Para la construcción del modelo en SWMM se ha requerido un estudio previo de la red de la zona en estudio en cuanto a la definición de sus características físicas.

El perfil de concentración de las partículas sólidas (TSS) en las conducciones se obtiene mediante la fórmula de Rouse.

2.5.1. Modelo de transporte de partículas sólidas suspendidas (TSS)

Muchos investigadores han trabajado en el transporte de sedimentos, especialmente en hidráulica fluvial y transporte en tuberías cerradas. La aplicación de sus resultados y relaciones a la hidrología urbana y especialmente, a los sistemas de alcantarillado, es problemático debido a que las condiciones del sitio son muy diferentes: las partículas son más pequeñas ($d < 100 \mu\text{m}$) y parcialmente cohesivas debido a la materia orgánica, el flujo es turbulento e inestable, las tuberías no se llenan sino que presentan flujos de superficie libre.

A finales de los años ochenta y noventa, se realizaron importantes programas de investigación para tuberías con flujos de superficie libre,

depósitos y partículas cohesivas para reproducir lo más posible las condiciones reales observadas en alcantarillas, Sin embargo, estos estudios no condujeron a resultados prácticos.

Las tres características principales de los sólidos en las tuberías de saneamiento, utilizadas en las ecuaciones básicas de transporte son el tamaño del grano, la gravedad específica y la velocidad de sedimentación.

Algunos modelos calculan la velocidad de sedimentación a partir de las otras dos características, asumiendo que las partículas son esféricas y no cohesivas.

En otros, la velocidad de sedimentación es tomada como un parámetro del modelo y puede obtenerse mediante mediciones experimentales. (Bertrand-Krajewski, 2006).

Según Raudkivi (1998), «en un flujo combinado de fluido y sedimento en un canal abierto, suponiendo 2 dimensiones para flujo uniforme, el flujo es determinado por su profundidad y (m), pendiente I_r (m / m) y gravedad g (m / s²), que proporciona la fuerza motriz [para el transporte de partículas] ».

El propio fluido se caracteriza por su densidad ρ (Kg / m³) y la viscosidad dinámica μ (kg / m / s). Las partículas, suponiendo que tienen un tamaño uniforme, se caracterizan por su diámetro d (m) y su densidad ρ_s (kg / m³).

Estas siete variables básicas pueden combinarse y / o sustituirse por otras, utilizando relaciones físicas o análisis dimensional, para dar variables alternativas frecuentemente utilizadas en el campo del transporte sólido.

Por lo general, se distinguen tres tipos de transporte sólido:

-
- el transporte de la carga del lecho: las partículas se deslizan, ruedan y salan, sin dejar definitivamente la capa del fondo:
 - la carga suspendida: las partículas del material del lecho o de otras fuentes permanecen en suspensión en el flujo sin depósito definitivo, pero es posible una deposición temporal;
 - la carga de lavado: partículas muy finas que se transportan permanentemente en el flujo, sin ninguna deposición.

La carga total es la suma de las tres cargas anteriores.

Muchos autores simplemente distinguen el lecho y la carga suspendida, suponiendo que la carga de lavado no es realmente un modo de transporte sólido (Bertrand-Krajewski, 2006). Desde el punto de vista de modelado, la carga de lavado se calcula habitualmente por la ecuación advección- dispersión utilizada para sustancias solubles.

En cuanto a la carga suspendida, se distingue entre:

- la suspensión homogénea, donde la concentración C (kg / m^3) es constante a lo largo de la profundidad del agua y ;
- la suspensión heterogénea, donde la concentración C aumenta desde la superficie del agua hasta el fondo del canal o tubo. En sistemas de alcantarillado con flujos de superficie libre, la suspensión es heterogénea en la mayoría de los casos.

Otra distinción importante se hace según la presencia de depósitos:

- el transporte en canales o tuberías lisas sin depósitos sobre el fondo;
- el transporte en canales y cañerías en las que estén presentes depósitos fijos o sueltos y puedan erosionarse.

Como los procesos físicos reales son interactivos y no fáciles de separar, las fronteras entre la carga del lecho, la carga suspendida y la carga de lavado son parcialmente arbitrarias. Pero su distinción facilita los enfoques teóricos y experimentales. Algunos autores han propuesto criterios numéricos para distinguir la carga del lecho y la carga suspendida. Ellos, usualmente utilizan la relación de la velocidad de sedimentación de las partículas w (m / s) con la velocidad de corte u^* . Por ejemplo, Raudkivi (1998) indica para la hidráulica fluvial:

$$\frac{w}{u^*} < 0.6 \quad \text{carga suspendida}$$

$$0.6 < \frac{w}{u^*} < 2 \quad \text{saltación (partículas saltando sobre el lecho pero manteniendo contacto frecuente con el lecho).}$$

$$2 < \frac{w}{u^*} < 6 \quad \text{carga del lecho (partículas deslizando y rodando sobre el lecho)}$$

En el caso específico de los sistemas de alcantarillado, Ashley y Verbanck (1996) utilizaron el parámetro de sedimentación η para distinguir sólo carga del lecho y cargas suspendidas:

$$\eta \leq 3 \quad \text{carga suspendida}$$

$$5 < \eta < 15 \quad \text{carga del lecho.}$$

Como el transporte sólido es un fenómeno muy complejo, no hay ecuación universal ni fórmula que sea capaz de describir todos los casos y condiciones. Esta es la razón por la que varios autores han propuesto sucesivas, alternativas y mejoradas fórmulas para dar cuenta de las

condiciones, prácticamente infinitas, que se pueden observar tanto en flujos naturales como artificiales. (Bertrand-Krajewski, 2006).

Muchos autores han trabajado en la distribución del tamaño de partícula (Artières 1987, Brombach 1984, Chebbo et al, 1990a, b, 1991, CIRIA 1987, Göttle 1978, Laplace y Dartus 1991, Lessard et al., 1982, Marsalek 1984; Verbanck 1990, entre otros) y, aunque se observa una gran variabilidad según el sitio experimental, se dan los resultados típicos siguientes:

- Partículas depositadas a lo largo de los caminos y bordillos: su diámetro suele estar entre 200 y 1000 μm , con un diámetro medio d_{50} de aproximadamente 300-400 μm (gravedad específica: 2,6).
- Partículas en las aguas residuales domésticas: el d_{50} es de aproximadamente 30-40 μm (densidad: 1,5).
- Partículas transferidas en los alcantarillados por la lluvia: son muy finas, con un diámetro medio de 30-40 μm , y se transportan esencialmente en suspensión (gravedad específica: 2,4) (Chebbo et al., 1989).
- Partículas depositadas en las alcantarillas: son más grandes que las transportadas por suspensión: d_{50} es de aproximadamente 200- 1000 μm (Crabtree 1989; Ashley 1991), y son transportadas esencialmente rodando y saltando a lo largo del alcantarillado (gravedad específica: 2,6).

A lo largo de un tramo de alcantarillado, el diámetro medio de las partículas depositadas disminuye de entrada a salida: hay una clasificación granulométrica según la distancia (Artières y Stotz 1988, Laplace et al., 1989). Algunos autores han observado un incremento del diámetro medio de las partículas depositadas con el tiempo, en la misma ubicación con el

tiempo, debido a la consolidación de los depósitos por materia orgánica y / o por precipitación química (Artieros 1987, Chebbo et al., 1990b).

Partiendo del dato de tamaño de las partículas suspendidas, 100 µm, investigadores del Centro Nacional de Investigación Medioambiental en Ohio, (EEUU) recomiendan el modelo de Rouse y la tradicional función integral para calcularla tasa de transporte, es decir, la integral del área de la sección transversal multiplicada por la velocidad,.

$$q_s = \int_{z=a}^{z=y} C(z) * u(z) dz$$

(ecuación 2.1)

De acuerdo con los estudios previamente mencionados, se asume un tamaño medio de partícula d_{50} de 40 µm y una gravedad específica de 2.4, referido a partículas transportadas en redes de saneamiento unitario durante un aguacero.

Rouse (1939), el primero en estudiar la suspensión de sedimentos por turbulencia homogénea e isotrópica, produjo una aproximación cercana a la turbulencia isotrópica al oscilar verticalmente una serie de cuadrículas en un cilindro vertical de gran diámetro ("turbulence jar").

Las características de la turbulencia no varían de un lugar a otro dentro de una determinada región del fluido, y tampoco varían con la dirección en ningún punto dentro de esa región.

El flujo volumétrico descendente de las partículas por sedimentación, a partir de una región del fluido que tiene una concentración C de partículas de tamaño uniforme, es $-w * C$. Es razonable suponer que la difusión vertical ascendente de las partículas sigue una ley de difusión de Fick, como

muchos otros procesos de difusión, de modo que el flujo volumétrico de partículas por difusión es $\epsilon_s dC / dy$, donde ϵ_s es un coeficiente de difusión, que debe ser constante en un campo de turbulencia isotrópica de cualquier tipo y fuerza particular, y la dirección y positiva es hacia arriba. La ecuación de los dos flujos da una expresión para la distribución vertical de la concentración de partículas suspendidas

$$wC + \epsilon_s \frac{dC}{dy} = 0$$

(ecuación 2.2)

La expresión resultante para la concentración de sedimentos suspendidos en función de la altura y sobre el lecho, desarrollada a continuación, se denomina a veces teoría de difusión de la concentración de sedimentos suspendidos.

También parece razonable que el coeficiente de difusión ϵ_s sea proporcional, si no realmente igual, al coeficiente correspondiente para la difusión del momento fluido, es decir, la viscosidad cinemática de remolinos, y por lo tanto, en un frasco de turbulencia. debe ser proporcional a la frecuencia de oscilación vertical de la rejilla. Rouse verificó que éste es el caso, lo que confirma la validez de la ecuación de difusión.

En la naturaleza, la turbulencia homogénea e isotrópica es la excepción; la turbulencia a tratar es la que varía típicamente en sus características con la distancia a los límites, y por lo menos en cierta medida con la dirección, principalmente normal a la frontera en cualquier punto.

En un flujo turbulento, donde la turbulencia no es ni siquiera aproximadamente homogénea e isotrópica, excepto quizá a grandes

distancias del lecho, cabe esperar que el coeficiente de difusión varíe en la dirección y normal al lecho, por lo que necesitamos una expresión que nos diga cómo varía con y antes de poder aplicar la ecuación anterior para predecir cómo la concentración de sedimentos varía con y .

Para ello se asume que el coeficiente de difusión de sedimentos ϵ_s es proporcional a la viscosidad turbulenta ϵ dada por:

$$\tau = \rho \epsilon \frac{du}{dy}$$

(ecuación 2.3)

Asumiendo que $\epsilon_s = \beta \epsilon$, entonces

$$\tau = \frac{\epsilon_s \rho}{\beta} \frac{du}{dy}$$

(ecuación 2.4)

Donde β es un coeficiente cercano a 1. Se sabe experimentalmente que τ varía linealmente con y en canales abiertos de flujo uniforme,

$$\tau = \tau_0 \left(1 - \frac{y}{d}\right)$$

(ecuación 2.5)

Así,

$$\epsilon_s = \frac{\beta \tau_0 \left(1 - \frac{y}{d}\right)}{\frac{du}{dy}} = \frac{\beta u_*^2 \left(1 - \frac{y}{d}\right)}{\frac{du}{dy}}$$

(ecuación 2.6)

Mediante la ley de la pared en forma diferencial, (esta ley establece que la velocidad adimensional depende únicamente de la distancia al fondo y)

$$\frac{du}{dy} = \frac{u^*}{ky} \tag{ecuación 2.7}$$

Se obtiene:

$$\varepsilon_s = \beta u^* \left(1 - \frac{y}{d}\right) ky \tag{ecuación 2.8}$$

La ecuación 2.8 establece la relación entre ε_s e y para resolver la ecuación

10.10. Combinando las ecuaciones 2.7 y 2.8 resulta:

$$\frac{dC}{C} = \frac{-w dy}{\beta k u^* \left(1 - \frac{y}{d}\right) y} \tag{ecuación 2.9}$$

Al integrar se obtiene la ecuación primera derivada de Rouse (1939):

$$\ln C = \frac{w}{\beta k u^*} \int_a^d \frac{dy}{\left(1 - \frac{y}{d}\right) y} \tag{ecuación 2.10}$$

O bien,

$$\frac{C}{C_a} = \left(\frac{d-y}{y} \frac{a}{d-a}\right)^Z \tag{ecuación 2.11}$$

Donde

$$Z = \frac{w}{\beta k u^*} \quad (\text{ecuación 2.12})$$

El exponente z es el número de **Rouse**.

Puede verse en las ecuaciones 2.11 y 2.12 que cuanto mayor sea el valor de z , más rápidamente la concentración de sedimentos suspendidos disminuye con la altura por encima del nivel de referencia a . La ecuación 2.11, da la concentración de sedimento en suspensión de una velocidad de sedimentación dada w a una altura y por encima del lecho en relación con su concentración C_a a un "nivel de referencia" arbitrariamente elegido $y = a$ por encima del lecho.

Idealmente, la concentración de referencia C_a se tomaría tan cerca del lecho como sea posible, pero aún lo suficientemente por encima del lecho, que un equilibrio entre la sedimentación descendente y la difusión turbulenta hacia arriba del sedimento en suspensión es físicamente razonable. La teoría falla muy cerca del lecho, porque un equilibrio entre la difusión turbulenta ascendente pasiva y la sedimentación descendente no es aplicable allí: los movimientos de partículas en y muy cerca del lecho son controlados por las fuerzas de elevación y arrastre de fluido y si las concentraciones son altas estos movimientos pueden ser afectados significativamente por colisiones o interacciones entre partículas.

La altura de referencia a por encima del lecho es más naturalmente justo por encima de la capa de carga del lecho. Esto es consistente con la idea de que la concentración de sedimento en la parte superior de la capa de carga de lecho actúa como una condición límite inferior para la distribución

del sedimento suspendido más alto en el flujo. Esto señala el problema de especificar la concentración de sedimentos suspendidos en términos absolutos en vez de relativos: no se ha desarrollado todavía una teoría exitosa para la concentración de carga en lecho en función de las condiciones de flujo y sedimento. Debido a que la estructura del flujo y la dinámica del movimiento de la carga en el lecho son tan complejas en la capa de lecho cercano cuando el flujo es lo suficientemente fuerte como para mover los sedimentos en suspensión, se ha desarrollado para poner esta idea atractiva, que la carga de lecho forma la condición de límite inferior para la carga suspendida, en la práctica útil. (Southard, 2006)

El mayor problema consiste en evaluar **a** y **C(a)**. Esta cuestión es crucial y ha sido estudiada por muchos autores.

En la ecuación de Rouse, **a** es el espesor de la capa de fondo y puede ser aproximado a $2 d_{50}$ (DHI,1983), **z** es la distancia desde el fondo de la tubería, **w** es la velocidad de sedimentación y puede ser calculada mediante la fórmula de Stokes según el tamaño de las partículas, **k** es la constante de von Karman e igual a 0.4, **u*** es la velocidad de corte del lecho y puede ser calculada mediante la ecuación 2.13 (Bertrand-Krajewski, 2006).

$$u^* = (g * R_h * I_r)^{0.5}$$

(ecuación 2.13)

Donde R_h es el radio hidráulico e I_r es la pendiente de la tubería.

Para la determinación de la **C(a)** concentración de las partículas sólidas suspendidas a una distancia **a**, considerando **a** el espesor de la capa

de fondo medido desde la base de la tubería se ha utilizado como herramienta la hoja de cálculo Excel.

En base a un valor inicial de a , se obtiene la predicción de un perfil de concentraciones correspondiente, en base a dicho perfil se establece la concentración media de las partículas sólidas suspendidas (TSS) y se introduce al modelo de pluviales (SWMM).

Se aplica un proceso iterativo donde el valor de $C(a)$ se ha introducido, de esta forma se computa una nueva concentración. Este proceso iterativo se utiliza para la calibración del modelo de transporte de las partículas sólidas contaminantes.

Para el transporte de la carga suspendida, van Rijn (1984b) presentó el mismo método de la ecuación 2.1.

Especificó la concentración de referencia como función de los parámetros del flujo cercano al lecho y las propiedades de los sedimentos. El modelo desarrollado por van Rijn produce buenos resultados en predicción del transporte de sedimentos de partículas finas del rango 100 μ m - 500 μ m (van Rijn, 1984b).

El nivel de referencia se asume igual a la altura equivalente de rugosidad de Nikuradse, ya que no disponía de datos para todos los experimentos. Estableció la siguiente relación:

$$C_{(a)} = 0.015 \frac{D_{50}}{a} \frac{T^{1.5}}{D^{*0.3}}$$

(ecuación 2.14)

El procedimiento resultante implica 6 pasos para calcular la velocidad de transporte de la carga del lecho:

- Paso 1: Calcular el diámetro adimensional de las partículas D^*

$$D^* = d_{50} \left(\frac{\Delta g}{\nu^2} \right)^{\frac{1}{3}}$$

(ecuación 2.15)

- Paso 2: Calcular la velocidad crítica de corte del lecho u_r^* de acuerdo con el diagrama de Shields (Figura 6), donde la curva Shields está representada por un conjunto de 5 relaciones de potencia:

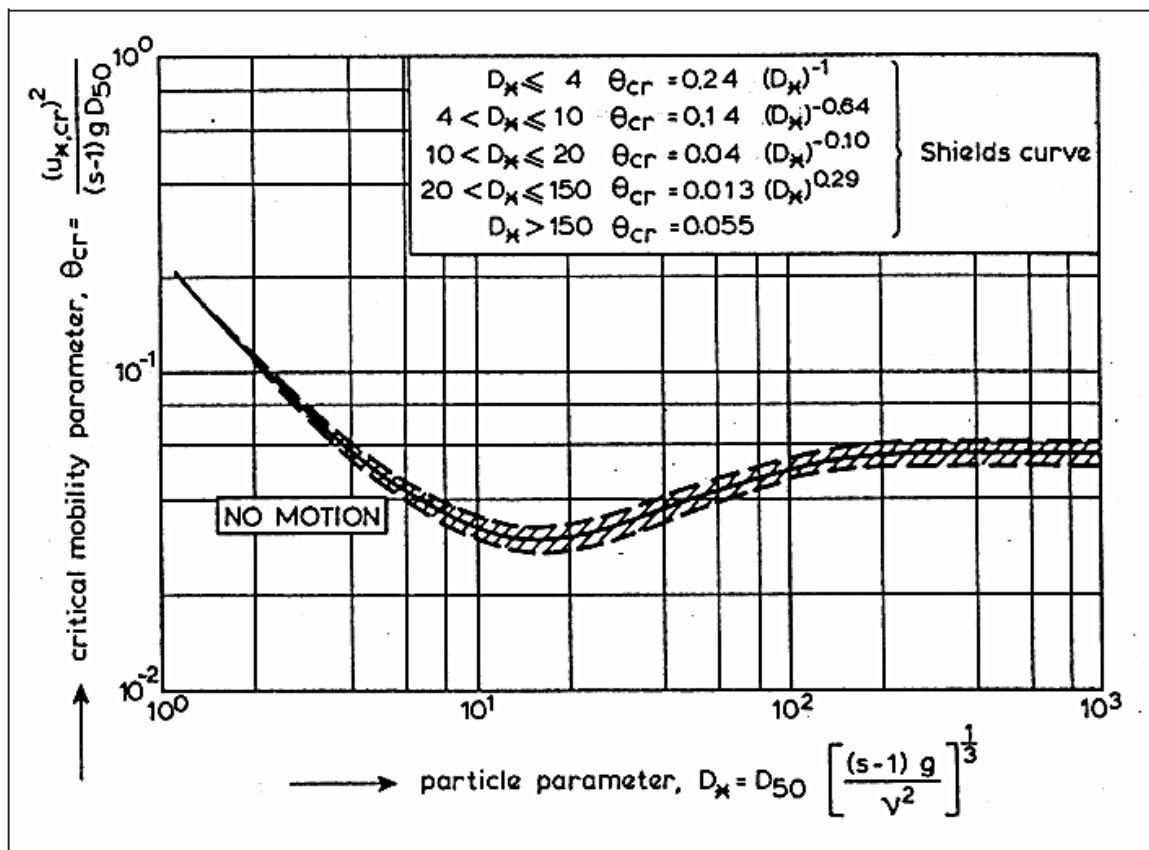


Figura 7. Curva de Shields (Van Rijn 1984 a)

- Paso 3: calcular el coeficiente de Chézy relacionado con las partículas C' :

$$C' = 5.75\sqrt{g} \log\left(\frac{12R_h}{k_s}\right)$$

(ecuación 2.16)

Donde R_h es el radio hidráulico relacionado con el lecho según el método de corrección de pared lateral de Einstein (1942) o Vanoni-Brooks (1957) y k_s es la rugosidad equivalente del lecho de Nikuradse, la cual se asume igual al doble del diámetro medio de las partículas, $2 d_{50}$ (DHI, 1993) (Bertrand-Krajewski, 2006).

- Paso 4: Calcular la velocidad efectiva de corte del lecho $u^{* '}$ (con un valor máximo igual a u^*):

$$u^{* '} = \frac{g^{\frac{1}{2}} * U}{C'}$$

(ecuación 2.17)

U = Velocidad de flujo media (m / s)

C' es el coeficiente de Chezy relativo a las partículas del lecho, se calcula en la ecuación 2.16.

- Paso 5: Calcular el parámetro de transporte T :

$$T = \frac{u^{* '2} - u_{cr}^{* 2}}{u_{cr}^{* 2}}$$

(ecuación 2.18)

- Paso 6: Calcular la velocidad de transporte de la carga del lecho q_B según la ecuación 2.14.

El segundo factor de la integral, ecuación 2.5; la velocidad en el perfil de la tubería, $u(z)$, se calcula mediante la ecuación 2.19. Como se ha mencionado anteriormente, k_s es la rugosidad equivalente del lecho de

Nikuradse, la cual se asume igual al doble del diámetro medio de las partículas, $2d_{50}$ (DHI, 1993) (Bertrand-Krajewski, 2006).

$$u(z) = 2.5u^* \ln\left(\frac{30z}{k_s}\right)$$

(ecuación 2.19)

La velocidad de corte efectiva del lecho, u^* , se calcula mediante la ecuación 2.16

El ratio de transporte se calcula con la ecuación integral 2.1. Para resolver la integral se ha utilizado una hoja de cálculo Excel. El método utilizado es la Regla del Trapecio con una malla informe de 0.001m.

Como se ha apuntado anteriormente, la velocidad de sedimentación w depende del tamaño de partícula. En la siguiente tabla se referencia su valor para distintos rangos de tamaño:

Tamaño de partícula	Autor	Fórmula
$d < 100-150\mu\text{m}$	Formula de Stokes	$w = \frac{g\Delta d^2}{18\nu}$
$100\mu\text{m} < d < 1000\mu\text{m}$	Fórmula de Zanke (Zanke, 1977)	$w = 10 \frac{\nu}{d} \left[\left(1 + \frac{0.01g\Delta d^3}{\nu^2} \right)^{0.5} - 1 \right]$
$d > 1000\mu\text{m}$	Fórmula de Van Rijn (Van Rijn, 1984b)	$w = 1.1\sqrt{g\Delta d}$

Tabla 9. Velocidad de sedimentación según rango de tamaño de partícula

CAPÍTULO 3

Resultados y discusión

3.1. Introducción

Como se ha comentado anteriormente en el capítulo Material y metodología, de las distintas fases de creación del modelo se han ido obteniendo resultados que si bien tienen su propia entidad de forma individual, suponen parte esencial del modelo puesto que lo caracterizan, y lo validan para la zona en la que se aplica. Tales resultados se exponen a continuación bajo los apartados:

- Resultado de los ensayos de campo realizados en la zona de estudio
- Resultados del estudio de las precipitaciones y de las aguas residuales
- Discusión del estudio de las precipitaciones y de las aguas residuales
- Resultados del diseño del modelo de transporte de partículas sólidas suspendidas.
- Discusión del diseño del modelo de transporte de partículas sólidas suspendidas.

3.2. Resultado de los ensayos de campo realizados en la zona de estudio

El trabajo de campo se realizó en octubre del año 2014. Los parámetros principales del trabajo realizado son los siguientes;

- **Personal de apoyo:** 2 operarios de la empresa EMAHSA.
- **Equipos y materiales:**
 - o 1 Caudalímetro.
 - o 1 Sonda Multiparamétrica.
 - o 2 USB 2.0 Wireless infrared adapter.
 - o 1 Ordenador Portátil.
 - o 3 Bidones con capacidad de 20 litros.
 - o 1 Agitador.
 - o Sal Común.
 - o Camión cisterna de EMAHSA
- **Lugar de realización:** Para la realización de este primer ensayo se seleccionaron tres tramos de la red de saneamiento de Huelva.
 - o Primer tramo: calle Puebla de Sanabria.

Punto 1 Puebla de Sanabria				
Tubería	Material	Diám (mm)	Sección	Longitud (m)
7672	HO	400	Circular	28,211
7673	HO	500	Circular	32,785
8559	HO	600	Circular	8,769
1007	HO	500	Circular	30,23
Longitud total (m)				99,995

Tabla 10. Localización del primer tramo del ensayo

- o Segundo tramo: calles Argonautas y Puebla de Sanabria.

Punto 2 Calle Argonautas-Puebla de Sanabria				
Tubería	Material	Diám (mm)	Sección	Longitud (m)
8539	HO	400	Circular	6,387
9013	HO	400	Circular	6,898
8538	HO	400	Circular	37,552
1008	HO	400	Circular	104,65
1007	HO	500	Circular	30,23
Longitud total (m)				185,717

Tabla 11. Localización del segundo tramo del ensayo

*Nota: los tramos 1 y 2 convergen en el mismo pozo de registro, el cual se tomó como punto de control para ambos. (Ver planos en anejos).

