

**TRABAJO DE FIN DE MÁSTER**  
MÁSTER EN INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

**PROPUESTA DE ACTUACIONES EN LAS CUENCAS VERTIENTES AL COLECTOR  
SUR RAMAL EXTERIOR (VALENCIA) PARA EL CONTROL DE VERTIDOS EN  
TIEMPO DE LLUVIA**

---

CURSO 2017-2018  
NOVIEMBRE 2017

**AUTOR: Ana Belén Terol Serrano**

TUTOR: Ignacio Andrés Doménech

COTUTOR: Juan Bautista Marco Segura





## ÍNDICE

<b>1. INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>6</b>
<b>2. OBJETO DEL ESTUDIO</b> .....	<b>6</b>
<b>3. PROBLEMÁTICA Y ANTECEDENTES</b> .....	<b>9</b>
<b>4. INFORMACIÓN Y CONDICIONANTES DE PARTIDA</b> .....	<b>11</b>
4.1. INFORMACIÓN DE PARTIDA.....	11
4.1.1. Sistema de información SIRA.....	11
4.1.1.1. Base de datos de SIRA.....	12
4.1.2. Informes.....	14
4.1.2.1. Estudio parcial del Colector Sur Ramal Exterior.....	14
4.1.2.2. Evaluación de los vertidos.....	15
4.1.3. Plan General de Ordenación Urbana (PGOU) de Valencia.....	15
4.2. CONDICIONANTES DE PARTIDA. ....	17
<b>5. BASES DE CÁLCULO</b> .....	<b>20</b>
5.1. MODELIZACIÓN HIDROLÓGICO-HIDRAÚLICA.....	20
5.1.1. Precipitación .....	20
5.1.1.1. Chaparrón de proyecto .....	21
5.1.1.2. Eventos históricos de precipitación.....	22
5.1.2. Hidrología .....	23
5.1.2.1. Producción de escorrentía .....	23
5.1.2.2. Propagación de la escorrentía .....	26
5.1.3. Modelo hidráulico de transporte.....	28
5.1.4. Tipos de superficie.....	31
5.2. CRITERIOS HIDRÁULICOS .....	32
5.2.1. Comprobación de velocidad .....	33
5.2.2. Comprobación de la línea de energía .....	33
5.2.3. Comprobación de los niveles de carga de los conductos .....	34
5.2.4. Coeficiente de rugosidad de Manning en colectores .....	34
5.2.5. Diámetros mínimos.....	35
5.3. CRITERIOS ESTRUCTURALES.....	35
5.3.1. Recubrimiento mínimo de las tuberías.....	35
5.3.2. Distancia máxima de separación entre registros.....	36
5.3.3. Resistencia de las tuberías.....	36
5.4. CRITERIOS AMBIENTALES.....	37
5.5. CRITERIOS ECONÓMICOS.....	37
5.6. CRITERIOS DE EVALUACIÓN DEL DEPÓSITO DE RETENCIÓN PARA EL CONTROL DE CONTAMINANTES.....	37



<b>6. DESCRIPCIÓN DEL MODELO EN INFOWORKS CS .....</b>	<b>38</b>
6.1. DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA INFOWORKS CS .....	38
6.1.1. Definición del modelo matemático .....	38
6.1.2. Características generales del software .....	38
6.2. DELIMITACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO .....	40
6.3. DEPURACIÓN DE LA INFORMACIÓN DEL SIRA.....	41
6.4. SUBCUENCAS.....	42
6.4.1. Creación de las subcuencas. ....	42
6.4.2. Definición de los usos del suelo.....	43
6.4.3. Parámetros para los modelos de producción y transporte de escorrentía y propagación por la red de colectores .....	47
6.4.3.1. Producción de escorrentía .....	47
6.4.3.2. Propagación de escorrentía en superficie y transporte por la red de colectores .....	47
<b>7. DIAGNÓSTICO DE LA SITUACIÓN ACTUAL Y PROPUESTA DE ACTUACIONES CORRECTORAS EN LA RED .....</b>	<b>48</b>
7.1. PARÁMETROS DE DIAGNÓSTICO.....	49
7.2. RESULTADOS OBTENIDOS TRAS EL DIAGNÓSTICO PRELIMINAR .....	50
7.3. ACTUACIONES ORIENTADAS A LA MEJORA HIDRÁULICA DE LA RED .....	55
7.4. RESULTADOS TRAS LA IMPLEMENTACIÓN DE LAS MEDIDAS .....	59
<b>8. PROPUESTA DE SOLUCIONES PARA EL CONTROL DE VERTIDOS EN TIEMPO DE LLUVIA.....</b>	<b>62</b>
8.1. RESULTADOS TRAS LA PRIMERA SIMULACIÓN .....	62
<b>9. VALORACIÓN ECONÓMICA .....</b>	<b>68</b>
<b>10. CONCLUSIONES .....</b>	<b>70</b>
<b>11. BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>71</b>

## ANEJOS

A.1. USOS DEL SUELO.

A.2. PROPUESTAS DE MEJORA TRAS EL DIAGNÓSTICO DE LA RED.

A.3. VALORACIÓN ECONÓMICA.

PLANOS.