- o Tercer tramo: calles Brasil y Santísimo Cristo del Amor.

Punto 4 Calle Brasil-Cristo del Amor				
Tubería	Material	Diám (mm)	Sección	Longitud (m)
33816	PRFV	1000	Circular	16,849
33813	PRFV	1000	Circular	19,205
33812	PRFV	1000	Circular	24,515
33810	PRFV	1000	Circular	11,008
33809	PRFV	1000	Circular	19,887
33807	PRFV	1000	Circular	37,069
33805	PRFV	1000	Circular	5,604
33804	PRFV	1000	Circular	34,338
33802	PRFV	1000	Circular	19,011
Longitud total (m)				187,486

Tabla 12. Localización del tercer tramo del ensayo

- **Objetivos:** Los ensayos pretendían la obtención de datos de transporte en la red de la zona de estudio del diseño del modelo de contaminantes con el sentido de poder comparar el funcionamiento real del sistema con los resultados del modelo.

Otro de los objetivos perseguidos era comprobar la idoneidad como marcador del cloruro sódico (sal común), como indicador del transporte.

- **Tareas realizadas:**

En primer lugar se efectuó una inspección ocular de la accesibilidad a los pozos de registro para asegurar que no hubiera nada que obstaculizara su apertura (vehículos estacionados, tráfico denso, etc.)

En los pozos de registro situados en los inicios de tramo, también llamados “*puntos de vertido*” se tomaron medidas de la velocidad del flujo de agua residual a nivel superficial, en fondo y a profundidad media. En aquellos pozos donde la lámina de agua era demasiado fina se tomó una única medida.

Este mismo procedimiento se llevó a cabo en los pozos de registro de final de tramo o “*puntos de control*”, donde además, se registraron datos de conductividad, que servirían de referencia y algunos parámetros adicionales para comprobar el estado de las aguas residuales inicialmente. En estos puntos se preparó la sonda multiparamétrica para una medida continua de la conductividad.

Una vez anotados los valores de referencia se procedió al vertido del marcador (*agua saturada en cloruro sódico*) en el punto de vertido. El volumen de marcador añadido dependió del flujo en los colectores, la pendiente del tramo o la presencia de fangos fundamentalmente.

En el punto de control, el registro de los valores de conductividad, en el primer ensayo, comenzó inmediatamente después del vertido del marcador. En los posteriores ensayos, para evitar saturar de datos la sonda multiparamétrica antes de registrarse la incidencia del vertido se decidió comenzar a registrar datos un poco después de producirse el vertido, estimando el tiempo que éste tardaría en llegar al punto de control, para así guardar un margen de tiempo que garantizase el registro del mismo. Cuando los valores de

conductividad registrados volvieron a ser similares a los previos al vertido se finalizó la toma de datos.

– **Resultados obtenidos**

○ **Tramo 1: Ensayo 1**

Punto de Vertido: Pozo de registro 1814. Calle Puebla de Sanabria.

Punto de Control: Pozo de registro 533 Calle Puebla de Sanabria.

Longitud del Tramo: 99,995 m.

Hora de vertido: 10:30 a.m. Hora inicio medidas: 10:30 a.m.

Hora fin medidas: 10:55 a.m. Intervalo de registro de datos: 3 segundos.

Características del vertido: 18 litros aprox. de agua saturada en cloruro sódico.

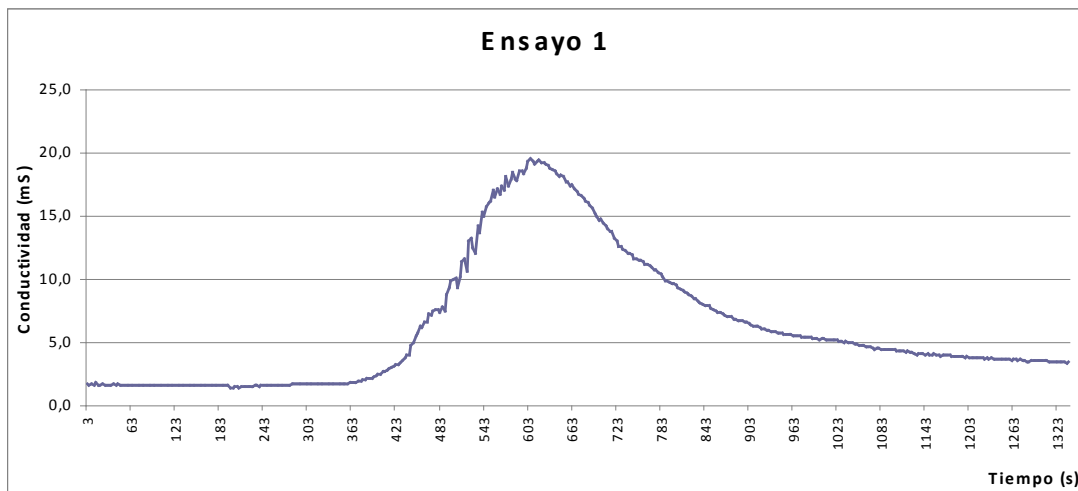


Gráfico 3. Comportamiento de la conductividad respecto al tiempo en Ensayo 1.

**Observaciones: como puede verse en la gráfica 1, el vertido del marcador se ve reflejado en un claro aumento de la conductividad del agua residual. Se decide llevar a cabo una nueva toma de datos utilizando menor cantidad de marcador para ajustar ésta a la mínima necesaria para ver reflejada la incidencia del vertido con claridad.*

○ **Tramo 1: Ensayo 2**

Punto de Vertido: Pozo de registro 1814. Calle Puebla de Sanabria.

Punto de Control: Pozo de registro 533 Calle Puebla de Sanabria.

Longitud del Tramo: 99,995 m.

Hora de vertido: 11:18 a.m. Hora inicio medidas: 11:21 a.m.

Hora fin medidas: 11:47 a.m. Intervalo de registro de datos: 3 segundos.

Características del vertido: 12 litros aprox. de agua saturada en cloruro sódico.

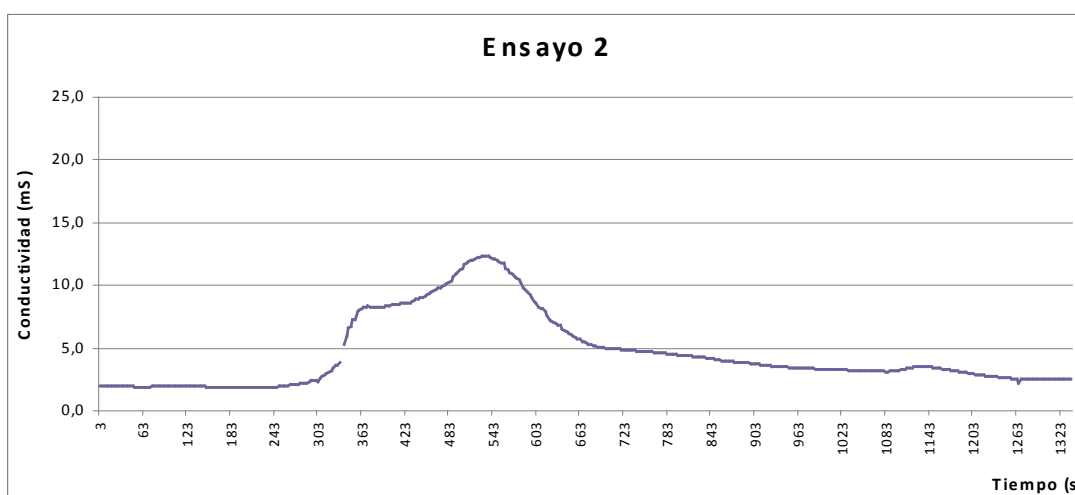


Gráfico 4. Comportamiento de la conductividad respecto al tiempo en el Ensayo 2.

*Observaciones: ¹.Con una cantidad menor de marcador también el vertido se ve reflejado en un aumento claro de la conductividad del agua residual, aunque algo menos acusado. ². El tramo 1 es el de menor longitud y, sin embargo, el periodo de incidencia del vertido es el más largo en el tiempo.

○ **Tramo 2: Ensayo 3.**

Punto de Vertido: Pozo de registro 1764. Calle Argonautas.

Punto de Control: Pozo de registro 533 Calle Puebla de Sanabria.

Longitud del Tramo: 179,33 m.

Hora de vertido: 12:17 a.m. Hora inicio medidas: 12:24 a.m.

Hora fin medidas: 12:44 a.m. Intervalo de registro de datos: 3 segundos.

Características del vertido: 18 litros aprox. de agua saturada en cloruro sódico.

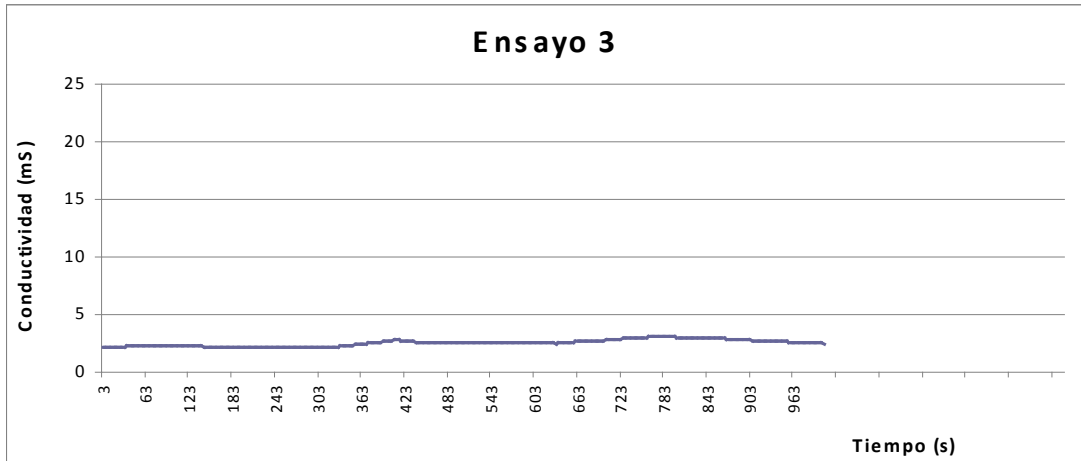


Gráfico 5. Comportamiento de la conductividad con respecto al tiempo en el Ensayo 3.

*Observaciones: ¹. En esta gráfica no se observa un aumento claro de la conductividad del agua residual tras el vertido del marcador. Esto pudo deberse a la baja velocidad del flujo que circulaba en ese momento por el colector y al abundante fango depositado en el fondo del pozo de registro donde se vertió el marcador, que provocaron la dilución o retraso de la incidencia del mismo más allá del tiempo de medida.

o **Tramo 3, Ensayo 4.**

Punto de Vertido: Pozo de registro 28410. Calle Brasil.

Punto de Control: Pozo de registro 28403. Calle Stmo. Cristo Amor.

Longitud del Tramo: 187,48 m.

Hora de vertido: 13:52 a.m. Hora inicio medidas: 13:54 a.m.

Hora fin medidas: 14:05 a.m. Intervalo de registro de datos: 3 segundos.

Características del vertido: 36 litros aprox. de agua saturada en cloruro sódico.

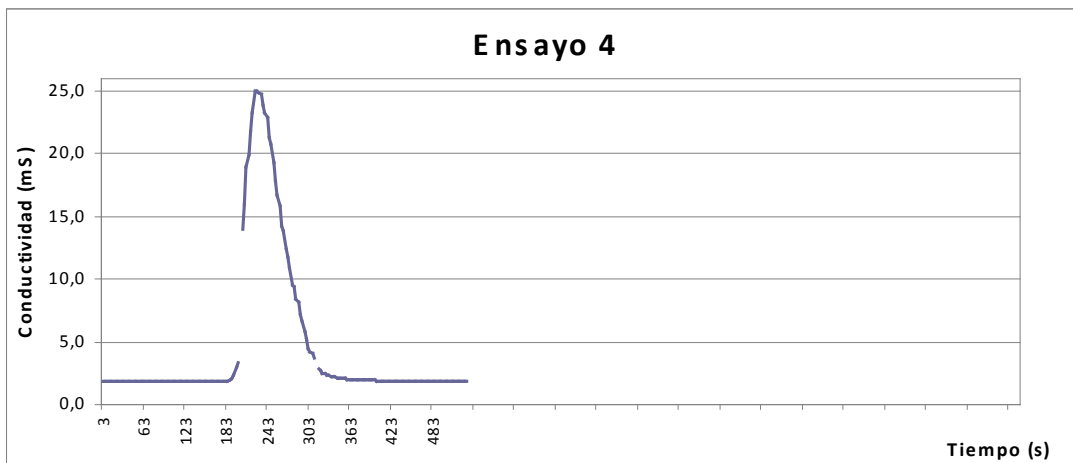


Gráfico 6. Comportamiento de la conductividad con respecto al tiempo en el Ensayo 4.

*Observaciones: ¹.Esta gráfica corresponde al tramo con mayor longitud, sin embargo es donde se observa más rápido la incidencia del vertido, debido a la alta velocidad del flujo que se registraba en el pozo de vertido y a que la pendiente era mayor que en los tramos anteriores.

3.3. Resultados del estudio de las precipitaciones y de las aguas residuales

En la fase de generación del modelo, se desarrolló un amplio estudio sobre la influencia del agua de escorrentía en la calidad de las aguas de entrada a la EDAR, referido a la totalidad de las aguas de la zona metropolitana. Los resultados obtenidos fueron presentados públicamente en 41st IAHS WORLD CONGRESS Sustainability and Innovation for the Future 13-16th September, 2016, Albufeira, Algarve, Portugal.

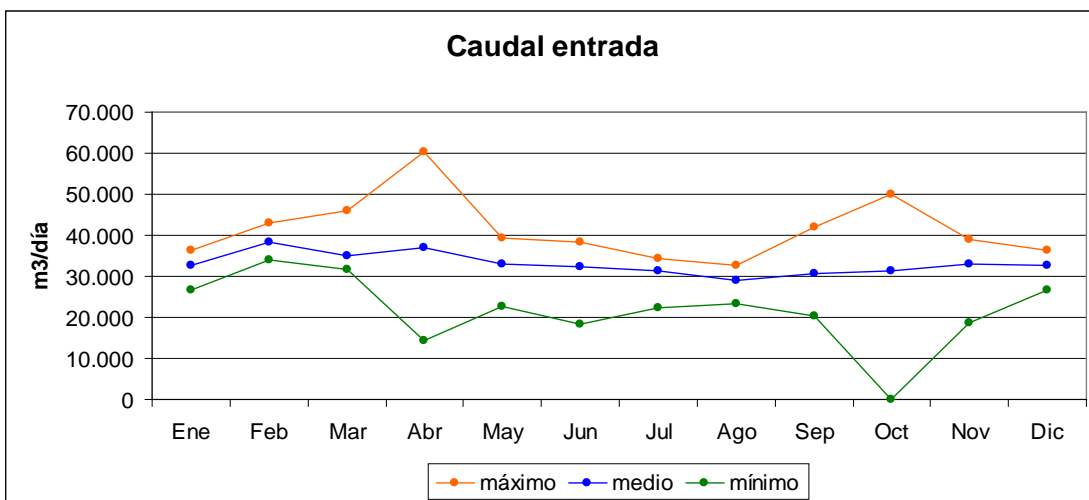
Los resultados obtenidos corresponden al análisis y tratamiento de los datos acerca de los parámetros de entrada y salida de la Estación Depuradora de Aguas Residuales de Huelva durante el año 2014. Dichos datos de partida fueron facilitados por la Empresa Municipal Aguas de Huelva (EMAHS) al Grupo de Investigación ICCAMB (U.H.U.). Los datos

pluviométricos se obtuvieron a partir de la estación meteorológica situada en la Avenida Francisco Montenegro de la capital onubense, para el mismo periodo de tiempo.

Para analizar el funcionamiento de la EDAR se han tenido en cuenta los siguientes parámetros: Demanda Biológica de Oxígeno en 5 días (DBO_5), Demanda Química de Oxígeno (DQO) y Sólidos en Suspensión (SS), considerados como los parámetros fundamentales por la legislación vigente. Por otro lado, para una mayor comprensión de la naturaleza de la materia degradable presente en el agua residual, se ha analizado el Índice de Biodegradabilidad (DBO_5 / DQO). Para el tratamiento de datos correspondientes a las variables de estudio, se han utilizado los paquetes informáticos SPSS Statistics17 y Excel 2010. Dada la amplitud del estudio realizado, se han obtenido numerosos resultados. A continuación se indican los que se consideran más significativos.

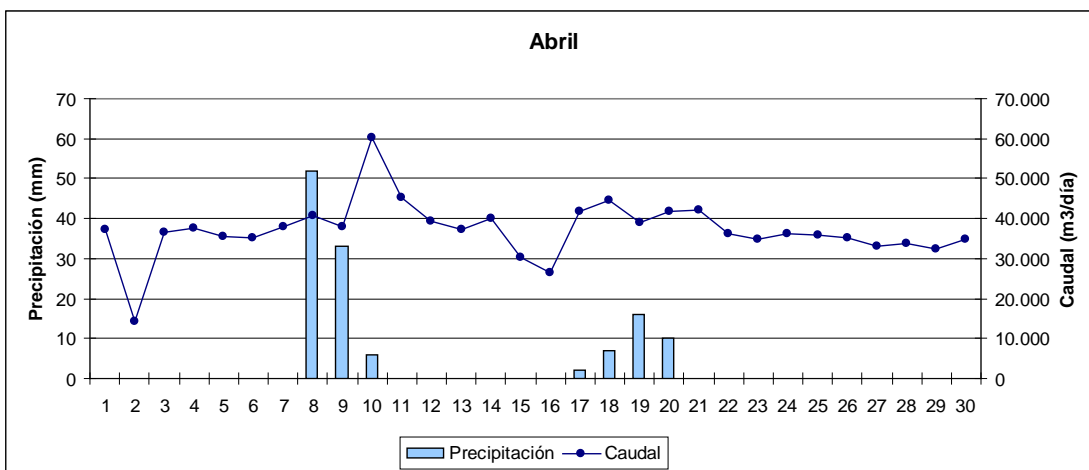
3.3.1. Caudal de entrada a la EDAR y datos pluviométricos

El caudal medio mensual de entrada a la EDAR no supera en ningún caso los 40.000 m³/día, siendo la media anual de 33.075 m³/día. Se muestran en la siguiente tabla los datos correspondientes, por meses.



Gráfica 7. Caudal medio mensual de entrada y caudales máximos y mínimos diarios

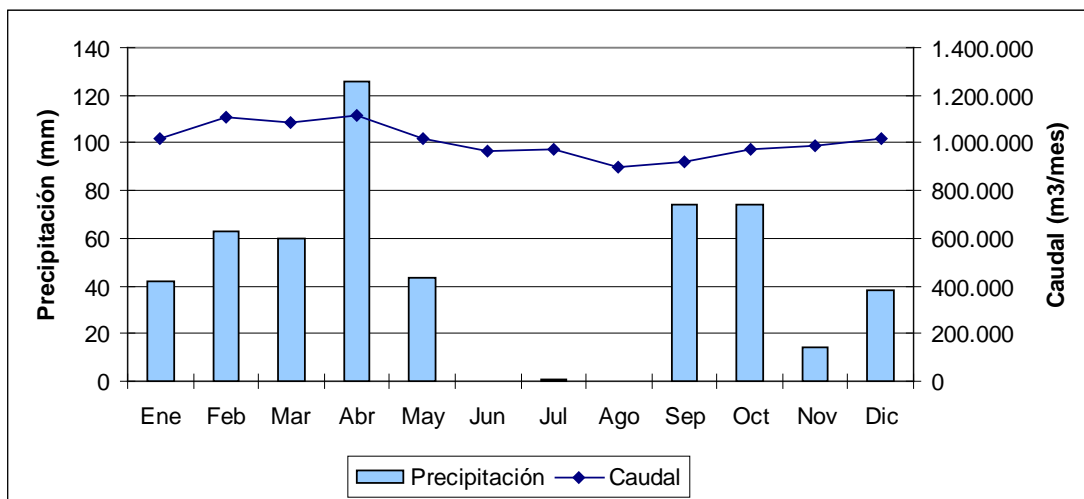
El mayor caudal medio mensual se observa en el mes de febrero seguido de abril, mientras que el menor se registra en agosto, seguido de septiembre y julio. Se indica a continuación, a modo de muestra, los caudales de entrada y pluviométricos diarios en el mes de abril.



Gráfica 8. Precipitación y caudal del agua residual de entrada a la EDAR en el mes de Abril.

Respecto a los valores totales mensuales de precipitación y caudal, se puede destacar que el mes de mayor precipitación, abril se corresponde con el de mayor caudal total mensual de entrada a la EDAR. Sin embargo, el

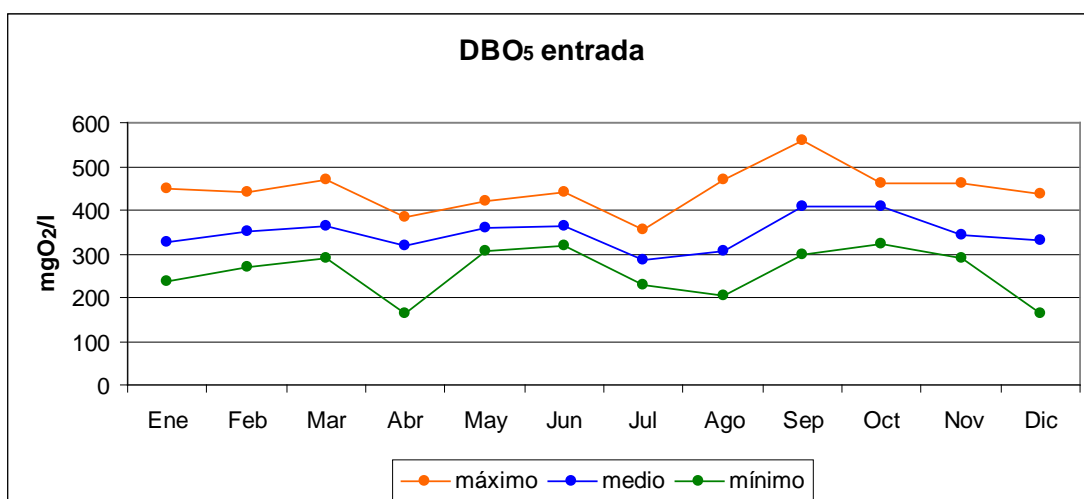
siguiente mes de mayor caudal total mensual, febrero no se corresponde con el segundo mayor valor de precipitaciones totales en el mes. En este sentido, pueden apreciarse diferencias diarias en el caudal de entrada entre los dos meses, durante el mes de febrero los caudales permanecen en rangos superiores a los de abril.



Gráfica 9. Valores totales mensuales de precipitación y caudal

3.3.2. Demanda biológica de oxígeno (DBO5)

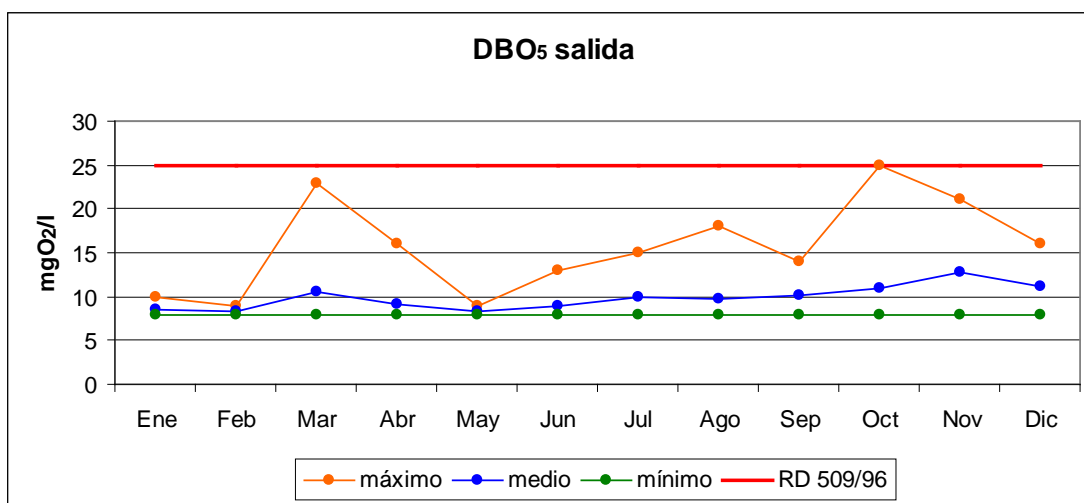
En la siguiente tabla se muestra la DBO₅ agregada mensual.



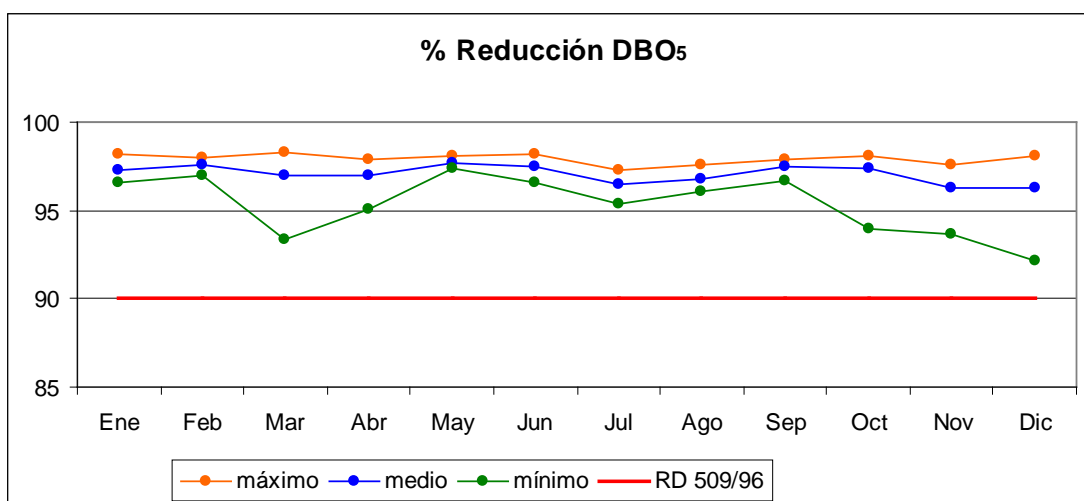
Gráfica 10. Valores medios mensuales de DBO5 de entrada y máximos y mínimos diarios

El mes en el que se registra el valor diario máximo de DBO₅ en el agua residual de entrada a la EDAR es septiembre, el día 19 con 560 mg/l y los mínimos de DBO diaria se registran en el mes de abril, que coincide con el mes de mayor de mayores precipitaciones.

En las siguientes tablas se muestra la DBO₅ del efluente, así como la reducción conseguida en el tratamiento.



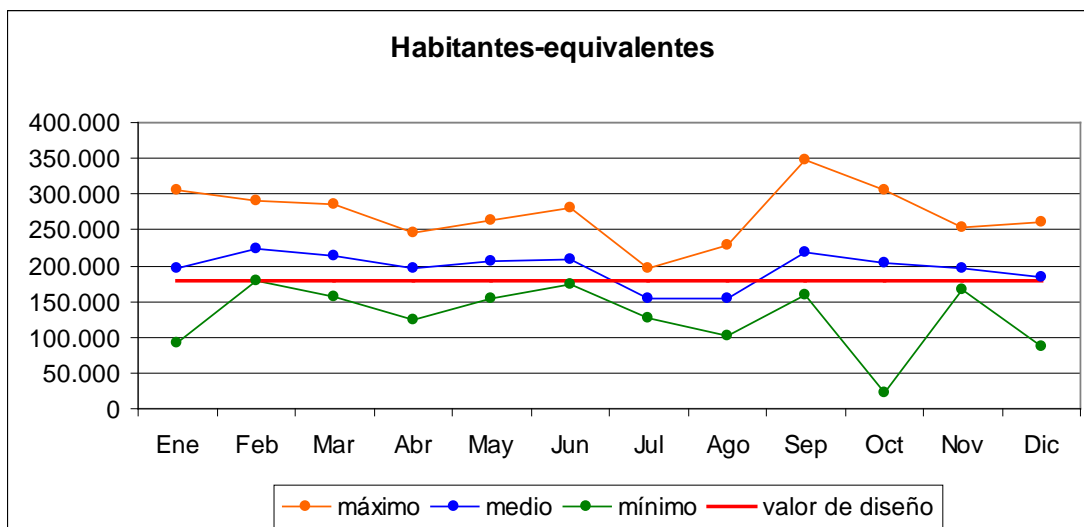
Gráfica 11. Valores medios mensuales de DBO₅ de salida y máximos y mínimos diarios



Gráfica 12. Medias mensuales del % de reducción de DBO₅ y máximos y mínimos diarios.

A continuación se indican los habitantes equivalentes

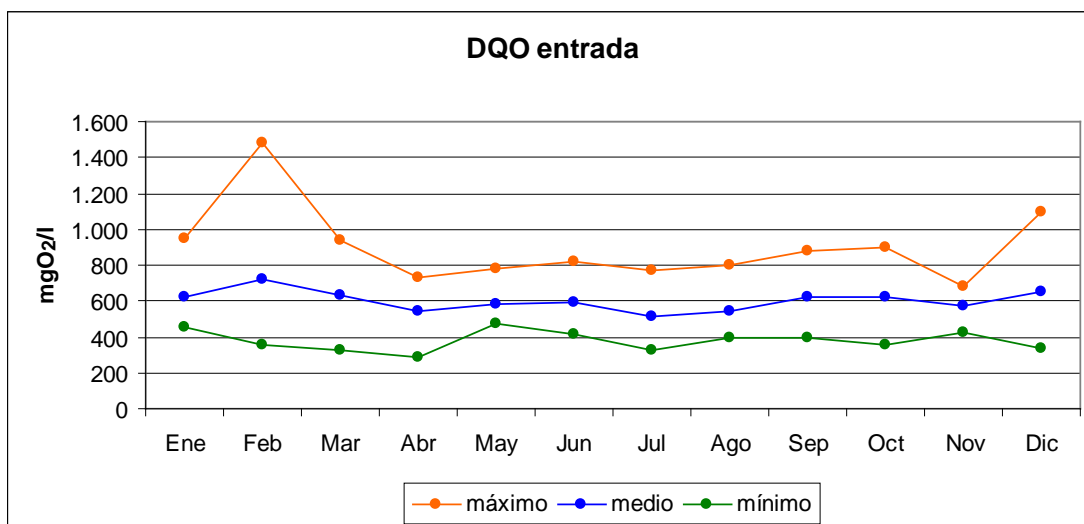
correspondientes.



Gráfica 13. Medias mensuales de habitantes-equivalentes y máximos y mínimos diarios

3.3.3. Demanda Química de oxígeno (DQO)

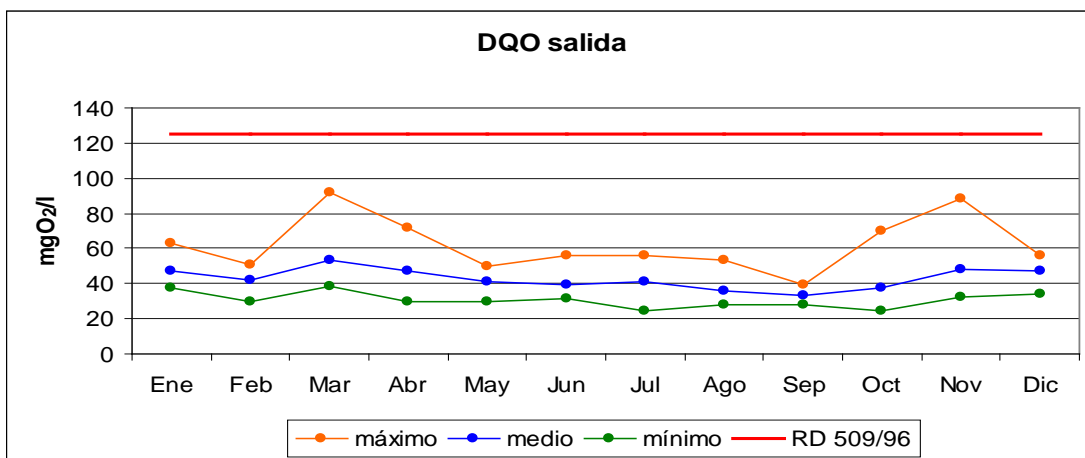
En el siguiente gráfico se muestra la variación mensual de la DQO de entrada a la EDAR.



Gráfica 14. Valores medios mensuales de DQO de entrada y máximos y mínimos diarios

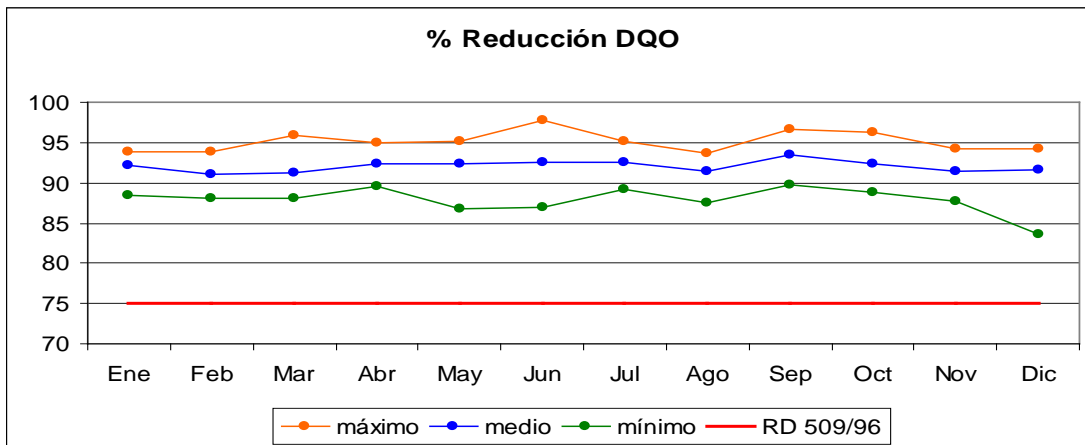
En el siguiente gráfico se muestra la variación mensual de la DQO de salida de la depuradora. Como se observa, todos los valores son inferiores al

límite permitido. Sin embargo la tendencia es prácticamente opuesta a la de la DQO de entrada.



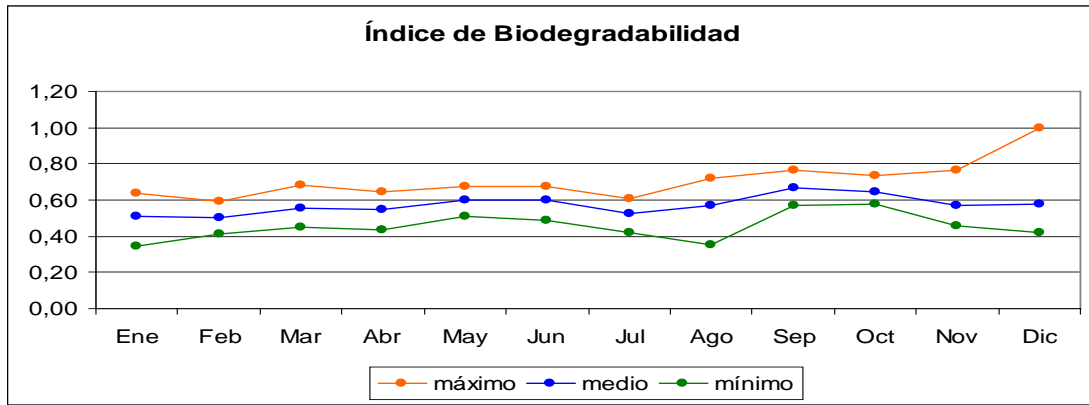
Gráfica 15. Medias mensuales de DQO de salida y máximos y mínimos diarios

A continuación se muestra la reducción de DQO que se produce en el proceso de depuración



Gráfica 16. Medias mensuales del % de reducción de DQO y máximos y mínimos diarios

En el siguiente gráfico se muestra el índice mensual de biodegradabilidad.



Gráfica 17. Medias mensuales del I. de Biodegradabilidad y máximos y mínimos diarios

3.4. Discusión del estudio de las precipitaciones y de las aguas residuales

Los caudales diarios tanto mínimos como máximos durante todo el año se registran en los meses de abril y octubre. Es decir, a lo largo del mismo mes se observan los máximos y mínimos caudales diarios de todo el año. Los días en los que se aprecian dichos máximos se corresponden con periodos de lluvia.

Respecto a los valores totales mensuales de precipitación y caudal, se puede destacar que el mes de mayor precipitación, abril se corresponde con el de mayor caudal total mensual de entrada a la EDAR. Sin embargo, el siguiente mes de mayor caudal total mensual, febrero no se corresponde con el segundo mayor valor de precipitaciones totales en el mes. En este sentido, pueden apreciarse diferencias diarias en el caudal de entrada entre los dos meses, durante el mes de febrero los caudales permanecen en rangos superiores a los de abril.

Atendiendo a la variación diaria de la DBO₅ de las aguas residuales de entrada durante el mes de abril, se observa que el valor más bajo de

DBO₅ coincide con la finalización de un periodo de precipitaciones. Otros meses en el que se observan variaciones acusadas en los valores DBO₅ es agosto, sin embargo no se producen precipitaciones. En el mes de diciembre se producen precipitaciones más frecuentes pero de menor intensidad que en el mes de abril., se produce un descenso en la DBO₅ diaria los días posteriores a las lluvias.

Los valores diarios de DBO₅ en el agua residual de salida de la EDAR, únicamente en marzo, octubre y noviembre se registran valores superiores a 20 mg O₂/l. En relación al porcentaje de reducción de la DBO₅, puede destacarse que todos los días del año se alcanzan porcentajes superiores al 90%.

Los valores máximos diarios de habitantes-equivalentes se registran en los meses de septiembre y octubre, mientras que los mínimos diarios se registran en octubre y diciembre.

Los meses en los que se observa una mayor variación en los valores diarios de la DQO de las aguas de salida de la EDAR son marzo, abril, octubre y noviembre, mientras los meses en los que dicha variación es menor son mayo, septiembre y diciembre. En el mes de marzo, el mayor valor diario de la DQO en el agua de salida de la EDAR no se corresponde con ningún periodo de lluvias.

Los máximos valores diarios del porcentaje de reducción de la DQO se registran en febrero y octubre. En cuanto a los valores mínimos diarios, éstos se obtienen abril y julio.

Los mayores valores medios mensuales de la relación DBO/DQO se obtienen en los meses de septiembre y octubre, siendo éstos valores

superiores a 0,60 por lo que el agua residual de entrada a la EDAR en estos meses es muy fácilmente biodegradable. Por otro lado, los menores valores medios mensuales del Índice de Biodegradabilidad se observan en los meses de enero y febrero, ambos con un valor de 0,51.

En cuanto a los valores máximos diarios del Índice de Biodegradabilidad, éstos se registran en diciembre, septiembre y noviembre. Por otro lado, los mínimos diarios de la relación DBO/DQO del agua residual de entrada a la EDAR se observan en los meses de enero y agosto.

3.5. Resultados del Diseño del modelo de transporte de partículas sólidas suspendidas.

Se ha pretendido diseñar un modelo simplificado para predecir la tasa de transporte de los sedimentos en sistemas de saneamiento unitario o combinado.

Después de un evento de lluvia, el agua de lluvia lava la acumulación de la superficie y transporta los sedimentos al sistema unitario. La intensidad de la lluvia, la duración, las características de los sedimentos, las condiciones superficiales, el área y la pendiente de la superficie, afectan a estos procesos. La erosión del suelo también puede aportar contaminantes al sistema de saneamiento, pero en las regiones donde el área urbana está altamente desarrollada, los efectos causados por la erosión del suelo pueden ser ignorados.

La importancia creciente que ha adquirido la calidad de agua en la gestión ambiental urbana plantea la necesidad de cuantificar los contaminantes que son vertidos durante eventos de tormenta, y de

profundizar en medidas para mitigar y controlar los impactos provocados en medios naturales.

Conociendo las dificultades que aún en la actualidad existen para la estimación de la carga de contaminación en tiempo de lluvia transportada en un sistema de alcantarillado unitario, y los inconvenientes en la medición local de parámetros requeridos por los modelos comerciales, se plantea la necesidad de ser capaces de representar, en términos de parámetros de entrada que preferiblemente puedan ser determinados en la práctica, la movilización de sedimentos que intervienen potencialmente en los vertidos a medios naturales.

Los sedimentos en el medio ambiente pueden transportar contaminantes o ser un contaminante en sí mismo. En las alcantarillas, esto es más frecuente debido a las características del flujo de residuos. El tamaño de las partículas y el contenido orgánico del sedimento depende de la ubicación de las alcantarillas, como resultado de factores como la densidad del tráfico (Schlutter, 1999).

Se ha modelado el transporte de carga suspendida a partir de la concentración de referencia como función de los parámetros de flujo cerca del lecho y propiedades de los sedimentos.

La concentración de referencia es la concentración de sólidos en el nivel de referencia. Se ha tomado como nivel de referencia la altura de rugosidad equivalente de Nikuradse, debido a que no se dispone de datos sobre espesores de sedimentos en las tuberías. El tamaño de partícula representativo de sedimento es también un parámetro significativo en el modelo, las partículas transportadas en las alcantarillas por lluvia son muy

finas ($30 \mu\text{m}$ - $40 \mu\text{m}$), de manera que se transportan esencialmente en suspensión.

Como resultado de los cálculos y ajustes realizados para el establecimiento de las condiciones de referencia se muestra el perfil de concentraciones medias obtenido en la tubería final del tramo justo un pozo de registro previo al punto de vertido, Línea 12 (L-12). Como se ha comentado en el capítulo anterior, el ajuste se hizo mediante un proceso iterativo. En base a un valor inicial de \mathbf{a} , se obtiene la predicción de un perfil de concentraciones correspondiente, en base a dicho perfil se establece la concentración media de las partículas sólidas suspendidas (TSS) y se introduce al modelo de pluviales (SWMM). Se aplica un proceso iterativo donde el valor de $\mathbf{C(a)}$ se ha introducido, de esta forma se computa una nueva concentración. Este proceso iterativo se utiliza para la calibración del modelo de transporte de las partículas sólidas contaminantes. El proceso termina cuando la concentración estimada inicialmente y la calculada por SWMM es la misma para la capa del lecho.

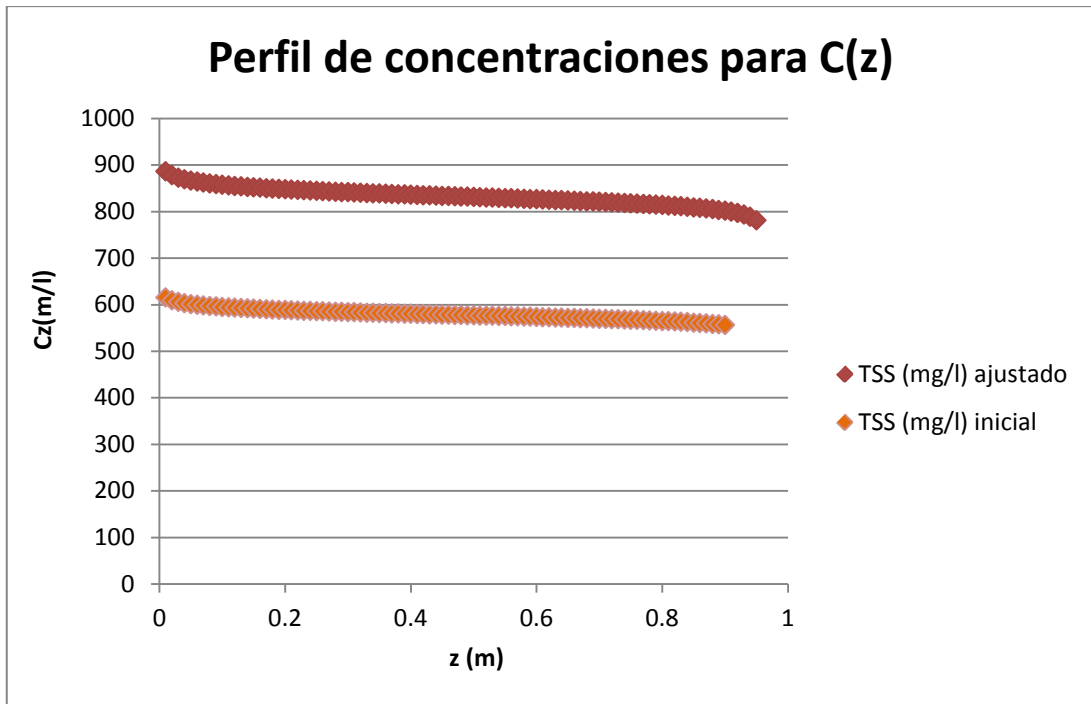


Gráfico 18: Calibración del Perfil de concentraciones para el nivel de referencia.

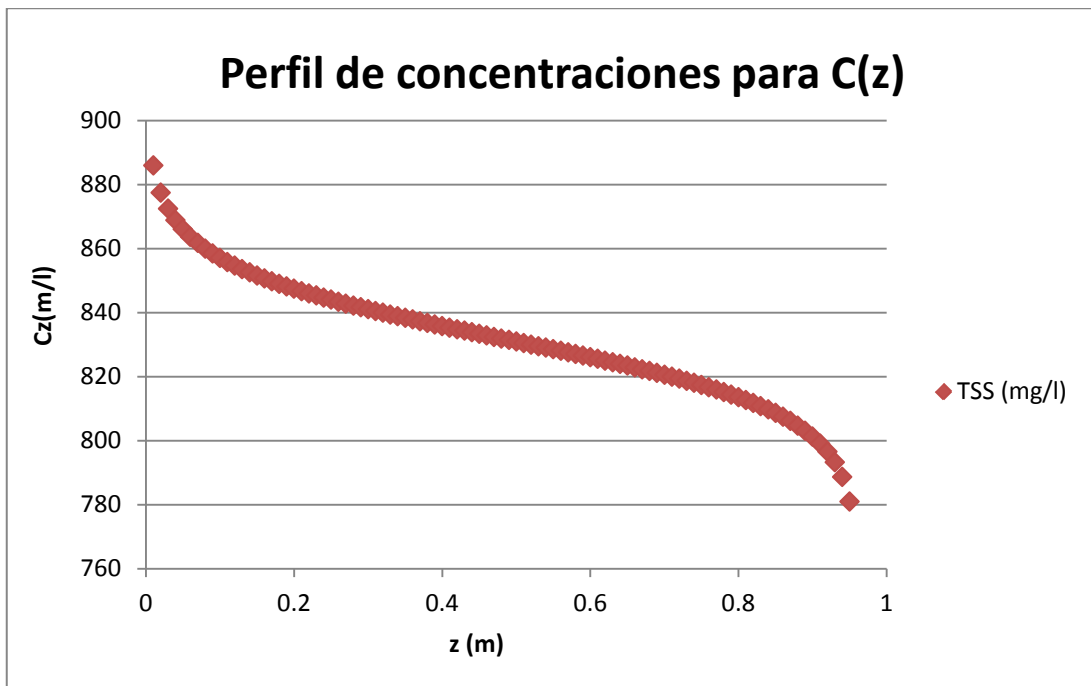


Gráfico 19. Perfil de concentración ajustado

La tasa de transporte de carga suspendida, q_s , obtenida de la resolución de la integral definida entre el espesor de la capa de fondo y la altura del calado, mediante la regla del trapecio, se muestra a continuación:

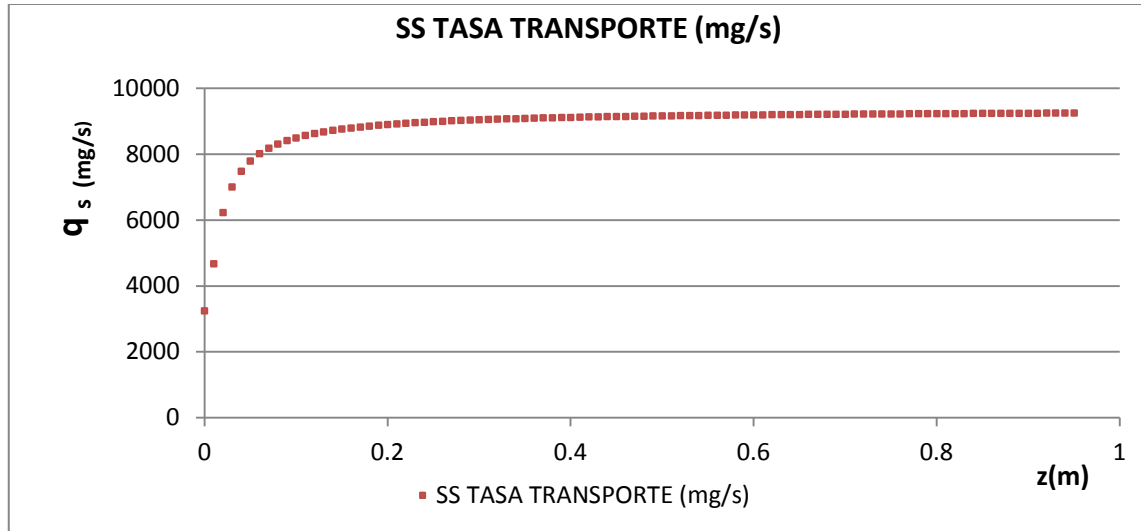


Gráfico 20. SS tasa de transporte.

En el siguiente gráfico, se muestra la descarga del sistema, de la red del caso de estudio, y la curva de los sólidos en suspensión en la línea L-12, el gráfico se ha obtenido mediante SWMM 5.0. Los valores representados corresponden a la totalidad de la escorrentía que alcanza el sistema de saneamiento para todas las sub cuencas de la zona de estudio. Los SS representados se corresponden con los aportados por la escorrentía durante el episodio de lluvias aplicado. Si bien la precipitación se produce entre la media noche y las 6 de la mañana, momentos en los que los aportes desde las viviendas son mínimos.