## ÍNDICE DE FIGURAS

FIG. 1. RED PRINCIPAL -ROJA- Y RED SECUNDARIA -AZUL- DE LA CUENCA VERTIENTE AL COLECTOR SUR RAMAL EXTERIOR. ....	7
FIG. 2. CUENCAS VERTIENTES AL COLECTOR SUR RAMAL EXTERIOR. ....	8
FIG. 3. DISTRIBUCIÓN DE FRECUENCIA DE LAS MASAS DE CONTAMINANTE (DQO) VERTIDAS (T). ....	10
FIG. 4. NÚMERO DE ALIVIADOS POR AÑO EN FUNCIÓN DEL VOLUMEN DE RETENCIÓN UNITARIO (IZQ.) Y % DE REDUCCIÓN DE LA DQO EN FUNCIÓN DEL VOLUMEN DE RETENCIÓN UNITARIO (DCHA). ....	10
FIG. 5. ESTADO ACTUAL DEL DESARROLLO URBANÍSTICO EN LA ZONA OBJETO DE ESTUDIO. ....	17
FIG. 6. COLECTORES PERIMETRALES E INTERIORES DE LA ZONA DE ESTUDIO. ....	18
FIG. 7. USOS EXISTENTES Y PREVISTOS EN EL ÁREA DE ESTUDIO SEGÚN EL PLAN GENERAL DE ORDENACIÓN URBANA (PGOU). ....	19
FIG. 8. CURVA IDF PARA VALENCIA PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 25 AÑOS (NORMATIVA DE SANEAMIENTO, 2015)..	21
FIG. 9. HIETOGRAMA PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 25 AÑOS. ....	22
FIG. 10. HIETOGRAMA DE PRECIPITACIÓN DEL EVENTO EV096 DEL 18 DE FEBRERO DE 1992. ....	22
FIG. 11. CONCEPTUALIZACIÓN DEL FENÓMENO DE LA ESCORRENTÍA SUPERFICIAL EN SWMM. ....	26
FIG. 12. ELEMENTO DE CONTROL DE LA CUENCA CONCEPTUALIZADA PARA LA ONDA CINEMÁTICA. ....	27
FIG. 13. EJEMPLO DE RUGOSIDADES PARA DIFERENTES TIPOS DE TERRENOS.....	28
FIG. 14. CONCEPTO DE RANURA DE PREISSMANN. ....	31
FIG. 15. CONCEPTUALIZACIÓN DE LA MODELIZACIÓN DE AGUAS PLUVIALES EN INFOWORKS. ....	39
FIG. 16. RED DE SANEAMIENTO VERTIENTE AL CSRE. ....	40
FIG. 17. DETERMINACIÓN GRÁFICA DE UNA COTA DE TERRENO DESCONOCIDA. ....	41
FIG. 18. SUBCUENCAS DRENANTES A LOS POZOS DE REGISTROS EXISTENTES EN LA CUENCA DE ESTUDIO. ....	42
FIG. 19. USOS DEFINIDOS EN LA SITUACIÓN ACTUAL Y EN EL PLAN GENERAL.....	44
FIG. 20. DELIMITACIÓN DE LAS ZONAS URBANAS, RESIDENCIALES, NO PAVIMENTADAS Y PAVIMENTADAS MEDIANTE POLÍGONOS EN QGIS.....	45
FIG. 21. TIPOS DE SUPERFICIE SEGÚN EL GRUPO A, B, D Y F.....	46
FIG. 22. SISTEMA DE RED OBJETO DE ESTUDIO ENLOBADA EN LOS DIFERENTES BARRIOS. ....	48
FIG. 23. EJEMPLO DE ENTRADA EN CARGA DE UN CONJUNTO DE CONDUCCIONES. ....	49
FIG. 24. EJEMPLO DE DESBORDAMIENTO DE AGUA DESDE EL INTERIOR DE CONDUCCIONES. ....	49
FIG. 25. RESULTADOS EN LAS CONDUCCIONES EXTRAÍDOS DE INFOWORKS TRAS LA PRIMERA SIMULACIÓN DE LA RED FRENTE A UN EVENTO DE T=25 AÑOS.....	51
FIG. 26. RESULTADOS EN POZOS EXTRAÍDOS DE INFOWORKS TRAS LA PRIMERA SIMULACIÓN DE LA RED FRENTE A UN EVENTO DE T=25 AÑOS. ....	52
FIG. 27. EJEMPLO DE HIETOGRAMA DE SALIDA EN UNA CONDUCCIÓN DONDE SE PRODUCE ALMACENAMIENTO DE AGUA. ....	53
FIG. 28. EJEMPLO DEL FUNCIONAMIENTO DE UN TRAMO DE RED ANTES (ARRIBA) Y DESPUÉS DE APLICAR LAS ACTUACIONES DE MEJORA (ABAJO). ....	54
FIG. 29. NUEVA CONEXIÓN DE LOS BARRIOS DE VARA QUART Y SANT ISIDRE.....	56
FIG. 30. NUEVA RED DE COLECTORES Y CONEXIONES EJECUTADOS EN LA RED OBJETO DE ESTUDIO.....	57
FIG. 31. HIETOGRAMA ANTES DE LA IMPLANTACIÓN DE LAS MEDIDAS PROPUESTAS (ARRIBA) Y DESPUÉS (ABAJO). ....	59
FIG. 32. RESULTADOS OBTENIDOS DE INFOWORKS TRAS LA IMPLEMENTACIÓN DE LAS MEDIDAS. ....	60
FIG. 33. RESULTADOS EN POZOS EXTRAÍDOS DE INFOWORKS TRAS LA IMPLANTACIÓN DE LAS MEDIDAS. ....	61
FIG. 34. VOLUMEN ANUAL VERTIDO POR LA CUENCA. ....	63
FIG. 35. ÁREA VERTIENTE A CADA UNO DE LOS TANQUES.....	64
FIG. 36. ÁREA VERTIENTE A CADA UNO DE LOS TANQUES.....	65
FIG. 37. COMPARATIVA ENTRE LOS VERTIDOS ALIVIADOS ANTES Y DESPUÉS DE IMPLANTAR LOS DEPÓSITOS.....	66
FIG. 38. COMPARATIVA ENTRE LOS VOLÚMENES VERTIDOS EN CADA UNA DE LAS SITUACIONES (ESTADO INICIAL, UN TANQUE CONCENTRADO Y UNA DISGREGACIÓN DE LOS MISMOS). ....	66
FIG. 39. INCIDENCIA DE CADA CAPÍTULO EN LA ALTERNATIVA 1 (IZQ.), ALTERNATIVA 2 (CENTRO.) Y ALTERNATIVA 4 (DCHA.). ....	69