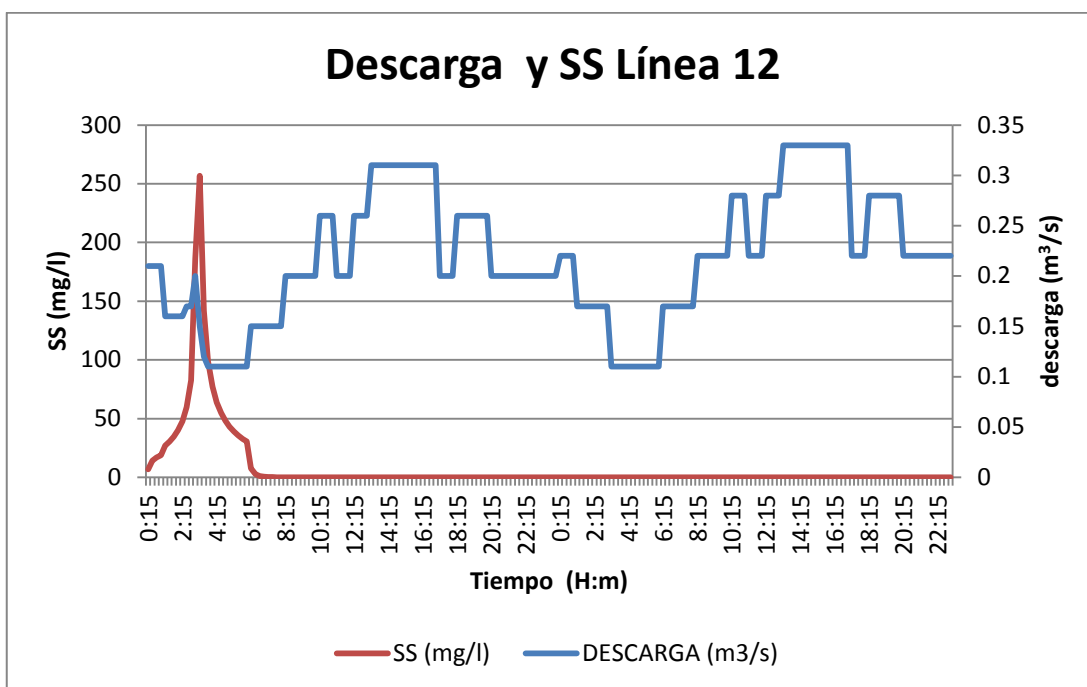


Gráfico 21. Descarga y SS línea 12

Puede observarse un pico en las descargas, (3:15 horas) se debe al aumento de caudal causado por la escorrentía del evento de lluvias, y se corresponde exactamente con el pico de SS para este evento, la concentración de SS es de unos 256.84 mg/l y la descarga 0.2 m³/s. Un segundo pico de SS se da a las 6:00 horas, coincidiendo también con un leve aumento de las precipitaciones justo antes del cese. Este gráfico no representa los sólidos suspendidos contenidos en las aguas domésticas residuales. Seguidamente, se muestra la concentración de SS teniendo en cuenta ambas porciones, el dato de SS en las aguas residuales no se calcula por métodos matemáticos como en el caso de las pluviales, se toma directamente de los datos de entrada a la EDAR proporcionados por la empresa gestora.

La concentración media de SS medidos a la entrada de depuradora para el año 2014 fue de 284 mg/l.

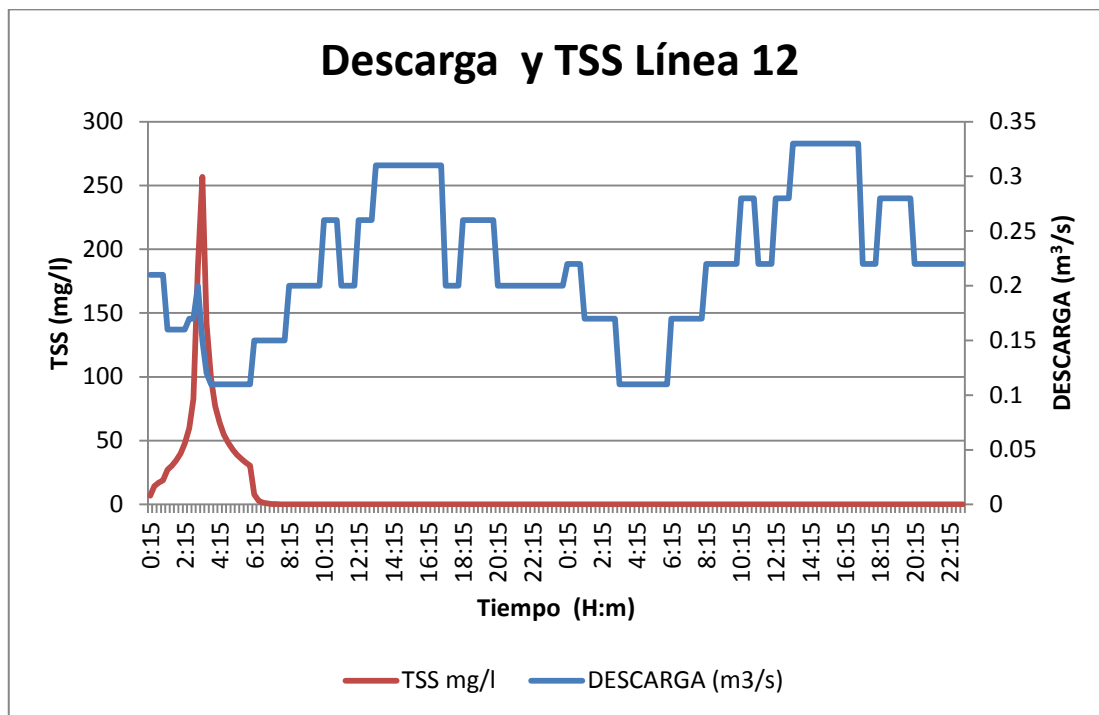


Gráfico 22: Descarga y TSS línea 12

Prácticamente la diferencia es inapreciable, 256.88 mg/l y una descarga de 0.2 m³/s, tras terminar el evento de lluvias la concentración de sólidos se mantiene por debajo de los 0.17 mg/l.

Los valores de escorrentía de las aguas pluviales son directamente proporcionales al área de la sub cuenca correspondiente. Como se aprecia en el gráfico 18, la forma de la curva que describe la transformación de la precipitación en escorrentía es idéntica para las 6 cuencas que se han incorporado al gráfico como representación de la variedad de áreas de subcuencas, si bien muestran la relación con el área que recibe la lluvia y la mayor longitud a recoger hasta alcanzar el punto de entrada al sistema. La igualdad de la forma de la curva se justifica mediante los usos del suelo

asignado, todas las subcuencas se han definido como residenciales con igual porcentajes de permeabilidad.

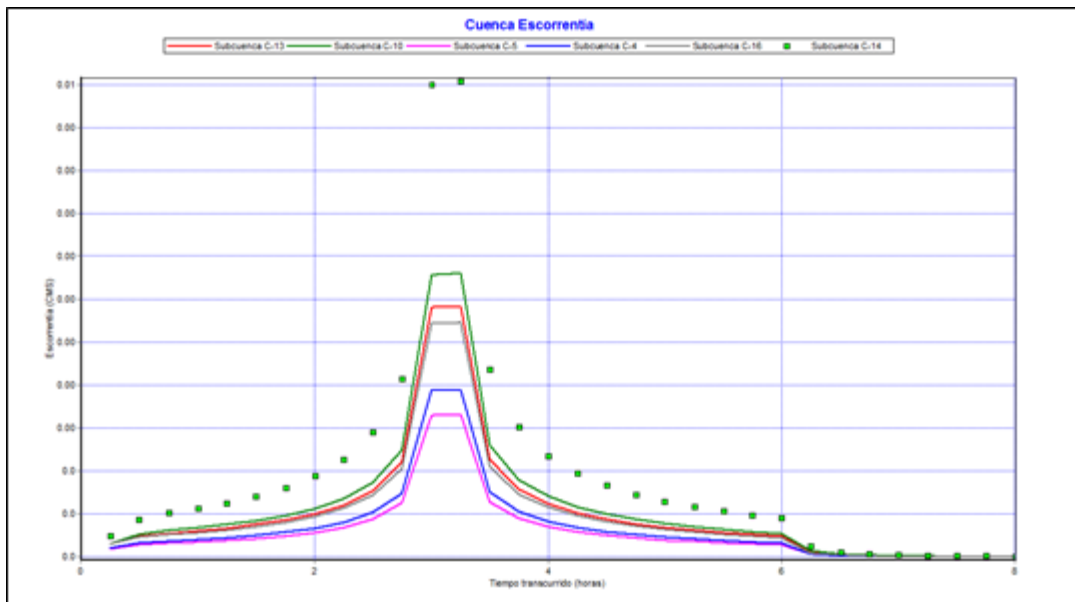


Gráfico 23. Presentación gráfica de la escorrentía en las cuencas

La subcuenca 14 es la de mayor tamaño, tiene un área de 0.57 ha, por ello, la que aporta mayor volumen de agua al sistema, por ende, según se han definido las subcuencas, y los usos asignados también aporta más partículas sólidas contaminantes.

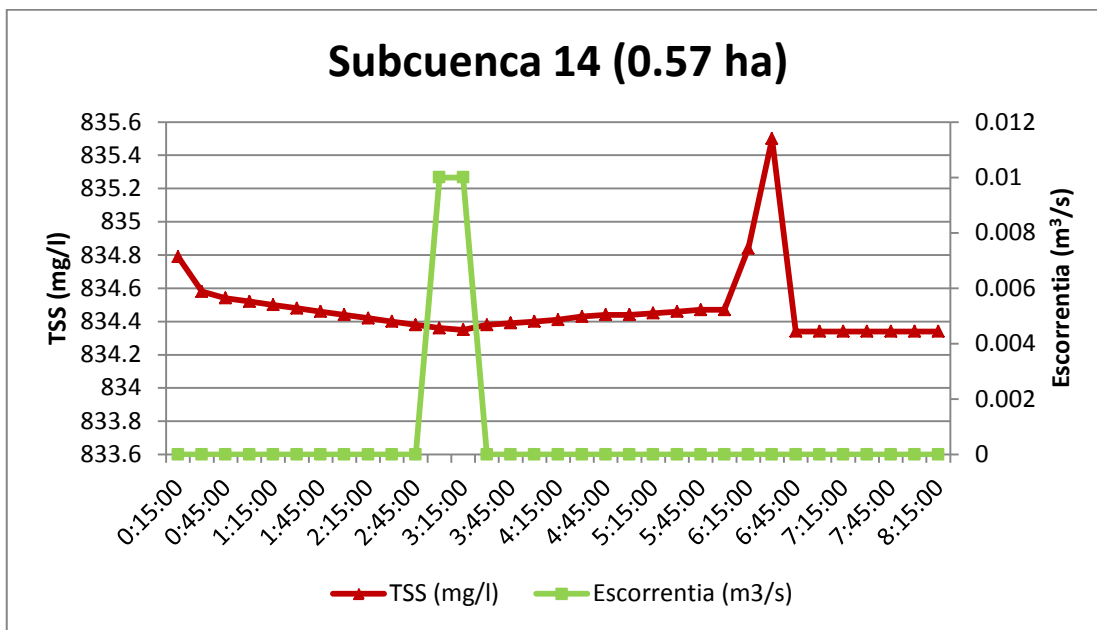


Gráfico 24. Subcuenca 14. Concentración de SS y escorrentía.

El pico de concentración de TSS en la escorrentía de la subcuenca 14 es de 835.5 mg/l, gráfico 19, esta concentración es mayor que la concentración de la tubería que conduce la escorrentía de esta subcuenca, la cual es unos 260 mg/l a las 3:15 horas.

Esta dilución en la tubería puede deberse a la entrada del agua de escorrentía desde la subcuenca. Es obvio que la concentración de TSS durante el período inicial de escurrimiento es sustancialmente más alto que durante periodos posteriores. Este fenómeno se llama primer proceso de descarga, *first flush* (Gupta y Saul, 1996). Durante el primer proceso de descarga, una enorme carga de contaminantes, incluidos los TSS, se transportan por escurrimiento de aguas pluviales y son descargados en las aguas receptoras o en el sistema de alcantarillado receptor. Por esta razón, muchos investigadores han utilizado los sólidos en suspensión como

indicadores de contaminación para el diseño del drenaje urbano. (Hogland et al., 1984, Lessard et al., 1982, Verbanck et al., 1994).

Por lo tanto, la primera descarga puede introducir la mayor proporción de la contaminación en el sistema de alcantarillado. Bertrand et al. (1998) llegó a la conclusión de que la primera descarga produce concentraciones pico de contaminantes al comienzo de la precipitación.

No toda la precipitación recibida por una cuenca llega al sistema de saneamiento, en la siguiente gráfica, prestando atención a las diferencias entre ambos ejes de ordenadas, se pueden observar pequeñas pérdidas durante la simulación que pueden estar causadas bien por infiltración y / o evaporación.

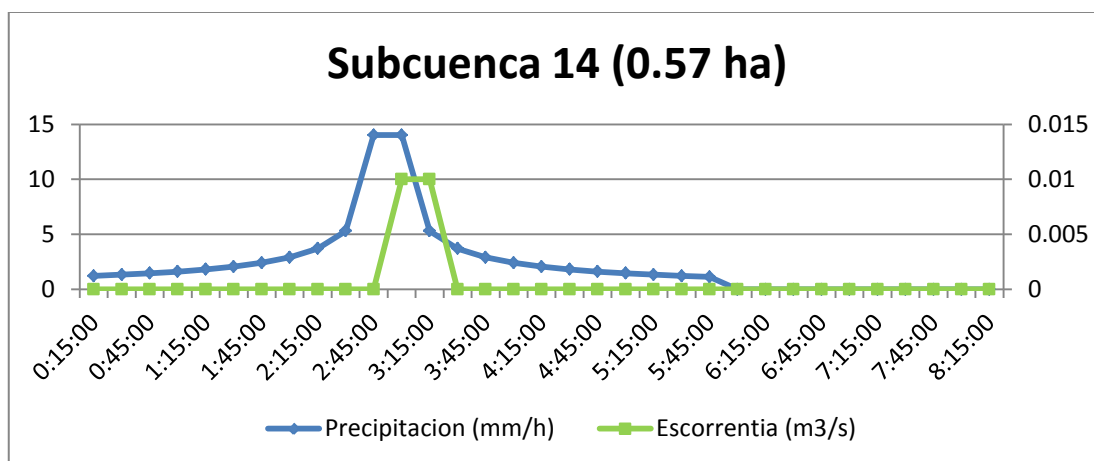


Gráfico 25. Subcuenca 14. Precipitación frente a escorrentía.

La máxima pérdida detectada en la subcuenca 14 se encuentra en torno a los 10 mm/h y se produce en el rango temporal de mayor precipitación, de 2:45 horas a 3:15 horas.

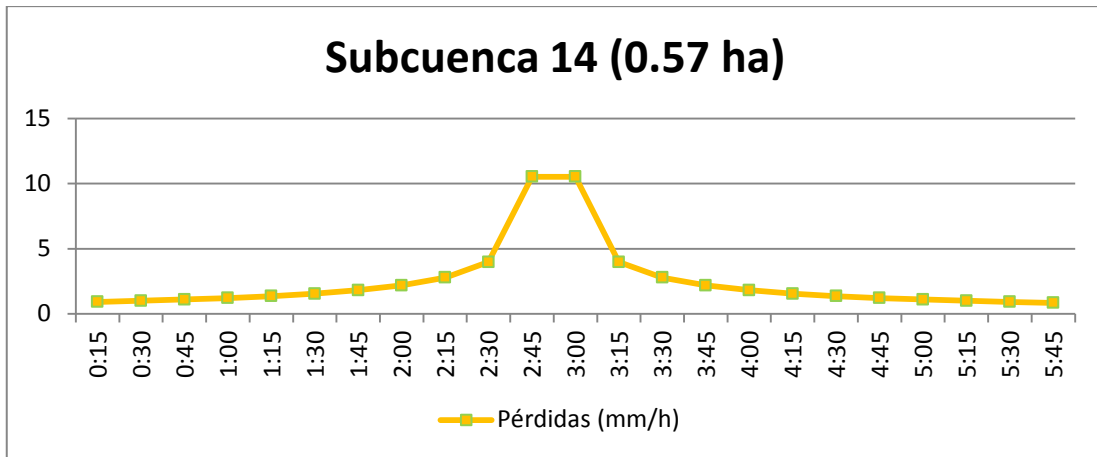


Gráfico 26: Subcuenca 14. Pérdidas.

Los resultados del módulo hidráulico tras la simulación con SWMM, para el último tramo de tuberías de la red estudiada se muestran tabulados a continuación. El máximo calado de la conducción es de 0.31m a las 13:03 horas.

SWMM computa también un indicador llamado capacidad para describir la relación entre la altura del flujo o tirante hidráulico y el diámetro de la tubería. La Línea 12 tiene un diámetro de 1.2 m, su capacidad se encuentra en el rango 0.21 y 0.23 m.

En la fase de diseño de una red de saneamiento, para unas condiciones apropiadas del sistema, la inclinación de las tuberías debe permitir que se den las velocidades más bajas que produzcan la auto-limpieza del conducto, entendida como la velocidad a la que deja de formarse capas de sedimentos en el lecho de la tubería. En los anejos se presenta una tabla como referencia de los criterios en el diseño para la auto limpieza.

La mínima velocidad en la tubería 0.59 m/s se da a las 06:00 horas, mientras que la máxima velocidad es de 1.15 m/s a las 13:03 horas.

Hora	Caudal (CMS)	Nivel (m)	Velocidad (m/s)
0:15:00	0.21	0.31	0.89
0:30:00	0.21	0.31	0.89
0:45:00	0.21	0.31	0.89
1:00:00	0.21	0.31	0.89
1:15:00	0.16	0.29	0.77
1:30:00	0.16	0.29	0.77
1:45:00	0.16	0.29	0.77
2:00:00	0.16	0.29	0.78
2:15:00	0.16	0.29	0.78
2:30:00	0.17	0.29	0.79
2:45:00	0.17	0.29	0.8
3:00:00	0.2	0.31	0.87
3:15:00	0.15	0.28	0.74
3:30:00	0.12	0.26	0.66
3:45:00	0.11	0.26	0.63
4:00:00	0.11	0.26	0.62
4:15:00	0.11	0.26	0.61
4:30:00	0.11	0.26	0.61
4:45:00	0.11	0.26	0.6
5:00:00	0.11	0.26	0.6
5:15:00	0.11	0.26	0.6
5:30:00	0.11	0.26	0.6
5:45:00	0.11	0.26	0.6
6:00:00	0.11	0.26	0.59
6:15:00	0.15	0.28	0.76

Tabla 13. Línea 12 durante el episodio de lluvias.

El número de Froude (Fr) es un número adimensional que relaciona el efecto de las fuerzas de inercia y la fuerza de gravedad que actúan sobre un fluido. Debe su nombre al ingeniero hidrodinámico y arquitecto naval inglés William Froude (1810 - 1879).. En mecánica de fluidos el número de Froude se utiliza para determinar la resistencia de un objeto sumergido que se mueve a través del agua, y permite la comparación de objetos de diferentes tamaños (Crowe et al., 2009). La ecuación 3.1 muestra cómo calcular el n°

de Froude en tuberías circulares, donde T es el ancho de la superficie del agua superior y A es el Área de flujo de sección.

$$F = \frac{U}{\sqrt{g \frac{A}{T}}}$$

(ecuación 3.1)

El número de Froude puede usarse para describir diferentes regímenes de flujo en canal de flujo abierto. Si el número de Froude es mayor que 1, el flujo se llama Flujo supercrítico. En este caso, la velocidad del flujo es mayor que la velocidad de onda. Si el número de Froude es menor que 1, el flujo se denomina flujo subcrítico. Cuando el número de Froude es igual a 1, el flujo es inestable y se transforma a menudo en Supercrítico o subcrítico. Se ha calculado el número de Froude del flujo en L-12 en cada tramo de tiempo de la simulación (time step) durante el evento de lluvias.

La curva numérica de Froude se muestra a continuación.

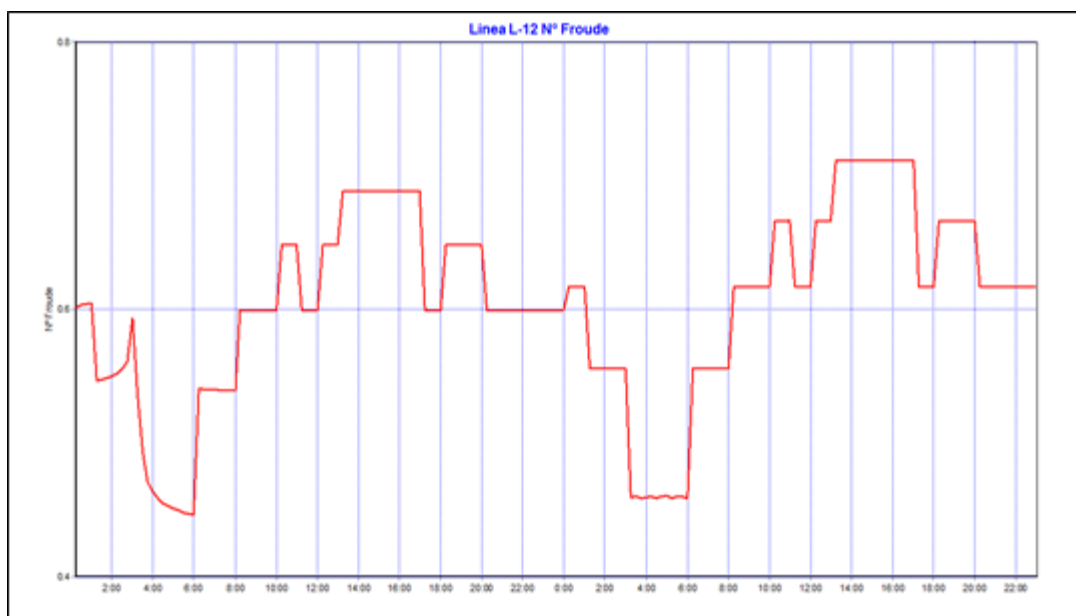


Gráfico 27. Representación del Número de Froude.

El número de Froude es consistentemente menor que 1. El flujo fue subcrítico durante todo el proceso de precipitación.

Según Hager (1999), si el número de Froude es mayor que 3, el flujo puede ser clasificado como flujo hipercrítico que es fuerte e inestable con daño potencial. El flujo supercrítico causaría roturas en las alcantarillas debido al cambio de condiciones hidráulicas. Hager y Gisonni (2005) informaron que la descomposición del caudal supercrítico en pozos de alcantarilla puede ser peligroso y provocar ondas de choque y saltos hidráulicos. La Ondas de choque aumentaría la profundidad de la sección de flujo medio, incluso más allá del frente de choque.

El salto hidráulico es un problema significativo en las alcantarillas que puede resultar en un golpe de agua y posteriormente efecto remanso, como un géiser de las aguas residuales fuera de la boca de inspección en espacios públicos (Hager y Gisonni, 2005). Todos los números de Froude durante la precipitación son inferiores a 0.8. No se darían daños por ondas de choque y agua de remanso.

Los resultados de la calidad del agua calculados por SWMM pueden revisarse en el Informe de Estado de SWMM, (se adjunta en anexos).

Durante las lluvias, no se dio inundación en ninguno de los nudos del sistema. Referidos tan solo a calidad del agua de lluvias (Informe de Estado también adjunto en anexos), obviando la carga procedente de las residuales domésticas, la masa total de TSS de lavado de la cuenca fue 201.986kg. La subcuenca 14 aportó la mayor parte de la masa TSS (23.692 kg), debido en parte al hecho de que tiene mayor área de subcuenca. La masa total de TSS

descargada del emisario fue de 192.297 kg. La disminución se debió a las pérdidas anteriormente comentadas.

La tasa de transporte fue también calculada en Excel, el gráfico 15 al principio de este apartado de resultados muestran la recta la de tendencia a la que mejor se ajusta, se trata de una función polinómica de grado 6 , con una R^2 próxima a 1 (0.95).

El máximo valor para la tasa de transporte de los SS transportados en las aguas pluviales se da justo al inicio, 947.49 (mg/l), evidenciando el fenómeno first flush antes apuntado, superado el inicio del transporte, la mayor tasa se da a las 7:30 horas, 889.44 mg/l. La escorrentía procedente del evento de lluvia aplicado a la cuenca en estudio, como los datos demuestran, movilizan una concentración mayor de SS al principio que durante todo el aguacero posterior. A escasos minutos pasada la media noche (0:00 horas) comienza el evento de lluvia, como se observa en el siguiente gráfico, comienza a computarse transporte de Sólidos Suspendidos. El gráfico representa los mg/l movilizados por el evento de lluvia desde la superficie de la cuenca al conducto final del sistema de saneamiento de la zona de estudio. No se computan en este gráfico los sólidos suspendidos contenidos en las aguas negras procedentes de las viviendas.

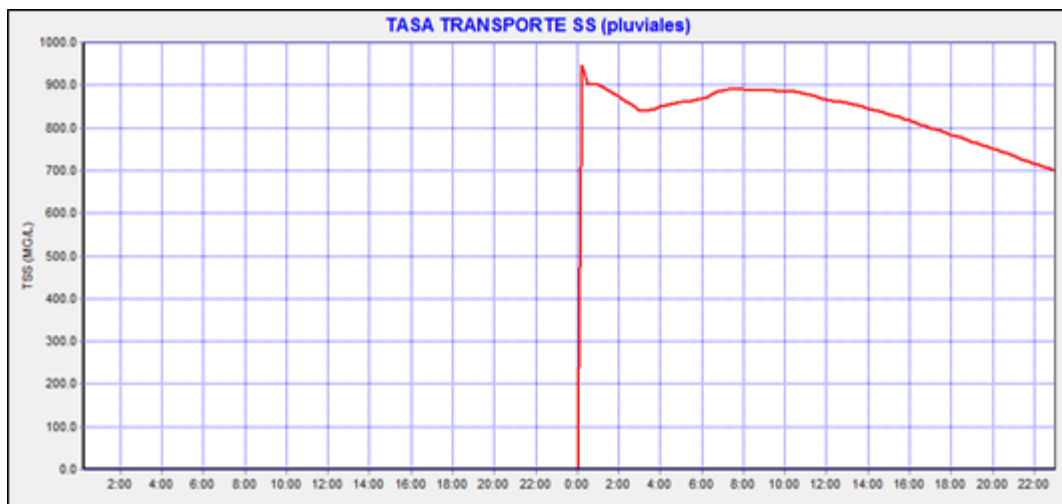


Gráfico 28. Tasa de Transporte SS (pluviales).

Tras comenzar el evento de lluvias e iniciarse la movilización de sólidos suspendidos, la tasa de transporte disminuye después de alcanzar el valor máximo debido a la caída de la concentración de TSS y la escorrentía después de las 7:30 horas.

El efecto de valle tras el fenómeno first flush, donde hacia las 3:30 horas la concentración decae a unos 840mg/l para subir nuevamente hasta alcanzar el máximo reportado a las 7:30horas se ajusta en tendencia una función polinómica de grado 5 pero con una R^2 menor que a la polinómica de grado 6 .

También se ha comprobado el ajuste a una función exponencial como puede observarse en el gráfico más abajo, siendo R^2 un valor aún más alejado de 1.

A partir de las 10 horas, la tasa de transporte comenzó a disminuir lenta y suavemente.

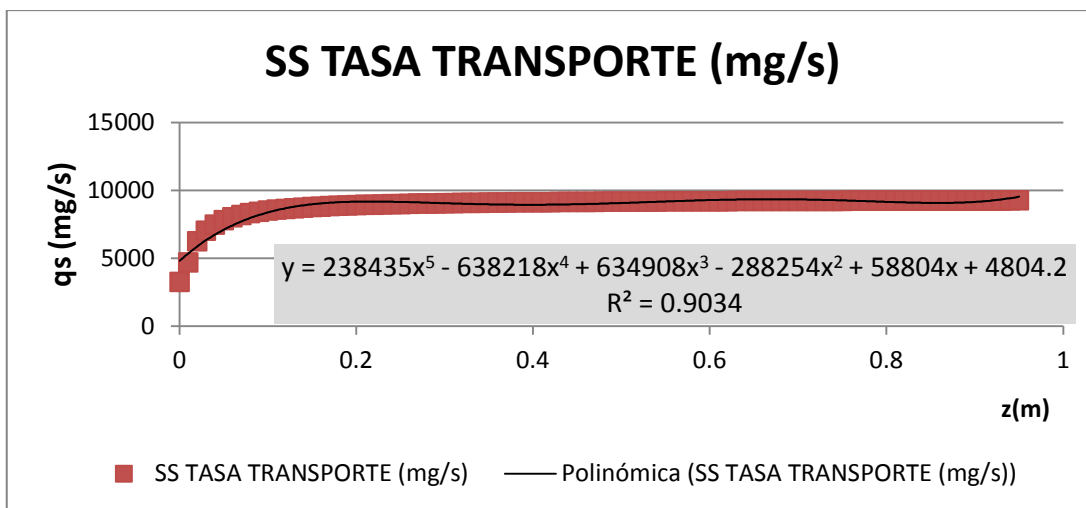


Gráfico 29. SS Tasa de Transporte (mg/s) y tendencia del ajuste a polinómica grado 5

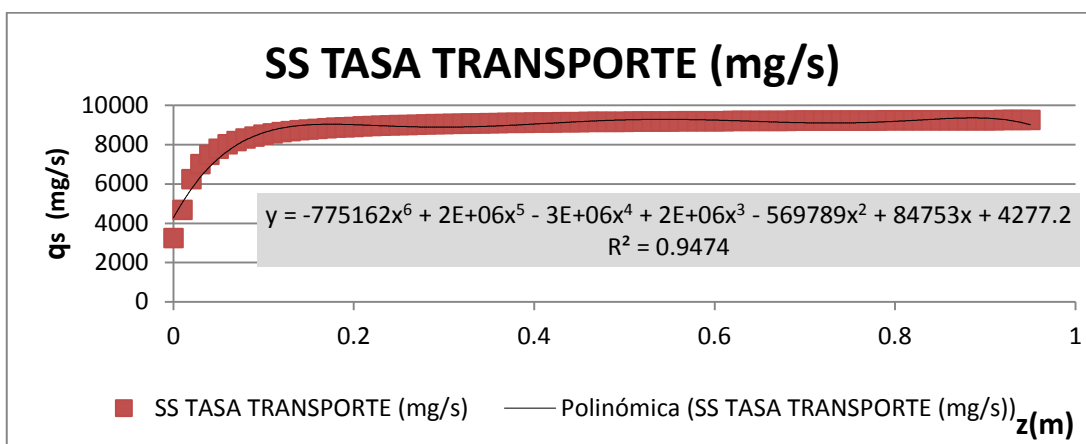


Gráfico 30. SS Tasa de Transporte (mg/s) y tendencia del ajuste a polinómica grado 6

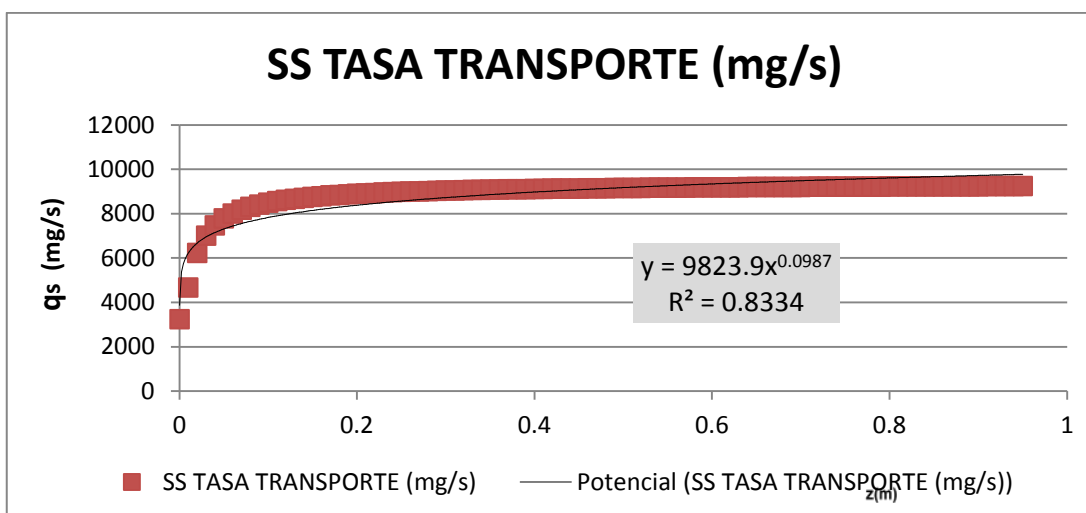


Gráfico 31: SS Tasa de Transporte (mg/s) y tendencia del ajuste a función exponencial.

3.6. Discusión del diseño del modelo de transporte de partículas sólidas suspendidas

En el presente trabajo se ha estudiado el perfil de la tasa de transporte como parte de un modelo simplificado. Kaushal and Tomita (2002) estudiaron el perfil de concentraciones para 6 tamaños de partículas en el rango 38 μm a 739 μm en tres velocidades de flujo, que fueron 2, 2.75 y 3.5 m/s. Sus resultados demostraron que el perfil de la concentración de los sólidos es función del tamaño de partícula, velocidad del flujo y de la concentración del efluente de fangos.

Los datos medidos también demostraron que no había cambios significativos en la concentración cuando y' , ($y' = z/y$), se encontraba entre 0.1 y 0.9.

El tamaño de partícula tomado en este estudio, como ya se ha mencionado, ha sido de 40 μm . El perfil de concentración de los SS en la Línea 10 en el momento punta de transporte, 03:15 hora, ha sido 256.88 mg/l, la profundidad del agua, calado, de la tubería en ese momento fue 0.28 m y una capacidad de 0.23, siendo el número de Froude 0.53. La concentración más alta se encontraba en la zona inferior del tubo.

Se han evaluado los efectos de la densidad de partículas en el perfil de concentración (Gráfico 28).

Las partículas de baja densidad (densidad: 1500 Kg/m^3) tiene una distribución de concentración estrecha. La mayoría de los valores de concentración entre 895 y 910 mg/l. La distribución de concentración de partículas de alta densidad (densidad: 3000 Kg/m^3) es más ancha, se encuentran en el intervalo de 760 a 820 mg/l.

Esta comparación demuestra que la uniformidad de la concentración en las tuberías es inversamente proporcional a la densidad de las partículas. Si la densidad de las partículas es igual a la densidad del agua, la concentración debe ser uniforme en la sección del tubo. Esta teoría puede explicar la forma de la distribución de los TSS para la densidad de 2400 Kg/m³ cuyo rango se encuentra entre 800 y 860 mg/l, más ancha que la de 1500 y más estrecha que la de 3000 Kg/m³.

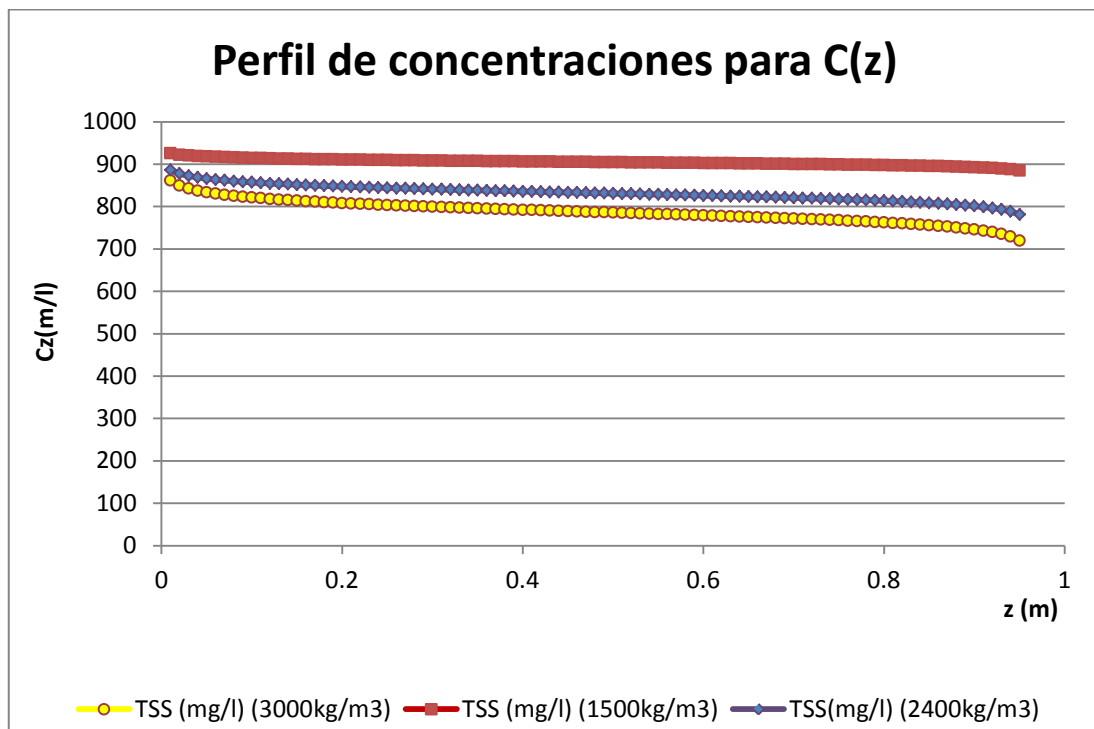


Gráfico 32. Perfil de concentraciones para distintas densidades.

El siguiente gráfico muestra el perfil de velocidades dentro de la tubería L-12 para el periodo de tiempo de la precipitación simulada. EL tirante de agua, o calado, en ningún momento sobrepasa el diámetro de la tubería (1.2 m), de manera que la conducción puede ser tratada como un canal abierto, hecho que refuerza la formulación empleada en su cálculo. Gonzalez et al. (1996) utilizó la sonda acústica Doppler (ADCP's) para

analizar el perfil de velocidades de canales abiertos. ADCP es un dispositivo que utiliza pulsos acústicos para medir la velocidad del agua y su profundidad (Morlock, 1996). El ADCP está disponible comercialmente desde hace más de 25 años y se ha utilizado ampliamente para estuarios, ríos, y medición de flujos de corrientes, incluso en pronósticos del tiempo climático. Su análisis se basa en la distribución de velocidades aproximadas al canal sanitario bidimensional abierto de Chicago y al canal de navegación (CSSC) de Romeoville en Illinois.

Sus resultados indican que la función logarítmica de distribución de velocidades en el perfil medido encaja bien con el perfil de velocidad media calculada.

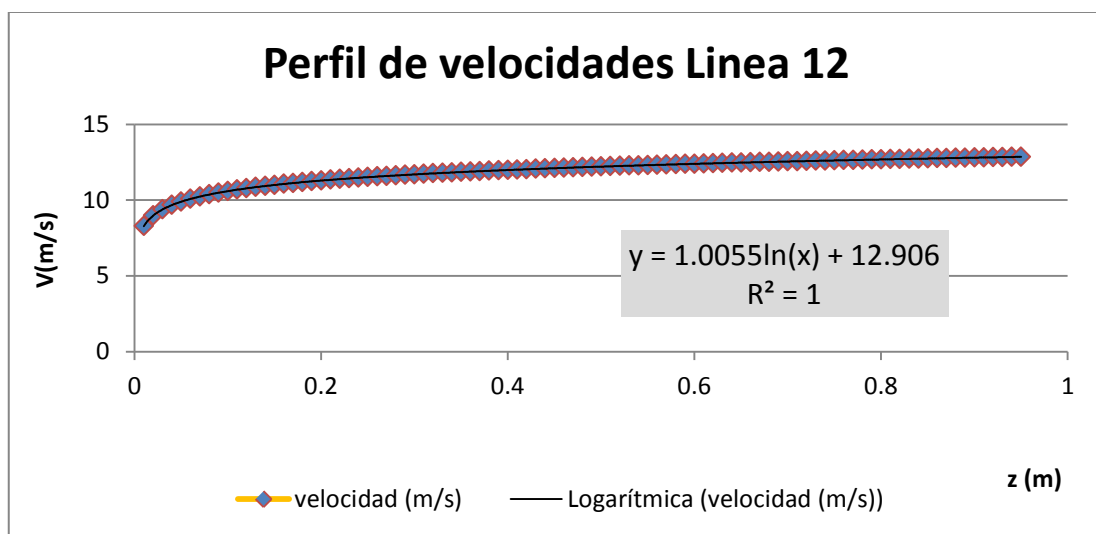


Gráfico 33. Ajuste del perfil de velocidades.

La conducción L-12, la última del tramo, recibe las aguas residuales no solo de la sub cuenca adyacente sino de todas ya que el resto de conducciones conectan con la L-12, recibiendo en definitiva todas las aguas del área de estudio. La tasa de transporte en la L-12 representa la tasa total de transporte de TSS de todo el sistema evaluado.

El diámetro medio de partícula representado d_{50} varía desde $1 \mu\text{m}$ a $100 \mu\text{m}$. Respecto del ajuste de la tasa de transporte de los SS, se plantean 3 análisis de regresión donde en dos de ellos, ambos polinómicos, se obtiene un coeficiente de determinación más cercano al 1, si bien, a la hora de ajustar un modelo polinómico siempre serán preferibles modelos con rdenes pequeños antes que grandes (principio de parsimonia o simplicidad).

CAPÍTULO 4

Conclusiones

4.1. Conclusiones del estudio de precipitaciones y aguas residuales

Durante los meses estivales, se observa una marcada estacionalidad en los caudales de entrada coincidiendo con el periodo de vacaciones. El caso más representativo es el mes de agosto, mes de menor caudal en la ciudad.

Relacionando gráficamente caudales con datos pluviométricos, no se puede establecer una relación clara entre ambas variables dado que por el momento no se disponen de datos acerca de otras variables implicadas, como son el consumo de agua y la distribución horaria de las precipitaciones. No obstante, para la mayoría de los episodios de precipitación, cuando se registran cantidades inferiores a 20 mm/día se aprecia un aumento en el caudal diario de entrada a la EDAR el mismo día en el que se registran las precipitaciones. Por otro lado, cuando se producen lluvias por encima de los 20 mm/día se registra un aumento en el caudal diario de entrada a la EDAR un día o dos días después del episodio de precipitación.

En cuanto al número de habitantes-equivalentes, en todos los meses se registran valores diarios superiores al valor de diseño, exceptuando julio y agosto. Respecto a los valores medios mensuales de habitantes-equivalentes también se observa estacionalidad, coincidiendo con el periodo vacacional.

Los valores diarios de concentración de DBO_5 del agua de salida

de la EDAR son inferiores al límite establecido por el Real Decreto 509/1996 a lo largo de todo el año.

Los valores diarios de concentración de DQO del agua de salida de la EDAR de la ciudad de Huelva se encuentran por debajo del límite legalmente establecido.

4.2. Conclusiones del diseño del modelo de transporte de partículas sólidas suspendidas

Se presenta un modelo de enfoque simplificado para la predicción de la tasa de los Sólidos Suspendidos en sistemas unitarios. El modelo se ha desarrollado usando el software de la EPA SWMM en combinación con la hoja de cálculo Excel.

Los datos para el modelo fueron obtenidos del sistema de saneamiento real de la ciudad de Huelva. La racionalidad de la combinación ha sido validada mediante la comparación con los datos medidos en los ensayos realizados en la propia red modelada, si bien los ensayos se tomaron sobre sustancias que se transportan disueltas como es el caso del trazador utilizado en los ensayos, sal común; tubo sentido para la comprobación del módulo hidráulico. Mediante SWMM. Se obtuvieron los polutogramas correspondientes a la concentración de los sólidos suspendidos, mientras que la hoja de cálculo se utilizó para generar el perfil de concentración de las partículas sólidas y el perfil de velocidad del flujo. El objetivo de ambas líneas de cálculo ha sido obtener la tasa de transporte de los sólidos suspendidos.

Los resultados de la simulación en SWMM y los resultados obtenidos mediante los cálculos matemáticos y sus aproximaciones, ponen de manifiesta que el sistema propuesto trabaja bajo condiciones apropiadas para el evento simulado, el cual se diseñó a partir de la Precipitación Máxima Diaria para un periodo de retorno T de 25 años.

La elección de los parámetros y ecuaciones para la simulación de los procesos de acumulación, arrastre y transporte se han concretizado para el caso de estudio, todas las elecciones para alcanzar esa concretización se basaron en las condiciones hidráulicas e hidrológicas locales.

Se requieren trabajos futuros para tomar datos de campo suficientemente precisos sobre la granulometría de las partículas suspendidas para incorporarlos al modelo.

Si bien el modelo se ha centrado en las partículas sólidas, cualquier otro contaminante puede ser predicho al transportarse adherido a las partículas sólidas, hecho que se da de forma natural en la realidad, mismo SWMM plantea el módulo de simulación de la calidad desde este enfoque.

4.3. Conclusiones de los ensayos

En tres de los cuatro ensayos, el vertido del marcador se ve reflejado en una variación significativa de la conductividad que es más o menos alargado en el tiempo y más o menos acusado, por lo que se puede concluir que el cloruro sódico o sal común es un marcador adecuado.

Para determinar la cantidad de marcador necesaria en cada caso es preciso tener en cuenta el caudal de agua residual, la posible acumulación de fangos en el fondo del pozo de vertido, y las acometidas que vierten al tramo.

Para evitar saturar la memoria de la sonda multiparamétrica antes de que empiece a registrarse el vertido en el punto de control, debería estimarse cuándo comenzar a registrar valores una vez efectuado el vertido del marcador teniendo en cuenta la velocidad del agua residual en los colectores, cambios de pendientes u otros factores que puedan influir.

Es necesario medir la velocidad del flujo de agua residual en los puntos de vertido y de control, en cada nuevo ensayo, ya que ésta es muy variable.

Todos los parámetros de referencia deben medirse antes y después del vertido del marcador, no sólo la conductividad, para comprobar el efecto del marcador sobre los mismos.

Es conveniente tener previstos tramos alternativos de medida para el caso en el que alguno de los tramos seleccionados no esté accesible o no sean adecuado por determinadas circunstancias como por ejemplo por presentar una alta acumulación de fangos en los pozos de registro.

Es conveniente contar con un buen sistema de comunicación entre el personal situado en el punto de vertido y el de los puntos de control para hacer más eficiente y fehaciente el ensayo.

Como se ha comentado en el apartado sobre la fase de calibración y validación del modelo, los ensayos de campo se tuvieron en cuenta para validar el modelo hidráulico de transporte de los sólidos en suspensión.

Sirva de referencia la curva del ensayo 4 correspondiente al tramo más largo simulado en el modelo, y el gráfico 17 y 18 donde se representa la concentración de los SS a partir de los datos calculados mediante el modelo de transporte diseñado. Los puntos de la red, línea 12, de simulación y

medida son los mismos, si bien en la simulación se tienen en cuenta los sólidos suspendidos en lapsos de 15 minutos y en los ensayos los sólidos disueltos en lapsos de 3 segundos, la diferencia entre ellos estriba principalmente en el dato de densidad. Valida la veracidad del modelo, se valida también la utilidad de la sal común como indicador, siendo además inocuo, disponible en grandes cantidad y de bajo coste.

Puede ser interesante la comparación del modelo y sus resultados con otros modelos, no obstante, citando a Bertrand-Krajewski, la tarea se presenta complicada debido a que cada modelo se calibra con su propio conjunto de datos, y a veces ni siquiera se verifican con datos reales, sino con datos aportados de la gran cantidad de literatura al respecto. Este problema surge de la falta de disponibilidad de datos. También se reconocen dificultades en establecer la importancia relativa de unos parámetros sobre otros, ya que los análisis de sensibilidad no son comunes.

La calibración del modelo suponía un paso fundamental para ajustar los resultados a la realidad. El proceso de comparación entre resultados medidos y obtenidos hay que repetirlo para una serie de episodios de lluvia diferentes para afinar el modelo, evaluando su capacidad de simular la realidad de las precipitaciones.

Conclusions

4.1. Rainfall and wastewater study conclusions

A marked seasonality in the flows into in the summer months, coinciding with the holiday period is observed. The most representative case is the month of August, the month with less flow in the city.

Graphically linking with rainfall data flow, a clear relationship cannot be established between the two variables given because, for the moment, no data available about other variables are involved, such as water consumption and time distribution of rainfall. Therefore, management operation of the pumping chambers contributes to the composition of the treated water. A demonstration of this is that most episodes of precipitation, when amounts lower than at 20 mm/day are registered; an increase in the daily inflow to the WWTP is recorded in the same day of the rainfall. On the other hand, when rains occur above 20 mm/day, an increase in the daily inflow to the WWTP is recorded a day or two days after the episode of precipitation.

As for the number of equivalents inhabitants, in every month are recorded daily values above the design value, except July and August. Regarding the monthly average values of equivalents inhabitants, seasonality is also observed, coinciding with the holiday period. It is to be noted that the treatment plant is already at its limit dimensioning. It is being expanded, as indicated above. The actual inhabitants are significantly lower.

The daily values of BOD5 and COD concentration of flow out water of the WWTP are below the limits established by regulations throughout

the year.

In summary, the following main conclusions are observed:

- Pollution of domestic water is significantly higher than that adopted in the project sludge.
- Pollution provided by the runoff is significant, especially in COD. This questions the universal environmental goodness of the unitary system.
- The management system of the entire sanitation system influences seems as obvious a priori, in the operation of the purification system.

4.2. Suspended Solid Particles Transport Model Design Conclusions

A study was presented that developed a simplified approach for predicting the TSS transport rate in combined sewer pipes. The simplified model was developed using SWMM in combination with EXCEL spreadsheets. Original data sets were attained from a real urban catchment in Huelva, Spain, and the sewage system associated. The rationality of the combination was validated by the comparison with the measured data from tests developed in the modeling network itself. Although the tests were taken on substances that are transported dissolved as is the case of the tracer used in the tests, common salt; were necessary for checking the hydraulic module.

SWMM outputted the TSS concentration pollutograph, while the EXCEL spreadsheets were used to generate the TSS concentration profile and flow velocity profile. The purpose of the two profile graphs was to calculate the TSS transport rate.

The results of SWMM simulation and spreadsheet calculation, showed the combined sewer system worked under proper condition during a selected rainfall event, which was designed from maximum daily precipitation for a return period T of 25 years.

The selections of equations and parameters for simulating pollutant buildup, wash-off, and transport process were emphasized in this study. All the choices should be based on the local hydraulic and hydrology condition.

Future work is needed to collect sufficiently precise field data relative to suspended particle size for calibrating this simplified model. Other field data should include rainfall event data, catchment properties, and pollutant concentration in the pipes for a better approximation.

Although the model has focused on solid particles, any other pollutant can be predicted to be transported adhering to the solid particles, as well as happens in nature, even SWMM raises the software quality module from this approach. However, field local data is crucial for calibration. The predictive model and proper relationships, it is possible to evaluate the evolution of other pollutant parameters using correlation factors found in situ.

4.3. Tests conclusions

Three of four tests, show the substance incorporated as tracer causes influences in the conductivity values. Obvious increase and decrease is more or less elongated over time and more or less accentuated, so it can be deduced that sodium chloride or Salt is a suitable tracer.

In order to determine the amount of tracer needed in each case, it is necessary to take into account the residual water flow, possible accumulation

of bottom sludge at net sewage point, where the tracer is incorporated, as well as other connection contributing contents.