## ÍNDICE DE FIGURAS

TABLA 1. COEFICIENTES DE ESCORRENTÍA SEGÚN TIPO DE SUPERFICIE.....	15
TABLA 2. PARÁMETROS DEL MODELO DEL SCS EN LA CIUDAD DE VALENCIA.....	25
TABLA 3. PARÁMETROS HIDROLÓGICOS EN FUNCIÓN DEL TIPO DE USO DEL SUELO. ....	32
TABLA 4. VELOCIDAD MÁXIMA Y MÍNIMA EXIGIDA POR NORMATIVA PARA LOS COLECTORES DE AGUAS PLUVIALES. ....	33
TABLA 5. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING PARA LOS COLECTORES SEGÚN NORMATIVA.....	34
TABLA 6. RUGOSIDAD DE MANNING PARA CADA UNO DE LOS MATERIALES EXISTENTES EN LA RED.....	35
TABLA 7. DIÁMETRO INTERIOR MÍNIMO EXIGIDO POR NORMATIVA SEGÚN EL TIPO DE COLECTOR. ....	35
TABLA 8. DISTANCIA MÁXIMA ENTRE POZOS DE REGISTROS EN ALINEACIONES RECTAS SEGÚN NORMATIVA. ....	36
TABLA 9. DIÁMETROS INTERIORES MÍNIMOS Y MÁXIMOS APROXIMADOS SEGÚN NORMATIVA. ....	36
TABLA 10. COEFICIENTES DE ESCORRENTÍA SEGÚN EL TIPO DE SUPERFICIE (T=25 AÑOS). ....	43
TABLA 11. TABLA DE ATRIBUTOS DE LA CAPA DE USOS DE SUELOS.....	45
TABLA 12. ORGANIZACIÓN DE LOS USOS DEL SUELO EN INFOWORKS. ....	46
TABLA 13. PARÁMETROS PARA LA MODELIZACIÓN DE LA PRODUCCIÓN DE ESCORRENTÍA MEDIANTE EL MODELO SCS EN INFOWORKS. ....	47
TABLA 14. FACTOR DE RUGOSIDAD PARA SUBCUENCAS Y COLECTORES. ....	47
TABLA 15. CARACTERÍSTICAS DEL COLECTOR UBICADO EN LA CALLE SAN VICENTE MÁRTIR.....	58
TABLA 16. CARACTERÍSTICAS DEL COLECTOR PARALELO AL CSRE UBICADO EN EL BARRIO DE SANT ISIDRE. ....	58
TABLA 17. PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL DE LA ALTERNATIVA 1. ....	68
TABLA 18. PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL DE LA ALTERNATIVA 2. ....	68
TABLA 19. PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL DE LA ALTERNATIVA 4. ....	69



## 1. INTRODUCCIÓN

El rápido crecimiento de la ciudad de Valencia crea la necesidad de corregir sistemas de alcantarillado que permitan la gestión adecuada tanto del agua residual como de las aguas pluviales. Este aumento de densificación provoca una mayor impermeabilidad de la superficie y por tanto, hace inevitable la consideración de las aguas pluviales, ya que, un aumento en la ocupación del suelo provoca un aumento en la producción de escorrentía y origina grandes problemas de incapacidad hidráulica en la red existente y posibles inundaciones. Además de atender a la cantidad de agua de lluvia, habrá que prestar especial atención en la carga de contaminante que transporta el agua por superficie hasta su entrada a los colectores debido a que, en ocasiones, la falta de capacidad en las estaciones de tratamiento de agua, ésta se vierte directamente a la masa receptora ocasionando problemas ambientales.

Asimismo, cabe destacar que la mayor parte de colectores presentes en la ciudad son antiguos de manera que la metodología seguida tanto en su diseño como su construcción, hoy en día los deja bastante obsoletos. Junto a esto, la falta de mantenimiento de la red afecta directamente a la velocidad en la que el sistema es capaz de evacuar el agua de lluvia y en la proyección de ramales de alcantarillados nuevos.

Por estos motivos, el diseño, construcción, explotación y mantenimiento de nuevas redes en zonas urbanas debe ser adecuado. Para ello se dispone de métodos y herramientas que facilitan considerablemente su implementación tanto en la fase de diseño, permitiendo analizar diferentes situaciones mediante simulaciones por ordenador, como en la de explotación.

## 2. OBJETO DEL ESTUDIO

El saneamiento de Valencia se caracteriza por ser una red unitaria mixta, es decir, el recorrido del agua pluvial y residual discurre por la misma tubería y recorrerá la red desembocando en la Estación Depuradora correspondiente.

En la *Fig. 1* se recoge la parte de red analizada observándose en un color azul la red secundaria y en rojo los colectores principales existentes.