In order to avoid saturating the memory of the multi-station probe before the discharge at the checkpoint begins to register, it should be estimated when to begin recording values after the tracer has been discharged taking into account the wastewater velocity in the collectors, changes of slopes or other factors that may influence.

It is necessary to measure the velocity of the wastewater flow at the discharge and control points, in each new test, since this is very variable.

All reference parameters should be measured before and after the spill of the marker, not just the conductivity, to check the effect of the marker on them.

It is advisable to have alternative measurement sections for the case in which some of the selected sections are not accessible or are not suitable for certain circumstances, for example because of a high accumulation of sludge in the registration hole.

It is advisable to have a good communication system between the personnel at the point of discharge and that of the control points to make the test more efficient and reliable.

A safety protocol should be developed for the test personnel to clearly establish the means and procedures to be followed, such as delimiting the work area appropriately or requesting temporary traffic cuts if necessary.

As discussed in the section on the calibration and validation phase of the model, the field tests were taken into account to validate the hydraulic model of transport of suspended solids. Reference is made to the test curve

4 corresponding to the longest simulated length in the model, and graph 17 and 18 where the concentration of the SS is plotted from the data calculated using the designed transport model. The points of the network, line 12, of simulation and measurement are the same, although the simulation takes into account suspended solids in 15-minute lapses and in tests solids dissolved in 3-second lapses, differences are mainly based on density data. It validates the veracity of the model; it also validates the utility of the common salt as indicator, being also innocuous, available in large quantity and low cost.

It may be interesting to compare the model and its results with other models, however, citing Bertrand-Krajewski, the task is complicated because each model is calibrated with its own data set, and sometimes not even verified with real data, if not with data contributed from the large amount of literature on the matter. This problem arises from the lack of availability of data. Difficulties are also recognized in establishing the relative importance of some parameters over others, since sensitivity analyzes are not common.

The calibration of the model was a fundamental step to adjust the results to reality. The process of comparison between measured and obtained results must be repeated for a series of different rain episodes to refine the model, evaluating its ability to simulate the reality of rainfall.

CAPÍTULO 5

Futuras Líneas de Investigación.

Tomando como referencia la Directiva Marco del Agua, los esfuerzos de la comunidad científica se enfocan hacia la gestión integrada y sostenible del agua, es decir considerar de forma conjunta la dimensión ecológica y la económica. El objetivo final de la investigación realizada es contribuir a la protección de la calidad del agua, para lo cual se ha buscado un método de mejora de la información, especialmente desde el punto de vista predictivo.

Por tal motivo, para poder completar esta tarea de manera integral, es necesario lograr comunicar a las partes interesadas los resultados de la simulación de una forma fácil, no sólo como un requisito de validación, que es parte del proceso en sí, sino como una cuestión de la legitimidad de la herramienta utilizada. De este modo, las partes involucradas se encontrarán capacitadas para acordar o discordar con el modelo o con el método de validación, así como para compartir una representación común del sistema en el que interactúan.

De este modo, es posible obtener un entendimiento de problemas de gestión ambiental complejos para promover la cooperación entre los modeladores y para conseguir los beneficios provenientes de las diferentes perspectivas de los modelos. Así pues, los modelos se convierten en herramientas para organizar el conocimiento disponible dentro de un marco racional. Esta aproximación facilita el aprendizaje mutuo entre los modeladores y el resto de actores implicados en los problemas de gestión ambiental. Por tal motivo, a través de la comunicación, se puede fortalecer la

cooperación, incrementar la credibilidad de los modelos, así como consensuar y explotar el conocimiento disponible.

Los avances en la gestión de redes de alcantarillado se basan en la superación del paradigma con el que se desarrollaron las redes de alcantarillado: la evacuación más rápida posible del agua urbana, hacia mecanismos que permitan recuperar o simular las condiciones del terreno sin urbanizar, ya sea mediante el aumento de la infiltración del terreno o mediante la retención de parte del volumen de agua drenado con el fin de disminuir el caudal punta.

Por último, y no menos importante sino quizá la única solución eficaz a futuro, el conocimiento de las consecuencias de una conducta tiene repercusiones evidentes sobre la propia conducta. El estudio, definición y difusión de las características y efectos de los fenómenos de transporte, especialmente su repercusión sobre la calidad de las aguas, tiene un efecto positivo sobre dicha calidad. En función de lo anterior, se abren las siguientes líneas de investigación:

1. Optimización de los sistemas de recogida y transmisión de datos del contenido de contaminantes en aguas de saneamiento.
2. Análisis de la influencia de la configuración de la trama urbana sobre los fenómenos de transporte de contaminantes.
3. Optimización de las infraestructuras de ingeniería sanitaria para minimizar el efecto de un vertido peligroso accidental o provocado.
4. Análisis de la influencia de los fenómenos de transporte de contaminantes sobre el diseño de las EDARes.

Lista de referencias

- Dexter, L. Chiesa, C. Xie, "Using Infrared Thermography to Visualize the Invisible: Investigating Heat Transfer", in Proceedings of 11th International Conference on Quantitative InfraRed Thermography: Naples, Italy, June 11-14, 2012.
- Plan Nacional de Calidad de las Aguas, 2007-2015. PNCA (2007-2015).
- Achleitner, S., De Toffol, S., Engelhard, C., Rauch, W., 2005. The European water framework directive: water quality classification and implications to engineering planning. *Environ. Manag.* 35 (4), 517e525.
- Aguado, D. and Rosen, C. Multivariate statistical monitoring of continuous wastewater treatment plants. *Engineering Applications of Artificial Intelligence*. Volume 21: 1080–1091. 2008.
- Ahyerre, M., Chebbo, G., Tassin, B., Gaume, E., 1998. Storm water quality modelling, an ambitious objective? *Water Sci. Technol.* 37 (1), 205e213.
- Álvarez-Vázquez, L.J., Martínez, A., Rodríguez, C., Vázquez, M. E.,-Méndez, M.E. A wastewater treatment problem: study of the numerical convergente. *Journal of Computational and Applied Mathematics*. Volume 140, pp: 27–39. 2002.
- Artières O. (1987). Les dépôts en réseau d'assainissement. Thèse de doctorat : Université Louis Pasteur de Strasbourg - ENITRTS, France, 214 p.
- Artières O., Stotz G. (1988). Caractéristiques des dépôts en réseau d'assainissement unitaire - Conséquences sur leur transport. Actes des Journées d'étude de la Société Hydrotechnique de France, Paris, France, 16-17 novembre 1988, 9 p.
- Ashley R.M. (1991). Review of data on sediment in sewers. Seminar on sediment in sewers at Hydraulics Research, Wallingford, UK, 11 April 1991, 3 p.
- Ashley R.M., Hvitved-Jacobsen T., Bertrand-Krajewski J.-L.: Quo vadis sewer process modeling? *Water Science and Technology*, 39(9), 9-22, 1999.
- Ashley, R.M., Hvitved-Jacobsen, T., Bertrand-Krajewski, J.L., 1999. Quo Vadis sewer process modelling? *Water Sci. Technol.* 39 (9), 9e22.
- Australian Government, 2000. In: Department of Sustainability, E., Water, Population and Communities (Ed.), National Water Quality Management Strategy.

Bach, P.M., 2012. UrbanBEATS e an Exploratory Model for Strategic Planning of Urban Water Infrastructure (Online). Melbourne. Available: www.urbanbeatsmodel.com

Bach, P.M., Mccarthy, D.T., Urich, C., Sitzenfrei, R., Kleidorfer, M., Rauch, W., Deletic, A., 2013. A planning algorithm for quantifying decentralised water management opportunities in urban environments. *Water Sci. Technol.* 68 (8), 1857e1865.

Bald J., Borja A., Muxika I., FrancoJ., Valencia V. 2005. Assessing reference conditions and physico-chemical status according to the Europea Water Framework Directive: A case-study from the Basque Country (Northern Spain). *Marine Pollution Bulletin* 50: 1508-1522.

Ball, J. (1992), A review of numerical models for prediction of catchment water quantity and quality, Research Report 180, Water Research Laboratory, The University of New South Wales, Sydney.

Bamford, T.B., Balmforth, D.J., Lai, R.H.H., Martin, N., 2008. Understanding the complexities of urban flooding through integrated modelling. In: 11th Inter- national Conference on Urban Drainage. Edinburgh, Scotland, UK.

Barreto, W., Vojinovic, Z., Price, R.K., Solomatine, D.P., 2008. Multi-tier modelling of urban drainage systems: multi-objective optimization and parallel computing. In: 11th International Conference on Urban Drainage. Edinburgh, Scotland, UK.

Batstone, D.J., Keller, J., Angelidaki, I., Kalyunzhnyi, S.V., Pavlostathis, S.G., Rozzi, A., Sanders, W.T.M., Siegrist, H., Vavilin, V.A., 2002. Anaerobic Digestion Model No. 1. IWA STR No. 13. IWA Publishing, London, UK.

Bauwens, W., Vanrolleghem, P., Smeets, M., 1996. An evaluation of the efficiency of the combined sewer-wastewater treatment system under transient conditions. *Water Sci. Technol.* 33 (2), 199e208.

Beck, M.B., 1976. Dynamic modelling and control applications in water quality maintenance. *Water Res.* 10 (7), 575e595.

Beck, M.B., 1997. Applying systems analysis in managing the water environment: towards a new agenda. *Water Sci. Technol.* 36 (5), 1e17.

Beck, M.B., Reda, A., 1994. Identification and application of a dynamic model for operational management of water quality. *Water Sci. Technol.* 30 (2), 31e41.

Benedetti, L., Langeveld, J., De Klein, J.J.M., Nopens, I., Van Nieuwenhuijzen, A., Flaming, T., Van Zanten, O., Weijers, S., 2012. Cost-effective solutions for river water quality improvement in Eindhoven supported by sewer-WWTP-river integrated modeling. In: Proceedings 85th

Annual WEF Technical Exhibition and Conference (WEFTEC2012). New Orleans, USA.

Bertrand-Krajewski JL, Chebbo, G., and Saget, A. (1998). "Distribution of pollutant mass vs. volume in stormwater discharges and the first flush phenomenon." *Water Research*, 32(8), 2341-2356.

Bertrand-Krajewski, J.-L., 2007. Stormwater pollutant loads modelling: epistemo- logical aspects and case studies on the influence of field data sets on calibration and verification. *Water Sci. Technol.* 55 (4), 1e17.

Bertrand-Krajewski, J.-L., Lefebvre, M., Barker, J., 1997. Ammonia removal and discharge during storm events: integrated approach for a small WWTP and associated CSOs. *Water Sci. Technol.* 36 (8e9), 229e234.

Bertrand-Krajewski, J.-L., Lefebvre, M., Lefai, B., Audic, J.-M., 1995. Flow and pollutant measurements in a combined sewer system to operate a wastewater treatment plant and its storage tank during storm events. *Water Sci. Technol.* 31 (7), 1e12.

Bertrand-Krajewski, JL. (2006). "Modelling of sewer solids production and transport." Cours de DEA "Hydrology Urban" part9.

Box, G.E.P., Draper, N.R., 1987. *Empirical Model-building and Response Surfaces*. John Wiley & Sons, New York.

Breinholdt, A., Santacoloma, P.A., Mikkelsen, P.S., Madsen, H., Grum, M., Nielsen, M.K., 2008. Evaluation framework for control of integrated urban drainage systems. In: 11th International Conference on Urban Drainage (11ICUD) (Edinburgh, Scotland, UK).

Brown, J.D., 2004. Knowledge, uncertainty and physical geography: towards the development of methodologies for questioning belief. *Trans. Inst. Br. Geogr.* 29 (3), 367e381.

Brown, R.R., 2008. Local institutional development and organizational change for advancing sustainable urban water futures. *Environ. Manag.* 41 (2), 221e233.

Brown, R.R., Keath, N., Wong, T.H.F., 2009. Urban water management in cities: historical, current and future regimes. *Water Sci. Technol.* 59 (5), 847e855.

Burger, G., Fach, S., Kinzel, H., Rauch, W., 2010. Parallel computing in conceptual sewer simulations. *Water Sci. Technol.* 61 (2), 283e291.

Burger, G., Sitzenfrei, R., Kleidorfer, M., Rauch, W., 2014. Parallel flow routing in SWMM 5. *Environ. Model. Softw.* 53, 27e34.

Butler, D., Schütze, M., 2005. Integrating simulation models with a view to optimal control of urban wastewater systems. *Environ. Model. Softw.* 20, 415e426.

Candela, A., Freni, G., Mannina, G., Viviani, G., 2012. Receiving water body quality assessment: an integrated mathematical approach applied to an Italian case study. *J. Hydroinform.* 14 (1), 30e47.

Carducci, A., Tozzi, E., Rubulotta, E., Casini, B., Cantiani L., Rovini, E., Muscillo, M., and Pacini, R. Assessing airborne biological hazard from urban wastewater treatment. *WaterResearch*. Volume 34, N°. 4; pp: 1173-1178. 2000.

Chapman P.M., Paine. M.D., Arthur A.D., Taylor L.A. 1996. A triad study of sediment quality associated with a major, relatively untreated marine sewage discharge. *Marine Pollution Bulletin* 32: 47-64

Chebbo G., Musquère P., Milisic V., and Bachoc A. (1989). "Caractérisation des solides transférés par temps de pluie dans les réseaux d'assainissement." *Proceedings of the 2nd Wageningen Conference*, Wageningen, NL.

Chen, A.S., Djordjevic, S., Leandro, J., Savic, D.A., 2010. An analysis of the combined consequences of pluvial and fluvial flooding. *Water Sci. Technol.* 62 (7), 1491e1498.

Chocat, B., Krebs, P., Marsalek, J., Rauch, W., Schilling, W., 2001. Urban drainage redefined: from stormwater removal to integrated management. *Water Sci. Technol.* 43 (5), 61e68.

Choi, K. y Ball, J. (2002), Parameter estimation for urban runoff modelling, *Urban water*, 4, 31-41.

Cifuentes Lemus J.L., Torres-García Pilar, Frías M.M. 1991. El océano y sus recursos XII. El futuro de los océanos. Fondo de Cultura Económica. México.

Consejo Europeo. Directiva 91/271/CE sobre el tratamiento de las aguas residuales urbanas.

CORFU e FP7, 2012. COllaborative Research on Flood Resilience in Urban Areas (Online). Available: <http://www.corfu-fp7.eu/> (accessed 26.09.12.).

Cortes, U., Sanchez-Marre, M., Ceccaroni, L., R-Roda, I., Poch, M., 2000. Artificial intelligence and environmental decision support systems. *Appl. Intell.* 13, 77e91.

Crabtree R. W. (1989). "Sediment in sewers." *Journal of the Institution of Water and Environmental Management*, 3(6), 569-578.

Crowe, C. T., Elger, D. F., Williams, B. C., and Roberson, J. A. (2009). "Engineering Fluid Mechanics." 9th edition. John Wiley & Sons, Incorporated, Hoboken, NJ.

Dauvin J.C., Bellan G., Bellan - Santini D. 2010 Benthic indicators: From subjectivity to objectivity - where is the line? *Marine Pollution Bulletin* 60: 947-953.

De Haan, J., 2006. How emergence arises. *Ecol. Complex.* 3, 293e301. De Keyser, W., Gevaert, V., Verdonck, F., Nopens, I., De Baets, B., Vanrolleghem, P.A., Mikkelsen, P.S., Benedetti, L., 2010. Combining multimedia models with integrated urban water system models for micropollutants. *Water Sci. Technol.* 62 (7), 1614e1622.

De Laender, F., De Schamphelaere, K.A.C., Vanrolleghem, P.A., Janssen, C.R., 2008. Validation of an ecosystem modelling approach as a tool for ecological effect assessments. *Chemosphere* 71, 529e545.

De Toffol, S., Achleitner, S., Engelhard, C., Rauch, W., 2005. Challenges in the implementation of the Water Framework Directive: case study of the alpine River Drau, Austria. *Water Sci. Technol.* 52 (9), 243e250.

Deletic, A., Dotto, C.B.S., Mccarthy, D.T., Kleidorfer, M., Freni, G., Mannina, G., Uhl, M., Henrichs, M., Fletcher, T.D., Rauch, W., Bertrand-Krajewski, J.L., Tait, S., 2012. Assessing uncertainties in urban drainage models. *Phys. Chem. Earth* 42-44, 3e10.

Dellana, S.A. and West, D. Predictive modeling for wastewater applications: Linear and nonlinear approaches. *Environmental Modelling & Software*, Volume 24, pp: 96–106. 2009

DeIvalls T.A. 2001. Determinación de la calidad ambiental de sistemas costeros marinos utilizando índices integrados y estableciendo guías de calidad ambiental. *Contaminación Marina: Orígenes, Bases ecológicas, Evaluación de impactos y Medidas correctoras*. Pérez Ruzafa A., Marcos C., Salas F., Zamora S. (Eds.) Universidad Internacional del Mar. Universidad de Murcia. Murcia, Spain. Pp. 129-148.

Dempsey, P., Murrell, K., Downey, K., 2008. Integrated catchment modelling of the Irvine catchment, Scotland. In: 11th International Conference on Urban Drainage, Edinburgh, Scotland, UK.

DHI (1993). "MOUSE TRAP Technical Reference." Danish Hydraulic Institute.

DHI, 2009. MIKE URBAN e Model Manager. DHI, Denmark.

Diaz-Granados, M., Rodríguez, J.P., Rodríguez, M.S., Penagos, J.C., Camacho, L.A.,

Achleitner, S., Maksimovic, C., McIntyre, N., 2010. Towards a paradigm shift in urban drainage management and modelling in developing countries. *Rev. Ing.* 30, 133e150.

Doglioni, A., Primativo, F., Laucelli, D., Monno, V., Khu, S.T., Giustolisi, O., 2009. An integrated modelling approach for the assessment of land use change effects on wastewater infrastructures. *Environ. Model. Softw.* 24, 1522e1528.

Dolz, J. y Gómez, M. (1994), Problemática del drenaje de aguas pluviales en zonas urbanas y del estudio hidráulico de las redes de colectores, *Ingeniería del Agua*, 1, 1, 55-66.

Domingo, N.D.S., Refsgaard, A., Mark, O., Paludan, B., 2010. Flood analysis in mixed- urban areas reflecting interactions with the complete water cycle through coupled hydrological-hydraulic modelling. *Water Sci. Technol.* 62 (6), 1386e 1392.

Dong, X., Zeng, S., Chen, J., Zhao, D., 2012. An integrated urban drainage system model for assessing renovation scheme. *Water Sci. Technol.* 65 (10), 1781e1788.

Dotto, C.B.S., Allen, R., Wong, T., Deletic, A., 2012a. Development of an integrated software tool for strategic planning and conceptual design of water sensitive cities. In: 9th International Conference on Urban Drainage Modelling (9UDM), Belgrade, Serbia.

Ducrot, R., Clavel, L., Bommel, P., 2011. Learning to manage quality in a multiple reservoir system: contribution of a companion modelling approach. *Water SA* 37 (1), 81e91.

Durchschlag, A., Hartel, L., Hartwig, P., Kaselow, M., Kollatsch, D., Otterpohl, R., Schwentner, G., 1992. Joint consideration of combined sewerage and waste- water treatment plants. *Water Sci. Technol.* 26 (5e6), 1125e1134.

Erbe, V., Frehmann, T., Krebs, P., Londong, J., Rosenwinkel, K.-H., Seggelke, K., 2002. Integrated modelling as an analytical and optimisation tool for urban watershed management. *Water Sci. Technol.* 46 (6e7), 141e150.

Erbe, V., Schütze, M., 2005. An integrated modelling concept for immission-based management of sewer system, wastewater treatment plant and river. *Water Sci. Technol.* 52 (5), 95e103.

EU, 2000. Water Framework Directive. Directive 2000/60/EC European Parliament and Council.

European Commission, 2012. EU Water Initiative (Online). Available: <http://www.euwi.net/> (accessed 27.09.12.).

eWater, 2011a. MUSIC by eWater, User Manual. eWater, Melbourne, Australia.

eWater, 2011b. Urban Developer User Guide. eWater Cooperative Research Centre, Canberra.

Fagan, J.E., Reuter, M.A., Langford, K.J., 2010. Dynamic performance metrics to assess sustainability and cost effectiveness of integrated urban water systems. *Resour. Conserv. Recycl.* 54, 719e736.

Farolfi, S., Müller, J., Bonté, B., 2010. An iterative construction of multi-agent models to represent water supply and demand dynamics at the catchment level. *Environ. Model. Softw.* 25, 1130e1148.

Fotopoulos, F., Makropoulos, C., Mimikou, M.A., 2010. Flood forecasting in trans-boundary catchments using the Open Modeling Interface. *Environ. Model. Softw.* 25, 1640e1649.

Freni, G., Maglionico, M., Mannina, G., Viviani, G., 2008. Comparison between a detailed and a simplified integrated model for the assessment of urban drainage environmental impact on an ephemeral river. *Urban Water J.* 5 (2), 87e96.

Freni, G., Mannina, G., Viviani, G., 2010. Emission standards versus immission standards for assessing the impact of urban drainage on ephemeral receiving water bodies. *Water Sci. Technol.* 61 (6), 1617e1629.

Fu, G., Butler, D. and Khu, S-T. Multiple objective optimal control of integrated urban wastewater systems. *Environmental Modelling & Software*, Volume 23, pp: 225-234. 2008.

Fu, G., Butler, D., Khu, S.T., 2008. Multiple objective optimal control of integrated urban wastewater systems. *Environ. Model. Softw.* 23, 225e234.

Fu, G., Butler, D., Khu, S.T., 2009. The impact of new developments on river water quality from an integrated system modelling perspective. *Sci. Total Environ.* 407, 1257e1267.

Fu, G., Khu, S.T., Butler, D., 2010. Optimal distribution and control of storage tank to mitigate the impact of new developments on receiving water quality. *J. Environ. Eng.* 136 (3), 335e342.

Fuente, M.J., Vega, P., Zarrop, M. and Poch, M. Fault detection in a real wastewater plant using parameter-estimation techniques. *Control Engineering Practice*, Volume 4, Nº 8, pp: 1089-1098. 1996.

Fuerhacker M. (2007): WFD- can we reach the target?. Micropol and Ecohazard, Frankfurt/Main, Germany: 17-27

Gabe, J., Trowsdale, S., Vale, R., 2009. Achieving integrated urban water management: planning top-down or bottom-up? *Water Sci. Technol.* 59 (10), 1999e2008.

Gonzalez, J. A., Melching, C. S., and Oberg, K. A. (1996). "Analysis of open-channel velocity measurements collected with an acoustic Doppler current profiler." *Rivertech '96-1st International Conference on New/Emerging Concepts for Rivers*, Vol. 1 and 2, 838-845.

Grau, P., De Gracia, M., Vanrolleghem, P.A., Ayesa, E., 2007a. A new plant-wide modelling methodology for WWTPs. *Water Res.* 41, 4357e4372.

Grau, P., Vanrolleghem, P., Ayesa, E., 2007b. BSM2 Plant-Wide Model construction and comparative analysis with other methodologies for integrated modelling. *Water Sci. Technol.* 56 (8), 57e65.

Gray, S.R. and Becker, N.S.C. Contaminant flows in urban residential water systems. *Urban Water*, Volume 4, pp: 331–346. 2002.

Gregersen, J.B., Gijsbers, P.J.A., Westen, S.J.P., 2007. OpenMI: open modelling interfaces. *J. Hydroinform.* 9 (3), 175e191.

Gujer, W., Krejci, V., Schwarzenbach, R., Zobrist, J., 1982. Von der Kanalisation ins Grundwasser e Charakterisierung eines Regenerereignisses im Glattal. *Gas- Wasser-Abwasser* 62 (7), 298e311.

Gupta, K., and Saul, A. J. (1996). "Specific relationships for the first flush load in combined sewer flows." *Water Research*, 30(5), 1244-1252.

Hager, W. H. (1999). "Wastewater hydraulics." Springer: Berlin, New York, NY.

Hager, W. H., and Gisonni, C. (2005). "Supercritical flow in sewer manholes." *Journal of Hydraulic Research*, 43(6), 660-667.

Hardy, M.J., Kuczera, G., Coombes, P.J., 2005. Integrated urban water cycle management: the UrbanCycle model. *Water Sci. Technol.* 52 (9), 1e9.

Harou, J.J., Pulido-Velazquez, M., Rosenberg, D.E., Medellin-Azuara, J., Lund, J.R., Howitt, R.E., 2009. Hydro-economic models: concepts, design, applications and future prospects. *J. Hydrol.* 375, 627e643.

Harremoës, P., 2002. Integrated urban drainage, status and perspectives. *Water Sci. Technol.* 45 (3), 1e10.

Harremoës, P., Rauch, W., 1996. Integrated design and analysis of drainage systems, including sewers, treatment plant and receiving waters. *J. Hydraul. Res.* 34 (6), 815e826.

Harvey, L., Comley, J., Marshall, A., Edwards, P., 2009. Organisational capacity in integrated urban water management: the art of being undisciplined. In: 6th International Water Sensitive Urban Design Conference and Hydropolis #3. Perth, Australia.

Hauger, M.B., Rauch, W., Linde, J.J., Mikkelsen, P.S., 2002. Cost benefit risk e a concept for management of integrated urban wastewater systems? *Water Sci. Technol.* 45 (3), 185e193.

Henze, M., Grady, C.P.L.J., Gujer, W., Marais, G.V.R., Matsuo, T., 1993. A general model for single-sludge wastewater treatment systems. *Water Res.* 21 (5), 505e515.