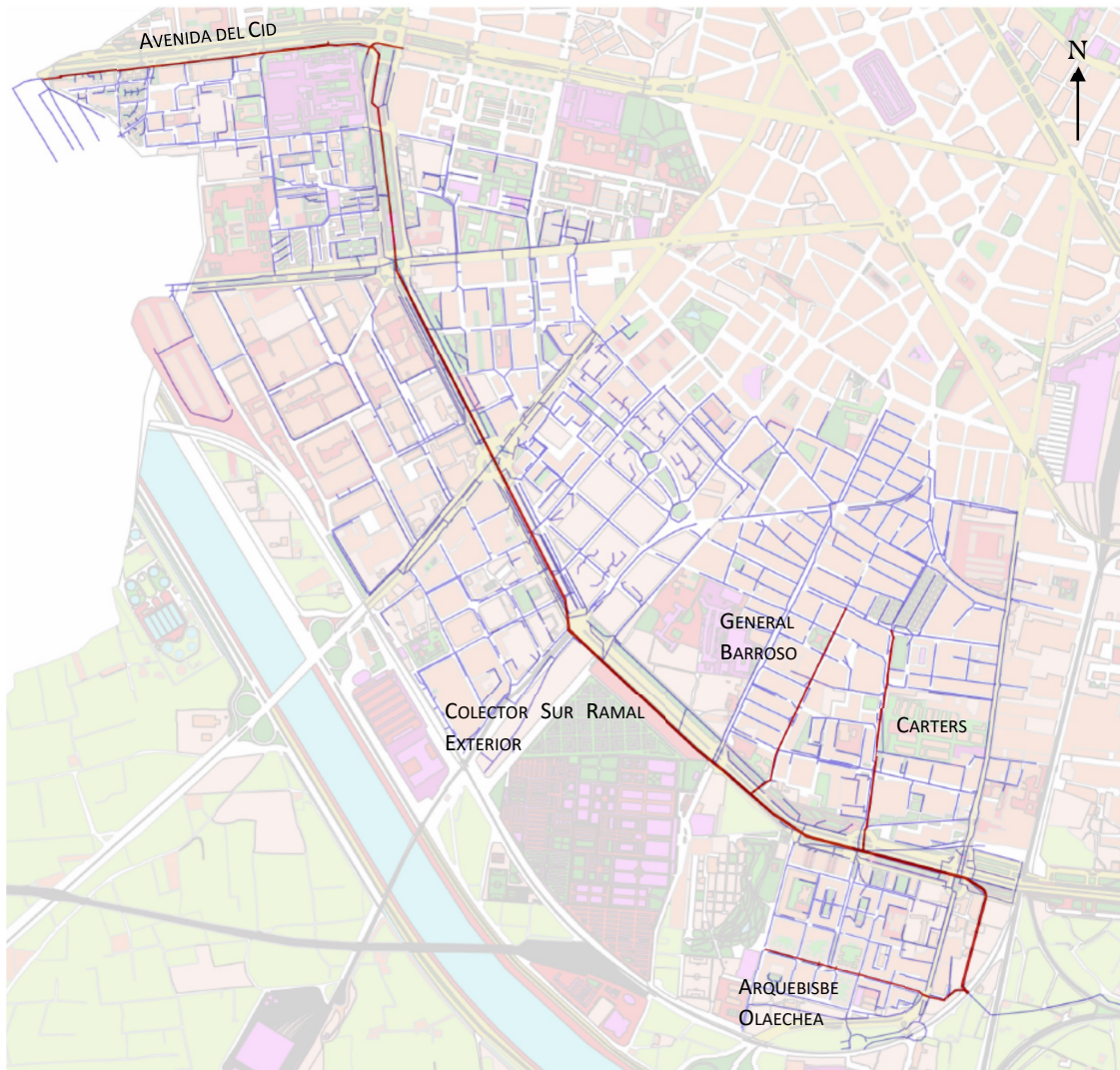


Fig. 1. Red principal -roja- y red secundaria -azul- de la cuenca vertiente al Colector Sur Ramal Exterior.

El ámbito de este estudio se enmarca fundamentalmente en la zona sur de la ciudad de Valencia delimitada en: el noroeste por la Avenida del Cid, en el oeste por la margen izquierda del cauce del río Turia, noreste por la Avenida de Giorgeta y sureste por la Calle San Vicente Mártir. Además se considera una parte del término municipal de Xirivella delimitado por la calle Joan Bautista Comes al noreste, la avenida de la Llum al sur y la margen izquierda del río Turia por oeste. Tras un estudio sobre las cuencas vertientes al Colector Sur Ramal Exterior, de aquí en adelante CSRE, se ha establecido una delimitación de la cuenca considerando únicamente los barrios o partes de los mismos que vierten al mismo obteniendo un área total de dicha cuenca de aproximadamente 424 Ha.

Como se aprecia en la siguiente imagen, el CSRE será el encargado de recoger las aguas residuales y pluviales de los siguientes barrios o parte de los mismos:

- Barrio de Llum
- Barrio La Font Santa
- Barrio de Tres Forques
- Barrio Vara de Quart
- Barrio de Zafranar
- Barrio de Sant Isidre
- Barrio de Patraix
- Barrio del Camí Real
- Barrio La Raiosa
- Barrio de Favara
- Barrio L'Hort de Senabre
- Barrio Creu Coberta
- Barrio de Sant Marcel·lí

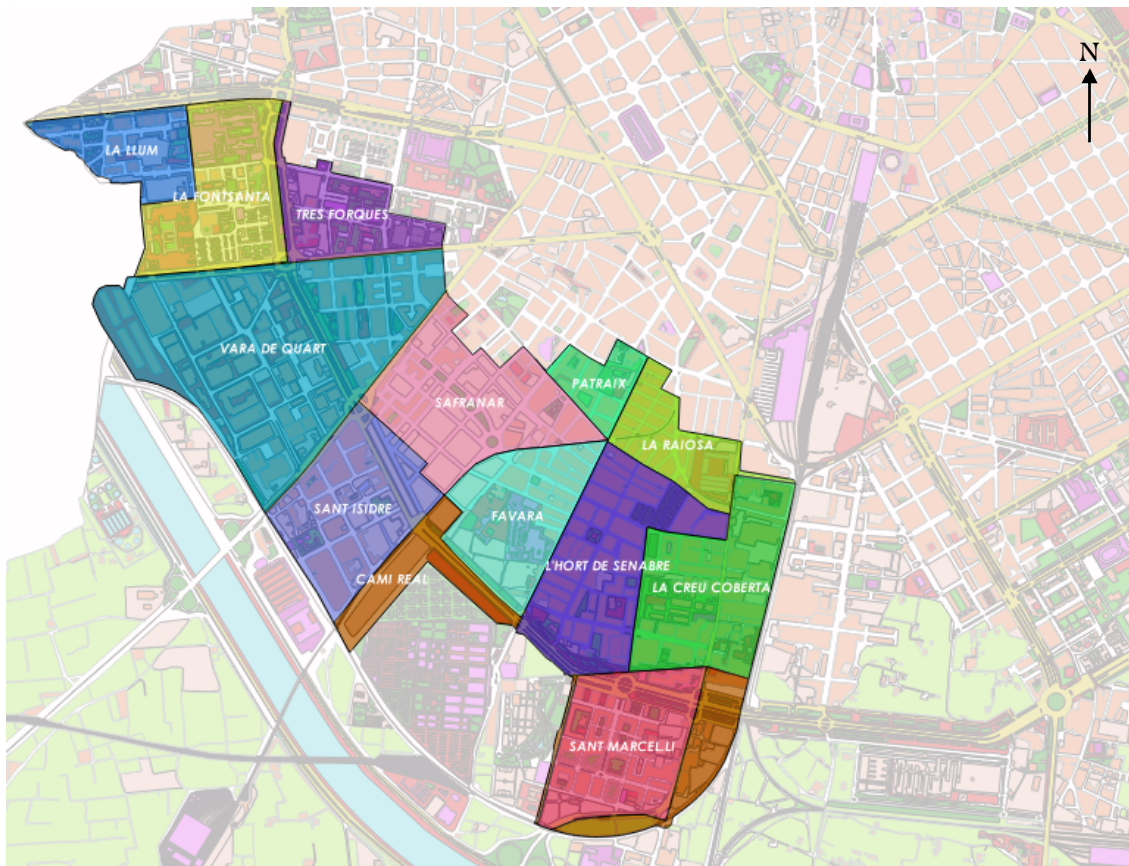


Fig. 2. Cuencas vertientes al Colector Sur Ramal Exterior.

El uso predominante en esta cuenca es el residencial lo que implica que la impermeabilidad de la zona es bastante alta provocando, en periodos de lluvia, grandes cantidades de escorrentía superficial. En periodos secos, el agua residual es conducida mediante un caz, ubicado en la solera inferior del CSRE, hasta la Estación Depuradora de Pinedo. Durante un evento de lluvia, la altura de este caz se supera realizándose automáticamente vertidos de agua al azarbe que discurre por la margen izquierda del río Turia hasta el Puerto de Valencia, sin ningún tratamiento previo.





Por este motivo, el siguiente proyecto tiene como principal objetivo limitar el número de vertidos realizados a la masa de agua receptora con el fin de reducir el volumen de agua aliviado así como la contaminación de dicha agua. Para ello, se propondrá la instalación de una serie de depósitos, concentrados o distribuidos en el área de estudio, cuya función principal será controlar la contaminación del agua vertida. Para poder llevar a cabo estas actuaciones, será necesario realizar, en un primer lugar, un diagnóstico completo de la red que permita conocer su funcionamiento y detectar posibles problemas en la misma, y en su caso, proponer las acciones de mejora que corresponda.

### 3. PROBLEMÁTICA Y ANTECEDENTES

Durante los episodios de lluvia en Valencia, debido a la imposibilidad de absorber más caudal de tratamiento por parte de las Estaciones Depuradas, se disponen de aliviaderos como elementos de regulación, los cuales vierten dicho caudal a una masa de agua receptora sin pasar por un tratamiento completo. Esto provoca grandes afecciones tanto a la calidad de las aguas a las que se vierte como a la biodiversidad de dicha zona.

En las XXXIII Jornadas promovidas por la Asociación Española de Abastecimientos de Agua y Saneamiento (Aeas), Ignacio Andrés Doménech y Juan Bautista Marco Segura, ambos profesores de la Universitat Politècnica de València, llevaron a cabo una evaluación de las descargas que la red realizaba al azarbe cuyo trazado discurre paralelamente al cauce del Turia hasta su llegada al emisario submarino. El objetivo de dicho trabajo era el dimensionamiento de infraestructuras que permitirá reducir el número de aliviados producidos y llevar a cabo una correcta gestión de la calidad de la masa de agua en la que se vierte.

Para determinar el número de aliviados producidos en el azarbe, se llevó a cabo una modelización de la red en el programa InfoWorks CS, en el cual, tras varias simulaciones y tomando como input la serie del pluviógrafo ubicado en la ronda Sur entre los años 2008-2012, se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- No se produce escorrentía para eventos con precipitación menor de 2.75 mm. Debido a esto, de los 157 eventos de precipitación solo en 92 eventos se produce alivio. Esto supone **23 vertidos/año**.
- Existen eventos con precipitaciones por encima de los 26 mm lo que genera puntas de caudal imposibles de tratar. Esto indica que a partir de un cierto periodo de retorno, el tratamiento del agua es imposible.

Una vez determinado el número de aliviados producidos, otro punto de interés en el que se centró esta evaluación fue en la carga de contaminante vertida a la masa de agua ubicada en el puerto de Valencia. Se buscó la relación existente entre la cantidad de DQO vertida con las variables hidráulicas: tiempo seco, volumen e intensidad del evento de lluvia. Mediante un análisis estadístico se verificó:

- La correlación con el tiempo seco era irrelevante debido a que, debido al clima de Valencia, el tiempo seco medio antes de cada episodio es de 16 días, superior al valor límite señalado por varios autores 6-8 días. Este tiempo sería el necesario para alcanzar una acumulación de carga contaminante asintótica en el sistema.