Heusch, S., Kamradt, B., Ostrowski, M., 2010. Simulation of wastewater treatment plant within integrated urban wastewater models. *Water Sci. Technol.* 61 (10), 2645e2652.

Hogland, W., Berndtsson, R., and Larson M. (1984). "Estimation of quality and pollution load of combined sewer overflow discharge." Proc. III int. Conf. on Urban Storm Drainage, Goteborg, Sweden, 841-850.

Holzer, P., Krebs, P., 1998. Modelling the total ammonia impact of CSO and WWTP effluent on the receiving water. *Water Sci. Technol.* 38 (10), 31e39.

Huisman J.L., Burckhardt S., Larsen T., Krebs P., Gujer W.: Propagation of waves and dissolved compounds in a sewer. *Journal of Environmental Engineering ASCE*, 128(1), 12-20, 2000.

IFAK, 2007. SIMBA (Simulation of Biological Wastewater Systems): Manual and Reference. Institut für Automation und Kommunikation e. V, Magdeburg, Germany.

Islam Md.S., Tanaka M. 2004. Impacts of pollution on coastal and marine ecosystems including coastal and marine fisheries and approach for management: a review and synthesis. *Marine Pollution Bulletin* 48: 624-649.

Jenkins, M.W., Lund, J.R., Howitt, R.E., Draper, A.J., Msangi, S.M., Tanaka, S.K., Ritzema, R.S., Marques, G.F., 2004. Optimization of California's water supply system: results and insights. *J. Water Resour. Plan. Manag.* 130 (4), 271e280.

Jeppsson, U., Pons, M.-N., Nopens, I., Alex, J., Copp, J.B., Gernaey, K.V., Rosen, C., Steyer, J.-P., Vanrolleghem, P.A., 2007. Benchmark simulation model no 2: general protocol and exploratory case studies. *Water Sci. Technol.* 56 (8), 67e78.

Kaushal, D. R., and Tomita, Y. (2002). "Solids concentration profiles and pressure drop in pipeline flow of multisized particulate slurries." *International Journal of Multiphase Flow*, 28(10), 1697-1717.

L. Godinho, A. Tadeu and P. Amado Mendes P. "Performance of the MFS in the computation of seismic motion and rotation" in *The Method of Fundamental Solutions - A Meshless Method*, Eds. C. S. Chen, A. Karageorghis e Y.S. Smyrlis, Dynamics Publishers: Atlanta, pp. 281-298, 2008

Langeveld, J.G., Benedetti, L., De Klein, J.J.M., Nopens, I., Amerlinck, Y., Van Nieuwenhuijzen, A., Flameling, T., Van Zanten, O., Weijers, S., 2013. Impact- based integrated real-time control for improvement of the Dommel River water quality. *Urban Water J.* 10 (5), 312e329.

Laniak, G.F., Olchin, G., Goodall, J., Voinov, A., Hill, M., Glynn, P., Whelan, G., Geller, G., Quinn, N., Blind, M., Peckham, S., Reaney, S., Gaber, N., Kennedy, R., Hughes, A., 2013. Integrated environmental modeling: a vision and roadmap for the future. *Environ. Model. Softw.* 39, 3e23.

Last, E.M., 2010. *City Water Balance, a New Scoping Tool for Integrated Urban Water Management Options*. University of Birmingham (Doctor of philosophy).

Lessard, P., Beron, P., and Briere, F. (1982). "Estimate of water quality in combined sewers: the Montreal experience." *First Int. Seminar on Urban Drainage System*, 367-375.

Lijklema, L., Tyson, J.M., Lesouef, A., 1993. Interactions between sewers, treatment plants and receiving waters in urban areas: a summary of the INTERURBA '92 workshop conclusions. *Water Sci. Technol.* 27 (12), 1e29.

Lindblom, E., Gernaey, K.V., Henze, M., Mikkelsen, P.S., 2006. Integrated modelling of two xenobiotic organic compounds. *Water Sci. Technol.* 54 (6e7), 213e221.

Linde-Jensen, J.J., 1993. Real time control in part of Copenhagen. *Water Sci. Technol.* 27 (12), 209e212.

Liu, Y., Gupta, H., Springer, E., Wagener, T., 2008. Linking science with environmental decision making: experiences from an integrated modeling approach to supporting sustainable water resources management. *Environ. Model. Softw.* 23, 846e858.

Lofrano, G., and Brown, J. Wastewater management through the ages: A history of mankind. *Science of the Total Environment*. Volume 408, Issue 22: 5254-5264. 2010.

Lund, J.R., Howitt, R.E., Medellin-Azuara, J., Jenkins, M.W., 2009. Water Management Lessons for California from Statewide Hydro-economic Modeling Using the CALVIN Model. University of California, Davis, CA.

Luoma S.N., Johns C. , Fisher N.S., Steinberg N.A., Oremland R.S., Reinfelder J. 1992. Determination of selenium bioavailability form particulate and solute pathway. *Environmental Science and Technology* 26: 485-491.

Makropoulos, C.K., Natsis, K., Liu, S., Mittas, K., Butler, D., 2008. Decision support for sustainable option selection in integrated urban water management. *Environ. Model. Softw.* 23, 1448e1460.

Malgrat Bregolat, P. (1995) .Control de la Contaminación Producida en Tiempos de Lluvia por las Descargas de Sistemas Unitarios de Alcantarillado. OP- Revista del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. N°33. Año 1995. España.

Mallin M.A., Cahoon L.B., Toothman B.R., Parsons D.C., Mclver M.R., Ortwine M.L., Harrington R.N. 2007. Impacts of a raw sewage spill on water and sediment quality in a urbanized estuary. *Marin Pollution Bulletin* 54: 81-88.

Marín, R., et al." Contribución de las aguas residuales domésticas a la carga total que accede a una EDAR municipal". *Tecnología del Agua* N° 246. 2004.

Marsalek, J., Barnwell, T.O., Geiger, W., Grottker, M., Huber, W.C., Saul, A.J., Schilling, W., Torno, H.C., 1993. Urban drainage systems: design and operation. *Water Sci. Technol.* 27 (12), 31e70.

Matott, L.S., Babendreier, J.E., Purucker, S.T., 2009. Evaluating uncertainty in inte- grated environmental models: a review of concepts and tools. *Water Resour. Res.* 45 (W06421), 1e14.

Mcintosh, B.S., Seaton, R.A.F., Jeffrey, P., 2007. Tools to think with? Towards un- derstanding the use of computer-based support tools in policy relevant research. *Environ. Model. Softw.* 22, 640e648.

Meiggs T.H.O. 1980. The use of sediments analysis in forensics investigations and procedural requirements for such studies. *Contaminants and sediments*. Vol 1. Baker (Ed.). Pp. 271-287.

Meirlaen, J., Huyghebaert, B., Sforzi, F., Benedetti, L., Vanrolleghem, P., 2001. Fast, simultaneous simulation of the integrated urban wastewater system using mechanistic surrogate models. *Water Sci. Technol.* 43 (7), 301e309.

Meirlaen, J., Van Assel, J., Vanrolleghem, P.A., 2002. Real time control of the inte- grated urban wastewater system using simultaneously simulating surrogate models. *Water Sci. Technol.* 45 (3), 109e116.

Metcalf & Eddy, INC. Ingeniería de Aguas Residuales: Tratamiento, Vertido y Depuración. Mc Graw Hill. Madrid. 1995.

Mitchell, G., 2005. Aquacycle User Guide. CRC for Catchment Hydrology, Melbourne.

Mitchell, V.G., 2004. Integrated Urban Water Management, a Review of Current Australian Practice. Urban Water Systems & Technologies. CSIRO.

Mitchell, V.G., Diaper, C., 2005. UVQ: a tool for assessing the water and contaminant balance impacts of urban development scenarios. Water Sci. Technol. 52 (12), 91e98.

Mitchell, V.G., Duncan, H., Inman, M., Rahilly, M., Stewart, J., Vieritz, A., Holt, P., Grant, A., Fletcher, T., Coleman, J., Shiroma, M., Sharma, A., Deletic, A., Breen, P., 2007. Integrated urban water modelling e past, present and future. In: Rain- water and Urban Design 2007, Joint 13th International Rainwater Catchment Systems Conference and the 5th International Water Sensitive Urban Design Conference. Sydney, Australia.

Mitchell, V.G., Mein, R.G., McMahon, T.A., 2001. Modelling the urban water cycle. Environ. Model. Softw. 16, 615e629.

Möderl, M., Kleidorfer, M., Sitzenfrei, R., Rauch, W., 2009. Identifying weak points of urban drainage systems by means of VulNetUD. Water Sci. Technol. 60 (10), 2507e2513.

Moglia, M., Perez, P., Burn, S., 2010. Modelling an urban water system on the edge of chaos. Environ. Model. Softw. 25 (12), 1528e1538.

Montserrat A. [et al.] Using data from monitoring combined sewer overflow to assess, improve, and maintain combined sewer systems [Journal] // Science of the Total Environment. - 2015. - pp. 1053-1061.

Moore, G.E., 1965. Cramming more components onto integrated circuits. Electronics 38 (8).

Morlock, S. E. (1996). "Evaluation of acoustic Doppler current profiler measurements of river discharge." Water Resources Investigations Report 95-4218. United States Geological Survey, Washington, DC.

Muschalla, D., Schütze, M., Schroeder, K., Bach, M., Blumensaat, F., Klepischewski, K., Pabst, M., Pressl, A., Schindler, N., Wiese, J., Gruber, G., 2008. The HSG guideline document for modelling integrated urban wastewater systems. In: 11th International Conference on Urban Drainage. Edinburgh, Scotland, UK.

Oller, M. *Perspectivas Actuales en el Saneamiento de las Aguas Residuales: Gestión Pública y Privada*. Tesis. Castellón, Universitat Jaume I. 2006.

Olsson, G., Jeppsson, U., 2006. Plant-wide control: dream, necessity or reality? *Water Sci. Technol.* 53 (3), 121e129.

OpenMI Association, 2010. OpenMI Association (Online). Available: <http://www.openmi.org/> (accessed 25.10.10.).

OpenWebAdm, 2013. FluidEarth Portal (Online). Available: <http://fluidearth.net/default.aspx> (accessed 22.11.13.).

Ostrowski, M., Schröter, K., 2004. Immission-oriented integrated modelling of urban, natural and agricultural areas. In: 6th International Conference on Urban Drainage Modelling. Dresden, Germany.

Pahl-Wostl, C., 2007. The implications of complexity for integrated resources management. *Environ. Model. Softw.* 22, 561e569.

Parker, P., Letcher, R., Jakeman, A., Beck, M.B., Harris, G., Argent, R.M., Hare, M., Pahl-Wostl, C., Voinov, A., Janssen, M., Sullivan, P., Scoccimarro, M., Friend, A., Sonnenshein, M., Barker, D., Matejicek, L., Odulaja, D., Deadman, P., Lim, K., Larocque, G., Tarikhi, P., Fletcher, C., Put, A., Maxwell, T., Charles, A., Breeze, H., Nakatani, N., Mudgal, S., Naito, W., Osidele, O., Eriksson, I., Kautsky, U., Kautsky, E., Naeslund, B., Kumblad, L., Park, R., Maltagliati, S., Girardin, P., Rizzoli, A., Mauriello, D., Hoch, R., Pelletier, D., Reilly, J., Olafsdottir, R., Bin, S., 2002. Progress in integrated assessment and modelling. *Environ. Model. Softw.* 17, 209e217.

Peters, C., Mühleck, R., Sieker, H., Jekel, M., 2006. Planning, modelling and assessing source control concepts on catchment scale. *Water Sci. Technol.* 52 (12), 63e71.

Pleau, M., Colas, H., Lavallee, P., Pelletier, G., Bonin, R., 2005. Global optimal real-time control of the Quebec urban drainage system. *Environ. Model. Softw.* 20, 401e413.

Poch, M., Comas, J., Rodríguez-Roda, I., Sanchez-Marre, M., Cortes, U., 2004. Designing and building real environmental decision support systems. *Environ. Model. Softw.* 19, 857e873.

Prepared, 2010. Prepared Enabling Change (Online). Available: <http://prepared-fp7.eu/> (accessed 26.09.12.).

Puertas J. and suárez J. y Anta, J *Gestión de aguas pluviales. Implicaciones en el diseño de los sistemas de saneamiento y drenaje urbano*. M98 [Book]. - Madrid : Publicaciones CEDEX, 2008.

R. Caponeto and G. De Francisci, "Ecological Materials and Technologies in Low Cost Building Systems – New Techniques for Clay Applied to the Types of Buildings for Housing". *International Journal for Housing Science and Its Applications*, vol. 37, n.º4, pp. 229–238, 2013.

Rauch, W., 2006. Editorial: groundbreaking papers in water research 1967e2006. *Water Res.* 40, 3149.

Rauch, W., Alderink, H., Krebs, P., Schilling, W., Vanrolleghem, P., 1998. Requirements for integrated wastewater models e driven by receiving water objectives. *Water Sci. Technol.* 38 (11), 97e104.

Rauch, W., Bach, P.M., Brown, R., Deletic, A., Ferguson, B., De Haan, J., Mccarthy, D.T., Kleidorfer, M., Tapper, N., Sitzenfrei, R., Urich, C., 2012. Modelling transition in urban drainage management. In: 9th International Conference on Urban Drainage Modelling. Belgrade, Serbia.

Rauch, W., Bertrand-Krajewski, J., Krebs, P., Mark, O., Schilling, W., Schütze, M., Vanrolleghem, P.A., 2002a. Deterministic modelling of integrated urban drainage systems. *Water Sci. Technol.* 45 (3), 81e94.

Rauch, W., Harremoës, P., 1999. Genetic algorithms in real time control applied to minimize transient pollution from urban wastewater systems. *Water Res.* 33 (5), 1265e1277.

Rauch, W., Krejci, V., Gujer, W., 2002b. REBEKA e a software tool for planning urban drainage on the basis of predicted impacts on receiving waters. *Urban Water* 4, 355e361.

Rauch, W., Seggelke, K., Brown, R., Krebs, P., 2005. Integrated approaches in urban storm drainage: where do we stand? *Environ. Manag.* 35 (4), 396e409.

Raudkivi, A.J. (1998). "Loose Boundary Hydraulics." Balkema, Rotterdam, Netherlands.

Refsgaard, J.C., Van der Sluijs, J.P., Højberg, A.L., Vanrolleghem, P.A., 2007. Uncertainty in the environmental modeling process e a framework and guidance. *Environ. Model. Softw.* 22, 1543e1556.

Reichert, P., Borchardt, D., Henze, M., Rauch, W., Shanahan, P., Somlyódy, L., Vanrolleghem, P., 2001. River water quality model no. 1 (RWQM1): II. Biochemical process equations. *Water Sci. Technol.* 43 (5), 11e30.

Reußner, F., Alex, J., Bach, M., Schütze, M., Muschalla, D., 2009. Basin-wide inte- grated modelling via OpenMI considering multiple urban catchments. *Water Sci. Technol.* 60 (5), 1241e1248.

Reußner, F., Muschalla, D., Alex, J., Bach, M., Schütze, M., 2008. OpenMI based Basin wide integrated modelling considering multiple urban areas. In: 11th International Conference on Urban Drainage, Edinburgh, Scotland, UK.

Rietveld, L.C., Van der Helm, A.W.C., Van Schagen, K.M., Van der Aa, L.T.J., 2010. Good modelling practice in drinking water treatment, applied to Weesperkarspel plant of Waternet. *Environ. Model. Softw.* 25, 661e669.

Rossman, L. (2004). "Storm water management model user's manual version 5.0." Office of research and development, U.S. Environmental Protection Agency Cincinnati, OH.

Rossman, L.A., 2000. In: Laboratory, N.R.M.R. (Ed.), EPANET 2 User Manual. US Environmental Protection Agency, Cincinnati, Ohio.

Rossman, L.A., 2004. In: Laboratory, N.R.R. (Ed.), StormWater Management Model user's Manual Version 5.0. US Environmental Protection Agency, Cincinnati, Ohio.

Rouse, H. (1937). "Modern conceptions of the mechanics of fluid turbulence." *Trans., ASCE*, 102, 463-543.

Schellart, A.N.A., Tait, S.J., Ashley, R.M., 2010. Towards quantification of uncertainty in predicting water quality failures in integrated catchment model studies. *Water Res.* 44, 3893e3904.

Schilling, W., Andersson, B., Nyberg, U., Aspergren, H., Rauch, W., Harremoës, P., 1996. Real time control of wastewater systems. *J. Hydraul. Res.* 34 (6), 785e797.

Schindler, N., Tränckner, J., Krebs, P., 2010. Extreme value statistics for river quality simulations. *Water Sci. Technol.* 61 (2), 397e406.

Schlutter, F. (1999). "Numerical modelling of sediment transport in combined sewer system." thesis, presented to Aalborg University, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.

Schmitt, T.G., Huber, W.C., 2006. The scope of integrated modelling: system boundaries, sub-systems, scales and disciplines. *Water Sci. Technol.* 54 (6), 405e413.

Schneider Electric, 2012. Aquis Water Network Management User Guide Version 5.0 (Denmark).

Schulze, F.H., Wolf, H., Jansen, H.W., Van de Veer, P., 2005. Applications of artificial neural networks in integrated water management: fiction or future? *Water Sci. Technol.* 52 (9), 21e31.

Schütze, M., Alex, J., 2004. Suitable integrated modelling e based on simplified models. In: 6th International Conference on Urban Drainage Modelling. Dres- den, Germany.

Schütze, M., Butler, D., Beck, M.B., 1999. Optimisation and control strategies for the urban wastewater system e an integrated approach. *Water Sci. Technol.* 39 (9), 209e216.

Seggelke, K., Rosenwinkel, K.-H., 2002. Online-simulation of the WWTP to minimise the total emission of WWTP and sewer system. *Water Sci. Technol.* 45 (3), 101e108.

Seggelke, K., Rosenwinkel, K.-H., Vanrolleghem, P.A., Krebs, P., 2005. Integrated operation of sewer system and WWTP by simulation-based control of the WWTP inflow. *Water Sci. Technol.* 52 (5), 195e203.

Seppelt, R., Müller, F., Schröder, B., Volk, M., 2009. Challenges of simulating complex environmental systems at the landscape scale: a controversial dialogue be- tween two cups of espresso. *Ecol. Model.* 220, 3481e3489.

Shanahan, P., Borchardt, D., Henze, M., Rauch, W., Reichert, P., Somlyódy, L., Vanrolleghem, P., 2001. River water quality model no. 1 (RWQM1): I. Modelling approach. *Water Sci. Technol.* 43 (5), 1e9.

Shea D. 1998. Developing national sediment quality criteria. *Environmental Science and Technology* 22: 1256-1281.

Singh, K.P., Malika, A., Mohana, D., Sinhab, S., Singh, V.K. Chemometric data analysis of pollutants in wastewater- a case study. *Analytica Chimica Acta*, Volume 532, pp: 15–25. 2005.

Sitzenfrei, R., Fach, S., Kinzel, H., Rauch, W., 2010. A multi-layer cellular automata approach for algorithmic generation of virtual case studies: VIBe. *Water Sci. Technol.* 61 (1), 37e45.

Sitzenfrei, R., Mair, M., Möderl, M., Rauch, W., 2011. Cascade vulnerability for risk analysis of water infrastructure. *Water Sci. Technol.* 64 (9), 1885e1891.

Southard, J. 12.090 Introduction to Fluid Motions, Sediment Transport, and Current-Generated Sedimentary Structures. Fall 2006. Massachusetts Institute of Technology: MIT OpenCourseWare, <https://ocw.mit.edu>. License: Creative Commons BY-NC-SA.

Sutter, H., 2005. The free lunch is over: a fundamental turn toward concurrency in software. *Dr. Dobb's J.* 30 (3), 202e210.

Takacs, I., Patry, G.G., Nolasco, D., 1991. A dynamic model of the clarification- thickening process. *Water Res.* 25 (10), 1263e1271.

Tränckner, J., Franz, T., Seggelke, K., Krebs, P., 2007. Dynamic optimisation of WWTP inflow to reduce total emission. *Water Sci. Technol.* 56 (10), 11e18.

Tyson, J.M., Guarino, C.F., Best, H.J., Tanaka, K., 1993. Management and institutional aspects. *Water Sci. Technol.* 27 (12), 159e172.

United Nations, 2010. Millennium Development Goals [Online]. United Nations. Available: <http://www.un.org/millenniumgoals/> (accessed 27.09.12.).

United States Environmental Protection Agency, 2002. Clean Water Act.

Urich, C., Bach, P.M., Sitzenfrei, R., Kleidorfer, M., Mccarthy, D.T., Deletic, A., Rauch, W., 2013. Modelling cities and water infrastructure dynamics. *Eng. Sustain.* 166 (ES5), 301e308.

Van De Meene, S., 2008. Institutional capacity attributes of sustainable urban water management: the case of Sydney, Australia. In: 11th International Conference on Urban Drainage (11ICUD) (Edinburgh, Scotland, UK).

Van Der Helm, A.W.C., Rietveld, L.C., 2002. Modelling of drinking water treatment processes within the Stimela environment. *Water Sci. Technol. Water Supply* 2 (1), 87e93.

van Rijn L.C. (1984). "Sediment transport, part II : suspended load transport." *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(11), 1613-1641.

Vanhooren, H., Meirlaen, J., Amerlinck, Y., Claeys, F., Vangheluwe, H., Vanrolleghem, P.A., 2003. WEST: modelling biological wastewater treatment. *J. Hydroinform.* 5 (1), 27e50.

Vanrolleghem, P., Borchardt, D., Henze, M., Rauch, W., Reichert, P., Shanahan, P., Somlyódy, L., 2001. River water quality model no. 1 (RWQM1): III. Biochemical submodel selection. *Water Sci. Technol.* 43 (5), 31e40.

Vanrolleghem, P., Fronteau, C., Bauwens, W., 1996a. Evaluation of design and operation of the sewage transport and treatment system by an EQO/EQS based analysis of the receiving water immission characteristics. In: Proceedings WEF Speciality Conference on Urban Wet Weather Pollution: Controlling Sewer Overflows and Stormwater Runoff. Quebec City, Canada.

Vanrolleghem, P.A., Benedetti, L., Meirlaen, J., 2005a. Modelling and real-time control of the integrated urban wastewater system. *Environ. Model. Softw.* 20, 427e442.

-
- Vanrolleghem, P.A., Jeppsson, U., Carstensen, J., Carlsson, B., Olsson, G., 1996b. Integration of wastewater treatment plant design and operation e a systematic approach using cost functions. *Water Sci. Technol.* 34 (3e4), 159e171.
- Vanrolleghem, P.A., Rosen, C., Zaher, U., Copp, J., Benedetti, L., Ayesa, E., Jeppsson, U., 2005b. Continuity-based interfacing of models for wastewater systems described by Petersen matrices. *Water Sci. Technol.* 52 (1e2), 493e500.
- Vanrolleghem, P.A., Schilling, W., Rauch, W., Krebs, P., Alderink, H., 1999. Setting up measuring campaigns for integrated wastewater modelling. *Water Sci. Technol.* 39 (4), 257e268.
- Verbanck, M. A., Ashley, R. M., and Bachoc, A. (1994). "International Workshop on the origin, occurrence and behavior of sediments in sewer systems: summary of conclusion." *Water Research* 28(1), 187-194.
- Verbanck, M., Ashkey, R. and Bachoc, A. International Workshop on origin, occurrence and behaviour of sediments in sewer systems: Summary of conclusions. *Water Research*. Volume 28; N° 1, pp.: 187-194. 1994.
- Verbeek, W., Pathirana, A., Mudenda, S.M.H., Brdjanovic, D., 2012. Application of urban growth model to project slum development and its implications on water supply and sanitation planning. In: 9th International Conference on Urban Drainage Modelling. Belgrade, Serbia.
- Vezzaro, L., Ledin, A., Mikkelsen, P.S., 2012. Integrated modelling of priority pol- lutants in stormwater systems. *Phys. Chem. Earth* 42-44, 42e51.
- Vlachos, E., Braga, B. (Eds.), 2001. *The Challenge of Urban Water Management*. IWA Publishing, Cornwall.
- Vojinovic, Z., Kecman, V., Babovic, V., 2003. Hybrid approach for modeling wet weather response in wastewater systems. *J. Water Resour. Plan. Manag.* 129 (6), 511e521.
- Vojinovic, Z., Seyoum, S.D., 2008. Integrated urban water systems modelling with a simplified surrogate modular approach. In: 11th International Conference on Urban Drainage. Edinburgh, Scotland, UK.
- Wagener, T., Wheeler, H.S., Gupta, H.V., 2004. *Rainfall-runoff Modelling in Gauged and Ungauged Catchments*. Imperial College Press, London.
- Walker, W.E., Harremoës, P., Rotmans, J., Van Der Sluijs, J.P., Van Asselt, M.B.A., Janssen, P., Kraye Von Krauss, M.P., 2003. Defining uncertainty, a conceptual basis for uncertainty management in model-based decision support. *Integr. Assess.* 4 (1), 5e17.

Ward, S., Farmani, R., Atkinson, S., Butler, D., Hargreaves, A., Cheng, V., Denman, S., Echenique, M., 2012. Towards an integrated modeling framework for sustainable urban development. In: 9th International Conference on Urban Drainage Modeling (9UDM). Belgrade, Serbia.

Wiese, J., Simon, J., Schmitt, T.G., 2005. Integrated real-time control for a sequencing batch reactor plant and a combined sewer system. *Water Sci. Technol.* 52 (5), 179e186.

Willems, P., 2006. Random number generator or sewer water quality model? *Water Sci. Technol.* 54 (6), 387e394.

Wong, T.H.F., Brown, R.R., 2009. The water sensitive city: principles for practice. *Water Sci. Technol.* 60 (3), 673e682.

Anexos

Documentación adicional

- I. Informe de Estado del Proyecto de simulación
- II. Plano de situación de ensayos de campo
- III. Paper publicado: INFLUENCE OF RUNOFF ON URBAN WASTEWATER. THE HUELVA CASE. 41st IAHS WORLD CONGRESS Sustainability and Innovation for the Future 13-16th September, 2016, Albufeira, Algarve, Portugal, ISBN: 978-989-98949-4-5

I. Informe de Estado del Proyecto de simulación

STORM WATER MANAGEMENT MODEL - VERSION 5.0 vE (Build 5.0.018 vE)
 Traducido por el Grupo Multidisciplinar de Modelación de Fluidos
 Universidad Politécnica de Valencia

 NOTA: El resumen estadístico mostrado en este informe se basa en los resultados obtenidos en todos los intervalos de cálculo, no sólo en los intervalos registrados en el informe.

 Opciones de Análisis

 Unidades de Caudal CMS
 Modelos utilizados:
 Lluvia/Escorrentía SI
 Deshielo de Nieve NO
 Flujo Subterráneo NO
 Cálculo Hidráulico SI
 Permitir Estancamiento . NO
 Calidad del Agua SI
 Método de Infiltración HORTON
 Método de Cálculo Hidráulico DYNWAVE
 Fecha de Comienzo OCT-10-2016 00:00:00
 Fecha de Finalización OCT-11-2016 23:00:00
 Días Previos sin Lluvia 0.0
 Report Time Step 00:15:00
 Intervalo para Tiempo de Lluvia . 00:05:00
 Intervalo para Tiempo Seco 01:00:00
 Intervalo de Cálculo Hidráulico . 15.00 s

 Resumen de Elementos

 Número de Pluviómetros 1
 Número de Subcuencas 19
 Número de Nodos 27
 Número de Líneas 26
 Número de Contaminantes ... 1
 Número de Usos del Suelo .. 1

 Resumen de Contaminantes

Name	Units	Ppt. Concen.	GW Concen.	Kdecay 1/days	CoPollutant
TSS	MG/L	834.34	0.00	0.00	

 Resumen de Usos del Suelo

Nombre	Intervalo Barrido	Máx.Cant. Retirada	Último Barrido
RESIDENCIAL	0.00	0.00	0.00

 Resumen de lluvias

Nombre	Origen de datos	Tipo Datos	Intervalo Registro
Lluvial	LLUVIAL	INTENSITY	15 min.

 Resumen de Subcuencas
 INMACULADA SALVADOR CRESPO

MAYO 2017

Nombre	Area	Ancho	%Imperm.	%Pend.	Pluviómetro	Pto.Descarga
C-1	0.17	28.86	25.00	0.5000	Lluvial	N-11
C-2	0.16	23.53	25.00	0.5000	Lluvial	N-1
C-3	0.17	30.11	25.00	0.5000	Lluvial	N-7
C-4	0.20	27.61	25.00	0.5000	Lluvial	N-10
C-5	0.17	24.42	25.00	0.5000	Lluvial	N-2
C-6	0.07	16.11	25.00	0.5000	Lluvial	N-3
C-7	0.07	17.42	25.00	0.5000	Lluvial	N-6
C-8	0.46	42.14	25.00	0.5000	Lluvial	N-5
C-9	0.10	23.27	25.00	0.5000	Lluvial	N-23
C-10	0.34	34.64	25.00	0.5000	Lluvial	N-12
C-11	0.34	52.63	25.00	0.5000	Lluvial	N-15
C-12	0.30	46.15	25.00	0.5000	Lluvial	N-21
C-13	0.30	38.05	25.00	0.5000	Lluvial	N-20
C-14	0.57	56.84	25.00	0.5000	Lluvial	N-9
C-15	0.32	35.67	25.00	0.5000	Lluvial	N-8
C-16	0.28	42.06	25.00	0.5000	Lluvial	N-14
C-17	0.28	38.06	25.00	0.5000	Lluvial	N-16
C-18	0.28	48.26	25.00	0.5000	Lluvial	N-18
C-19	0.28	38.06	25.00	0.5000	Lluvial	N-19

Resumen de Nudos

Nombre	Tipo	Cota de Fondo	Prof. Máxima	Area Inun.	Aportes Externos
N-1	JUNCTION	10.71	2.00	0.0	Yes
N-10	JUNCTION	11.47	2.00	0.0	Yes
N-11	JUNCTION	11.61	2.00	0.0	Yes
N-12	JUNCTION	9.91	2.00	0.0	Yes
N-13	JUNCTION	10.67	2.00	0.0	
N-14	JUNCTION	10.45	2.00	0.0	Yes
N-15	JUNCTION	10.20	2.00	0.0	Yes
N-16	JUNCTION	10.08	2.00	0.0	Yes
N-17	JUNCTION	10.02	2.00	0.0	
N-18	JUNCTION	9.99	2.00	0.0	Yes
N-19	JUNCTION	9.92	2.00	0.0	Yes
N-2	JUNCTION	10.49	2.00	0.0	Yes
N-20	JUNCTION	9.93	2.00	0.0	Yes
N-21	JUNCTION	9.13	2.15	0.0	Yes
N-22	JUNCTION	9.26	2.00	0.0	
N-23	JUNCTION	9.31	2.15	0.0	Yes
N-3	JUNCTION	10.20	2.00	0.0	Yes
N-4	JUNCTION	10.14	2.00	0.0	
N-5	JUNCTION	9.65	2.00	0.0	Yes
N-6	JUNCTION	10.43	2.00	0.0	Yes
N-7	JUNCTION	10.65	2.00	0.0	Yes
N-8	JUNCTION	10.73	2.00	0.0	Yes
N-9	JUNCTION	11.33	2.00	0.0	Yes
N-31	JUNCTION	10.07	2.00	0.0	
N-32	JUNCTION	9.62	2.00	0.0	
N-33	JUNCTION	9.55	2.00	0.0	
N-24	OUTFALL	9.38	1.20	0.0	

Resumen de Líneas

Nombre	Nudo Inicial	Nudo Final	Tipo	Longitud	%Pdte.	Rugosidad
L-1	N-1	N-2	CONDUIT	28.2	0.7799	0.0150
L-2	N-2	N-3	CONDUIT	32.8	0.8846	0.0150
L-3	N-3	N-4	CONDUIT	8.8	0.6842	0.0150
L-4	N-4	N-5	CONDUIT	30.2	1.6211	0.0150
L-5	N-5	N-22	CONDUIT	39.1	0.9986	0.0150
L-6	N-11	N-10	CONDUIT	6.4	2.1925	0.0150
L-7	N-10	N-9	CONDUIT	6.9	2.0300	0.0150
L-8	N-9	N-8	CONDUIT	37.5	1.5981	0.0150
L-9	N-8	N-7	CONDUIT	38.1	0.2099	0.0150
L-10	N-7	N-6	CONDUIT	29.2	0.7537	0.0150
L-11	N-6	N-4	CONDUIT	37.4	0.7765	0.0150
L-12	N-23	N-22	CONDUIT	21.8	0.2294	0.0090
L-13	N-24	N-23	CONDUIT	9.6	0.7284	0.0090

L-14	N-13	N-14	CONDUIT	16.9	1.3057	0.0090
L-15	N-14	N-15	CONDUIT	19.2	1.3015	0.0090
L-16	N-15	N-16	CONDUIT	24.5	0.4894	0.0090
L-17	N-16	N-17	CONDUIT	11.0	0.5450	0.0090
L-18	N-17	N-18	CONDUIT	19.9	0.1508	0.0090
L-19	N-18	N-19	CONDUIT	42.7	0.1640	0.0090
L-20	N-20	N-19	CONDUIT	34.3	0.0291	0.0090
L-21	N-20	N-21	CONDUIT	19.0	4.2120	0.0090
L-22	N-22	N-21	CONDUIT	12.1	1.0771	0.0090
L-23	N-31	N-12	CONDUIT	34.2	0.4676	0.0150
L-24	N-31	N-32	CONDUIT	24.4	1.8446	0.0150
L-25	N-32	N-33	CONDUIT	13.5	0.5179	0.0090
L-26	N-20	N-33	CONDUIT	6.3	6.0524	0.0090

Resumen de Secciones Transversales

Conducto	Forma Geom.	Nivel Lleno	Area Lleno	Rad. Hid.	Ancho Máximo	Nº de Tramos	Caudal Lleno
L-1	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	1	0.16
L-2	CIRCULAR	0.50	0.20	0.12	0.50	1	0.31
L-3	CIRCULAR	0.50	0.20	0.12	0.50	1	0.27
L-4	CIRCULAR	0.50	0.20	0.12	0.50	1	0.42
L-5	CIRCULAR	0.50	0.20	0.12	0.50	1	0.33
L-6	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	1	0.27
L-7	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	1	0.26
L-8	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	1	0.23
L-9	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	1	0.08
L-10	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	1	0.16
L-11	CIRCULAR	0.40	0.13	0.10	0.40	1	0.16
L-12	CIRCULAR	1.20	1.13	0.30	1.20	1	2.70
L-13	CIRCULAR	1.20	1.13	0.30	1.20	1	4.81
L-14	CIRCULAR	1.00	0.79	0.25	1.00	1	3.96
L-15	CIRCULAR	1.00	0.79	0.25	1.00	1	3.95
L-16	CIRCULAR	1.00	0.79	0.25	1.00	1	2.42
L-17	CIRCULAR	1.00	0.79	0.25	1.00	1	2.56
L-18	CIRCULAR	1.00	0.79	0.25	1.00	1	1.34
L-19	CIRCULAR	1.00	0.79	0.25	1.00	1	1.40
L-20	CIRCULAR	1.00	0.79	0.25	1.00	1	0.59
L-21	CIRCULAR	1.00	0.79	0.25	1.00	1	7.11
L-22	CIRCULAR	1.00	0.79	0.25	1.00	1	3.59
L-23	CIRCULAR	0.60	0.28	0.15	0.60	1	0.36
L-24	CIRCULAR	0.70	0.38	0.17	0.70	1	1.09
L-25	CIRCULAR	0.80	0.50	0.20	0.80	1	1.37
L-26	CIRCULAR	0.80	0.50	0.20	0.80	1	4.70

Errores de Continuidad

	Volumen ha·m	Altura mm
Escorrentía Superficial		
Precipitación Total	0.095	19.490
Pérdidas Evaporación	0.000	0.000
Pérdidas Infiltración	0.071	14.617
Escorrentía Superficial	0.024	4.871
Almacen. Final en Sup.	0.000	0.009
% Error Continuidad	-0.039	

	TSS kg
Calidad de la Escorrentía	
Acumulación Inicial	0.000
Acumulación en Sup.	16.472
Sedimentación	790.303
Eliminación Limpieza	0.000
Elim. Buenas Prácticas	0.000
Escorrentía Superficial	197.355
Acumulación Restante	16.848
% Error Continuidad	0.336

```

*****
Cálculo Hidráulico
*****
Volumen          Volumen
ha·m             10^3 m3
-----
Aporte Tiempo Seco ..... 3.757 37.568
Aporte Tiempo Lluvia .... 0.024 0.237
Aporte Ag. Subterránea ... 0.000 0.000
Aportes dep. Lluvia ..... 0.000 0.000
Aportes Externos ..... 0.000 0.000
Descargas Externas ..... 3.775 37.751
Descargas Internas ..... 0.000 0.000
Perdidas Almacenamiento .. 0.000 0.000
Vol. Almacenado Inicial .. 0.000 0.000
Vol. Almacenado Final .... 0.005 0.049
% Error Continuidad ..... 0.011
    
```

```

*****
Cálculos calidad del agua
*****
TSS
kg
-----
Aporte Tiempo Seco ..... 4.821
Aporte Tiempo Lluvia .... 197.338
Aporte Ag. Subterránea ... 0.000
Aportes dep. Lluvia ..... 0.000
Aportes Externos ..... 0.000
Inundación Interna ..... 0.000
Descargas al Exterior .... 202.913
Masa reaccionada ..... 0.000
Masa almacenada Inicial .. 0.000
Masa almacenada Final .... 0.006
% Error Continuidad ..... -0.376
    
```

```

*****
Incremento de Tiempo de Elementos Críticos
*****
Línea L-13 (49.13%)
Línea L-7 (37.46%)
Línea L-3 (6.20%)
Línea L-4 (3.83%)
Línea L-12 (3.37%)
    
```

```

*****
Máximos Índices de Inestabilidad
*****
Línea L-26 (6)
Línea L-22 (6)
Línea L-25 (6)
Línea L-21 (6)
Línea L-12 (6)
    
```

```

*****
Resumen de Intervalo de Cálculo Hidráulico
*****
Intervalo de Cálculo Mínimo : 2.28 seg
Intervalo de Cálculo Medio : 3.44 seg
Intervalo de Cálculo Máximo : 15.00 seg
Porcentaje en Reg. Permanente : 0.00
Nº medio iteraciones por instante : 2.03
    
```

```

*****
Resumen de Escorrentía en Subcuencas
*****
    
```

Subcuenca	Precip Total mm	Aporte Total mm	Evap Total mm	Infil Total mm	Escor. Total mm	Escor. Total 10^6 ltr	Escor. Punta CMS	Coef. Escor.
C-1	19.490	0.000	0.000	14.618	4.871	0.008	0.002	0.250
C-2	19.490	0.000	0.000	14.618	4.871	0.008	0.002	0.250
C-3	19.490	0.000	0.000	14.618	4.871	0.008	0.002	0.250
C-4	19.490	0.000	0.000	14.618	4.871	0.010	0.002	0.250
C-5	19.490	0.000	0.000	14.618	4.871	0.008	0.002	0.250
C-6	19.490	0.000	0.000	14.618	4.871	0.003	0.001	0.250

C-7	19.490	0.000	0.000	14.618	4.871	0.003	0.001	0.250
C-8	19.490	0.000	0.000	14.618	4.870	0.022	0.004	0.250
C-9	19.490	0.000	0.000	14.618	4.871	0.005	0.001	0.250
C-10	19.490	0.000	0.000	14.618	4.870	0.017	0.003	0.250
C-11	19.490	0.000	0.000	14.618	4.871	0.017	0.003	0.250
C-12	19.490	0.000	0.000	14.618	4.871	0.015	0.003	0.250
C-13	19.490	0.000	0.000	14.618	4.871	0.015	0.003	0.250
C-14	19.490	0.000	0.000	14.618	4.870	0.028	0.006	0.250
C-15	19.490	0.000	0.000	14.618	4.871	0.016	0.003	0.250
C-16	19.490	0.000	0.000	14.618	4.871	0.014	0.003	0.250
C-17	19.490	0.000	0.000	14.618	4.871	0.014	0.003	0.250
C-18	19.490	0.000	0.000	14.618	4.871	0.014	0.003	0.250
C-19	19.490	0.000	0.000	14.618	4.871	0.014	0.003	0.250

Sistema	19.490	0.000	0.000	14.618	4.871	0.237	0.047	0.250

Resumen de Arrastre en Subcuencas

Subcuenca	TSS kg
C-1	6.903
C-2	6.496
C-3	6.903
C-4	8.120
C-5	6.902
C-6	2.841
C-7	2.841
C-8	18.680
C-9	4.060
C-10	13.806
C-11	13.809
C-12	12.184
C-13	12.182
C-14	23.151
C-15	12.994
C-16	11.371
C-17	11.370
C-18	11.372
C-19	11.370

Sistema	197.355

Resumen de Nivel en Nudos

Nudo	Tipo	Nivel Medio Metros	Nivel Máximo Metros	Altura Máxima Metros	Instante Nivel Máx. días hr:min
N-1	JUNCTION	0.06	0.07	10.78	1 13:05
N-10	JUNCTION	0.07	0.09	11.56	1 13:00
N-11	JUNCTION	0.05	0.06	11.67	1 13:00
N-12	JUNCTION	0.25	0.27	10.18	1 13:12
N-13	JUNCTION	0.00	0.00	10.67	0 00:00
N-14	JUNCTION	0.04	0.05	10.50	1 13:03
N-15	JUNCTION	0.08	0.10	10.30	1 13:00
N-16	JUNCTION	0.10	0.12	10.20	1 13:01
N-17	JUNCTION	0.13	0.16	10.18	1 13:01
N-18	JUNCTION	0.14	0.17	10.16	1 13:01
N-19	JUNCTION	0.19	0.22	10.14	1 13:02
N-2	JUNCTION	0.08	0.09	10.58	1 13:08
N-20	JUNCTION	0.08	0.10	10.03	1 13:03
N-21	JUNCTION	0.51	0.55	9.68	1 13:03
N-22	JUNCTION	0.37	0.42	9.68	1 13:03
N-23	JUNCTION	0.28	0.32	9.63	1 13:03
N-3	JUNCTION	0.10	0.13	10.33	1 13:04
N-4	JUNCTION	0.16	0.19	10.33	1 13:05
N-5	JUNCTION	0.21	0.25	9.90	1 13:05
N-6	JUNCTION	0.20	0.24	10.67	1 13:08

N-7	JUNCTION	0.19	0.23	10.88	1	13:10
N-8	JUNCTION	0.25	0.31	11.04	1	13:10
N-9	JUNCTION	0.12	0.15	11.48	1	13:03
N-31	JUNCTION	0.06	0.07	10.14	1	13:12
N-32	JUNCTION	0.40	0.41	10.03	1	13:03
N-33	JUNCTION	0.47	0.48	10.03	1	13:03
N-24	OUTFALL	0.18	0.22	9.60	1	13:03

 Resumen de Aportes en Nudos

Nudo	Tipo	Aporte Lateral Máximo CMS	Aporte Total Máximo CMS	Instante de Aporte Máximo días hr:min	Volumen Aporte Lateral 10^6 ltr	Volumen Aporte Total 10^6 ltr
N-1	JUNCTION	0.011	0.011	1 13:00	1.266	1.266
N-10	JUNCTION	0.014	0.026	1 13:00	1.559	2.849
N-11	JUNCTION	0.012	0.012	1 13:00	1.290	1.290
N-12	JUNCTION	0.024	0.024	1 13:00	2.620	2.620
N-13	JUNCTION	0.000	0.000	0 00:00	0.000	0.000
N-14	JUNCTION	0.020	0.020	1 13:00	2.174	2.174
N-15	JUNCTION	0.024	0.043	1 13:03	2.620	4.794
N-16	JUNCTION	0.020	0.063	1 13:01	2.174	6.968
N-17	JUNCTION	0.000	0.064	1 13:01	0.000	6.967
N-18	JUNCTION	0.020	0.084	1 13:01	2.174	9.140
N-19	JUNCTION	0.020	0.103	1 13:02	2.174	11.312
N-2	JUNCTION	0.012	0.023	1 13:05	1.293	2.559
N-20	JUNCTION	0.021	0.148	1 13:03	2.353	16.278
N-21	JUNCTION	0.021	0.169	1 13:03	2.353	18.625
N-22	JUNCTION	0.000	0.334	1 13:03	0.000	36.945
N-23	JUNCTION	0.007	0.343	1 13:03	0.818	37.754
N-3	JUNCTION	0.005	0.028	1 13:08	0.515	3.073
N-4	JUNCTION	0.000	0.133	1 13:03	0.000	14.753
N-5	JUNCTION	0.032	0.165	1 13:05	3.579	18.330
N-6	JUNCTION	0.005	0.105	1 13:10	0.515	11.683
N-7	JUNCTION	0.012	0.100	1 13:11	1.350	11.170
N-8	JUNCTION	0.022	0.088	1 13:03	2.499	9.823
N-9	JUNCTION	0.040	0.066	1 13:00	4.476	7.325
N-31	JUNCTION	0.000	0.024	1 13:12	0.000	2.618
N-32	JUNCTION	0.000	0.034	0 00:04	0.000	2.621
N-33	JUNCTION	0.000	0.042	0 00:03	0.000	2.622
N-24	OUTFALL	0.000	0.343	1 13:03	0.000	37.751

 Resumen de Sobrecarga en Nudos

No hay ningún nudo en carga.

 Resumen de Inundación en Nudos

No hay inundación en ningún nudo.

 Resumen de Vertidos

Nudo de Vertido	Frec. Vertido % Porc.	Caudal Medio CMS	Caudal Máximo CMS	Volumen Total 10^6 ltr	Total TSS kg
N-24	99.93	0.249	0.343	37.751	202.804
Sistema	99.93	0.249	0.343	37.751	202.804

Resumen de Caudal en Líneas

Línea	Tipo	Caudal Máximo CMS	Instante Caudal Máx días hr:min	Veloc. Máxima m/sec	Caudal Máx/ Lleno	Nivel Máx/ Lleno
L-1	CONDUIT	0.011	1 13:05	0.71	0.07	0.21
L-2	CONDUIT	0.023	1 13:08	0.75	0.07	0.23
L-3	CONDUIT	0.028	1 13:03	0.86	0.10	0.33
L-4	CONDUIT	0.133	1 13:05	1.60	0.32	0.44
L-5	CONDUIT	0.165	1 13:05	1.43	0.50	0.67
L-6	CONDUIT	0.012	1 13:00	0.77	0.04	0.18
L-7	CONDUIT	0.026	1 13:00	0.86	0.10	0.29
L-8	CONDUIT	0.066	1 13:03	1.54	0.29	0.57
L-9	CONDUIT	0.088	1 13:11	0.98	1.07	0.68
L-10	CONDUIT	0.100	1 13:10	1.31	0.64	0.59
L-11	CONDUIT	0.105	1 13:08	1.53	0.66	0.54
L-12	CONDUIT	0.335	1 13:03	1.15	0.12	0.31
L-13	CONDUIT	0.343	1 13:03	1.83	0.07	0.22
L-14	CONDUIT	0.000	0 00:00	0.00	0.00	0.03
L-15	CONDUIT	0.020	1 13:03	1.43	0.00	0.07
L-16	CONDUIT	0.044	1 13:01	0.95	0.02	0.11
L-17	CONDUIT	0.064	1 13:01	1.27	0.02	0.14
L-18	CONDUIT	0.064	1 13:01	0.76	0.05	0.17
L-19	CONDUIT	0.083	1 13:02	0.78	0.06	0.19
L-20	CONDUIT	0.104	1 13:02	1.31	0.18	0.16
L-21	CONDUIT	0.148	1 13:03	0.66	0.02	0.33
L-22	CONDUIT	0.170	1 13:03	0.45	0.05	0.49
L-23	CONDUIT	0.024	1 13:12	0.35	0.06	0.29
L-24	CONDUIT	0.024	1 13:12	0.31	0.02	0.35
L-25	CONDUIT	0.040	0 00:05	0.34	0.03	0.56
L-26	CONDUIT	0.042	0 00:03	1.12	0.01	0.36

Resumen de Tipo de Flujo

Conducto	Longitud Ajustada /Real	- Fracción de Tiempo en Tipo de Flujo -				Número Froude Medio	Variac Media Caudal		
		Seco Todo Ini.	(Caudal 0) Final Crít.	Sub- Super Crít. Crít.	Crítico Ini. Final				
L-1	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.80	0.0000
L-2	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.87	0.0000
L-3	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50	0.0000
L-4	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.24	0.0000
L-5	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.65	0.0000
L-6	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.09	0.0000
L-7	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.93	0.0000
L-8	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.68	0.0000
L-9	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.67	0.0001
L-10	1.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.00	0.99	0.0001
L-11	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.20	0.0001
L-12	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.63	0.0000
L-13	1.00	0.00	0.00	0.00	0.04	0.96	0.00	1.25	0.0000
L-14	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000
L-15	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.10	0.0000
L-16	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.11	0.0000
L-17	1.00	0.00	0.00	0.00	0.86	0.14	0.00	0.99	0.0000
L-18	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.72	0.0000
L-19	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.65	0.0000
L-20	1.00	0.00	0.00	0.00	0.03	0.97	0.00	1.17	0.0000
L-21	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.37	0.0000
L-22	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.20	0.0000
L-23	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.28	0.0000
L-24	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.12	0.0000
L-25	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.03	0.0001
L-26	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.08	0.0000

Resumen de Sobrecarga de Conductos

```

-----
Conduit          ----- Horas Lleno -----      Horas      Horas
                  Ambos Ext  Ext.Ini.  Ext.Fin.  Q > Q unif.  Capacidad
-----
L-9                0.01      0.01      0.01      3.99          0.01
    
```

```

Instante de inicio del análisis:      Sun May 14 02:33:27 2017
Instante de finalización del análisis: Sun May 14 02:33:30 2017
Tiempo total transcurrido:           00:00:03
    
```

II. Plano de situación de ensayos de campo

-
- III. Paper publicado: INFLUENCE OF RUNOFF ON URBAN WASTEWATER. THE HUELVA CASE. 41st IAHS WORLD CONGRESS Sustainability and Innovation for the Future 13-16th September, 2016, Albufeira, Algarve, Portugal, ISBN: 978-989-98949-4-5**

Anexos : documentación adicional

III. Paper publicado: INFLUENCE OF RUNOFF ON URBAN WASTEWATER. THE HUELVA CASE. 41st IAHS WORLD CONGRESS Sustainability and Innovation for the Future 13-16th September, 2016, Albufeira, Algarve, Portugal, ISBN: 978-989-98949-4-5

Debido a restricciones relativas a derechos de autor, el trabajo científico arriba reseñado ha sido retirado de la tesis.