- La correlación con el volumen de escorrentía resultó ser muy próximo a la unidad. Esto permitió simplificar el modelo y asumir que la masa contaminante movilizada era directamente proporcional al volumen de escorrentía para una intensidad pico dada.

$$M=0.1163 V_e^{0.1617}$$

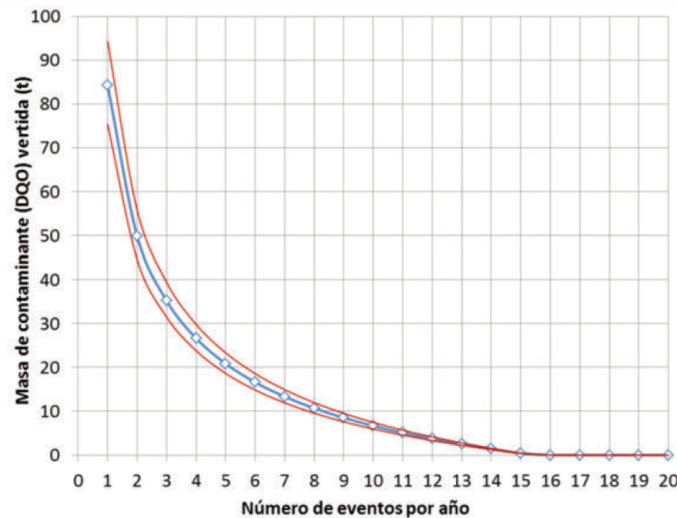


Fig. 3. Distribución de frecuencia de las masas de contaminante (DQO) vertidas (t).

Introduciendo el modelo definido anteriormente en el sistema objeto de estudio, se extrajeron las siguientes conclusiones:

- Es factible reducir el número de vertidos a 5-6 por año logrando así una reducción aproximadamente del 60 % de DQO vertida al mar mediante volúmenes de retención entre 60-80 m<sup>3</sup>/ha.
- Para una reducción del 25 % más la carga contaminante, sería necesario un volumen de retención muy superior, el triple, lo que conllevaría a un coste inabordable.

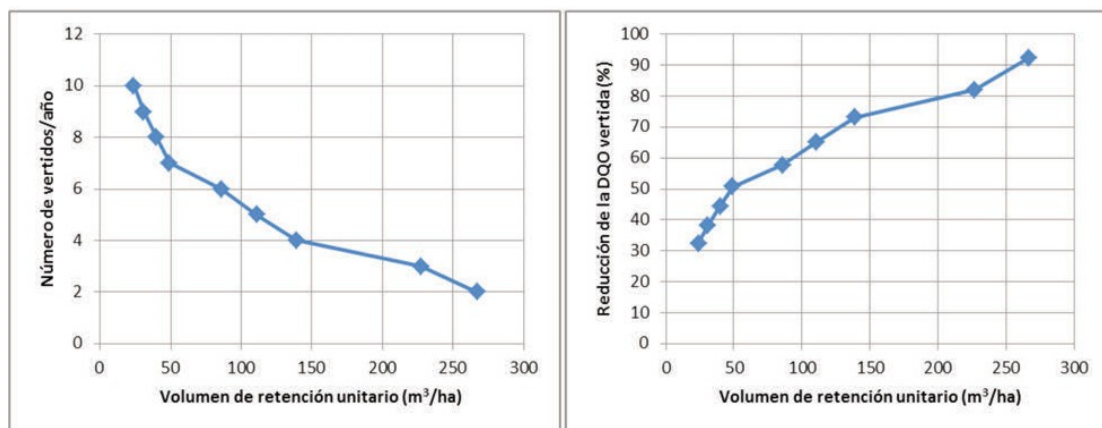


Fig. 4. Número de aliviados por año en función del volumen de retención unitario (izq.) y % de reducción de la DQO en función del volumen de retención unitario (dcha).

En base a lo anterior, la *Ordenanza Municipal de Saneamiento de Valencia* fija en 6 los eventos anuales promedio de vertidos de aguas pluviales a la masa receptora para los sistemas unitarios siendo necesario un volumen de retención de 70 m<sup>3</sup>/ha para este mismo sistema de saneamiento.



Otra problemática coexistente con la anterior es la limitada capacidad hidráulica de la red debido al aumento del entorno urbano. El rápido crecimiento de la densidad de población en las zonas ha provocado que la red existente quede obsoleta en algunas de las situaciones y no sea posible un flujo adecuado del agua hacia aguas abajo. La entrada en carga de la red provoca un aumento en los niveles de los pozos que si alcanza la cota del terreno, sale a la superficie provocando zonas encharcadas.

La Universidad Politécnica de Valencia y en concreto el Departamento de Hidráulica y Medio Ambiente, llevó a cabo un estudio parcial denominado *Estudio parcial del Colector Sur Ramal Exterior y sus cuencas vertientes* en el que se llevó a cabo un análisis de la red detectando las zonas cuyo comportamiento hidráulico no era el adecuado y proponiendo una serie de medidas para mejorar el funcionamiento de la red principal y secundaria. Los principales problemas detectados ya en este informe son los siguientes:

- Funcionamiento adecuado en el Colector Sur Ramal Exterior excepto en el tramo de cabecera.
- Funcionamiento aceptable en la parte de la red secundaria perteneciente a los barrios de la Llum y Tres Forques.
- El funcionamiento de la red secundaria perteneciente a los barrios de Vara de Quart y Zafranar no era el adecuado debido a que carecía de saneamiento suficiente.
- En el barrio de Favara, la red existente es antigua, diseñada para un periodo de retorno inferior a 25 años, por lo que entra en carga y no se posee, por tanto, saneamiento suficiente.

## 4. INFORMACIÓN Y CONDICIONANTES DE PARTIDA

### 4.1. INFORMACIÓN DE PARTIDA

#### 4.1.1. SISTEMA DE INFORMACIÓN SIRA

El SIRA, Sistema de Información de la Red de Alcantarillado, surge como necesidad de recopilar, explotar y actualizar los datos referentes al sistema de drenaje de la ciudad de Valencia. Debido a la cantidad de datos que se manejan, se hace imposible la gestión de la red mediante procedimientos tradicionales.

El SIRA es una aplicación de un SIG en la Gestión Avanzada de un Sistema de Drenaje Urbano y recoge las características de la red de toda la Comunidad Valenciana. Para llevar a cabo una gestión de los datos referentes a un sistema de drenaje urbano es necesario tener una base de datos que permita almacenar, actualizar y explotar toda la información gráfica, alfanumérica y relacional asociada a la red. Mediante Sistemas de Información Geográfica, SIG, se puede obtener una base de datos con las características enunciadas anteriormente además de mantener en todo momento la información espacialmente referenciada. Esto convierte a los SIG en una herramienta muy potente para llevar a cabo cualquier tipo de análisis espacial. SIG lo que permite es que la información esté referenciada espacialmente. Esto lo convierte en una herramienta muy potente a la hora de llevar a cabo cualquier análisis espacial.



#### 4.1.1.1. Base de datos de SIRA

La información recogida en la base de datos del SIRA está estructurada en tablas, las cuales están relacionadas, bien con la información gráfica georreferenciada o bien con otras tablas que a su vez están relacionadas con los elementos gráficos.

Dentro de la base de datos existe una capa que recoge tanto la información gráfica como la alfanumérica correspondiente a cada uno de los elementos que componen la red. Dicha información está contenida en la tabla de atributos de cada una de las capas.

A partir de la estructura relacional del SIG, las tablas y las capas quedan unidas entre sí. De esta manera, se puede trabajar conjuntamente con elementos de la red de tipología distinta gracias a identificación única para cada colector que se repite en todos los elementos que se relacionan con el mismo (pozos, imbornales, compuertas, etc.).

En SIRA, la clasificación de todos los elementos de la red se realiza en tres grandes grupos: lineales, puntuales y espaciales.

#### **Elementos lineales**

Son aquellos elementos que son representados por una línea. En este grupo encontramos la delimitación de las aceras de toda la ciudad de Valencia y los colectores. Dentro del último grupo se diferencia entre tramo de colector y colector. La diferencia entre ellos es que el tramo de colector queda definido entre dos pozos de registros, mientras que un colector queda definido por la unión de tramos consecutivos con un mismo código de colector. Se considerará que un conjunto de tramos de colector consecutivos pueden considerarse un único colector siempre y cuando pertenezcan a la misma Línea de agua, es decir, comparten el mismo material y tipología de sección y conducen en el mismo tipo de agua.

La información más importante recogida para cada tramo de colector en la base de datos es la siguiente:

- Código de colector.
- Número de tramo.
- Longitud: en metros.
- Cota de solera en el inicio del tramo: en metros.
- Cota de solera en el final del tramo: en metros.
- Tipo de sección: rectangular, circular, ovoide, irregular, no homogénea e indeterminada.
- Material del que está construida la conducción: Fibrocemento, hormigón, obra de fábrica, PVC, Ribloc, PEAD, no homogéneo e indeterminado.
- Dimensiones de la sección: en metros.
- Localización.
- Fecha de inspección.
- Dimensiones del caz (en caso de existir): en milímetros.



- Código del pozo de registro situado aguas arriba.
- Código del pozo de registro situado aguas abajo.
- Otras observaciones.

Otros elementos que se incluyen en el SIRA son los sifones y emisarios submarinos.

### **Elemento puntual**

Por elemento puntual se entiende aquel elemento que puede ser representado mediante un punto.

En una red de saneamiento, existen dos elementos de gran importancia: los imbornales y pozos de registro.

#### **POZO DE REGISTRO**

Son elementos que se colocan para facilitar la limpieza, inspección o mantenimiento de las tuberías. Se ubicarán en cambios de dirección, pendiente o sección de los conductos. La información recogida en la tabla de atributos de estos elementos es:

- Código del pozo.
- Coordenadas X, Y, Z del centro de la trapa del pozo: en metros.
- Tipo de pozo (atendiendo a su conectividad): Entronque, bombeos, aliviaderos, etc.
- Dimensiones de la trapa del pozo de registro: en milímetros.
- Sección interior del pozo: en milímetros. En caso de secciones rectangulares, deberá incluirse sección mayor y menor del pozo.
- Cota de la trapa: en metros.
- Cota de fondo: en metros.
- Número de acometidas que llegan al pozo.
- Material del pozo.
- Otras observaciones.



## IMBORNALES Y SUMIDEROS

La función principal de estos elementos es la recogida de las aguas pluviales. Se ubican en puntos de la calzada o vial de manera que permitan interceptar de forma más rápida y eficiente las aguas pluviales de escorrentía. Su importancia radica en dos puntos importantes: marcará el caudal de lluvia que puede entrar en la red y en el caso de ciudades llanas, como Valencia, definen la cuenca de drenaje a cada tramo de colector. La información recogida en la tabla de atributos de este elemento es la que se muestra a continuación:

- Código del imbornal.
- Coordenadas X, Y, Z.
- Código del pozo del registro al que vierte.
- Localización.
- Tipo de imbornal: semicircular, rejilla doble, rejilla simple, etc.
- Otras observaciones.

Otros elementos puntuales recogidos en la base de datos del SIRA son: las compuertas, estaciones de bombeo, aliviaderos, etc. Los depósitos, estructuras de regulación y depuradoras, se representaran mediante un polígono, dado su tamaño.

### Características espaciales

Son aquellas propiedades del territorio que tienen una distribución en el espacio. Debido a que su variabilidad es discontinua, se representa mediante polígonos. Un ejemplo de esto es la extensión de cada uno de los barrios de la ciudad de Valencia.

#### 4.1.2. INFORMES

##### 4.1.2.1. Estudio parcial del Colector Sur Ramal Exterior

Con el fin de conocer el funcionamiento de la red se ha recopilado el informe correspondiente al *Estudio parcial del Colector Sur Ramal Exterior y sus cuencas vertientes* que forma parte del conjunto de informes parciales que integran el Plan General de Saneamiento de la ciudad de Valencia.

El objetivo principal del estudio fue llevar a cabo, en un primer lugar, un diagnóstico completo de la zona de actuación. En base a éste, se propusieron una serie de medidas de manera que se solventarán ciertos problemas en la red, como por ejemplo, la entrada en carga de tramos de colector. Además, se establecieron nuevas conexiones al CSRE de subcuencas que vertían a otros colectores como el de la Avenida del Cid o el emisario de Vara de Quart consiguiendo así aprovechar la capacidad de dicho colector. Tras la puesta en marcha de todas las medidas se verificó que el funcionamiento hidráulico tanto del conjunto de la red como de sus partes (redes secundarias) era correcto.



#### 4.1.2.2. Evaluación de los vertidos

Se llevó a cabo un estudio denominado *Evaluación de las DSU del sistema del azarbe del nuevo cauce del Turia en Valencia*. En éste se definió el volumen de control necesario para conseguir reducir los alivios de aguas pluviales desde el azarbe del nuevo cauce del Turia al Puerto de Valencia. Se determinó que, en la situación actual, se producían 27 descargas anuales al medio receptor.

A partir de pluviogramas registrados y la base de datos del SIRA de la red de saneamiento, se modelaron los eventos con el modelo InfoWorks CS, reconstruyendo los hidrogramas de vertido. Para tener en cuenta la carga de contaminante en DQO se aplicó a los hidrogramas reconstruidos las concentraciones de contaminante medidas en la estación de control de calidad existente. Con esto, se consiguió obtener valores de caudal punta, volumen de escorrentía y DQO vertida. Esto permitió posteriormente, mediante un análisis estadístico, obtener relaciones entre las variables hidrológicas con las DSU vertidas.

Las conclusiones más importantes extraídas de este estudio son las siguientes:

- La carga contaminante asociada con un episodio de lluvias no depende del tiempo seco antecedente debido a que, en general, este es muy superior al necesario para alcanzar en el sistema una acumulación asintótica.
- Es factible reducir los 23 vertidos anuales a 5-6 disponiendo de volúmenes de retención entre los 60-80 m<sup>3</sup>/ha. Sin embargo, intentar reducir un 25 % más la carga contaminante vertida implica triplicar el volumen de retención, lo que supone un coste inabordable.
- Se aconseja reducir a 5 vertidos/año que conllevaría a disponer un volumen de retención de 70 m<sup>3</sup>/ha. Con esto, se consigue una reducción del 58 % de la DQO vertida al mar.

#### 4.1.3. PLAN GENERAL DE ORDENACIÓN URBANA (PGOU) DE VALENCIA

Con el objetivo de caracterizar desde el punto de vista hidrológico cada subcuenca, se recurre al Plan General de Ordenación Urbana de Valencia (PGOU) que recoge los usos actuales y futuros del suelo. Se ha realizado una conversión del uso del suelo definido en PGOU en usos del suelo según su capacidad de infiltración. Esta conversión se realiza según lo definido dentro del artículo 2 en el apartado 2.1.3. *Coefficientes de escorrentía* en la *Normativa para obras de saneamiento de la ciudad de Valencia. Año 2015*. En éste se definen para un periodo de retorno de 25 años los coeficientes que deberían considerarse tanto para un tipo básico de superficie como para una agrupación de éstas.

TIPO DE AGRUPACIÓN DE SUPERFICIE	C
GRANDES ÁREAS PAVIMENTADAS	0.95
ÁREAS URBANAS	0.85
ÁREAS RESIDENCIALES	0.50
ÁREAS NO PAVIMENTADAS	0.05-0.30

Tabla 1. Coeficientes de escorrentía según tipo de superficie.



La normativa también define una serie de ejemplos de cada uno de estos tipos de superficie:

- Grandes áreas pavimentadas: zonas de aparcamiento de gran extensión y grandes plazas sin jardines.
- Áreas urbanas: áreas predominantes en la Ciudad de Valencia. Corresponden con superficies constituidas por calles, pequeñas plazas y edificaciones en altura. Por defecto, las cuencas de la ciudad se encuadrarán en esta tipología.
- Áreas residenciales: se incluyen aquí las zonas donde existe edificación unifamiliar con jardines.
- Áreas no pavimentadas: se incluyen los parques y jardines.



#### 4.2. CONDICIONANTES DE PARTIDA.

Los resultados obtenidos del análisis realizado en la cuenca vendrán condicionado por una serie de factores, los cuales se presentan a continuación.

**TRAMA URBANA.** Las cuencas vertientes al Colector se caracterizan por su alta ocupación del suelo para uso residencial. Esto conllevará dos problemas importantes: la producción de escorrentía será alta debido al grado de impermeabilidad de la zona, y la ubicación de los depósitos de control, ya que la envergadura de estas obras provoca grandes interferencias con el entorno.

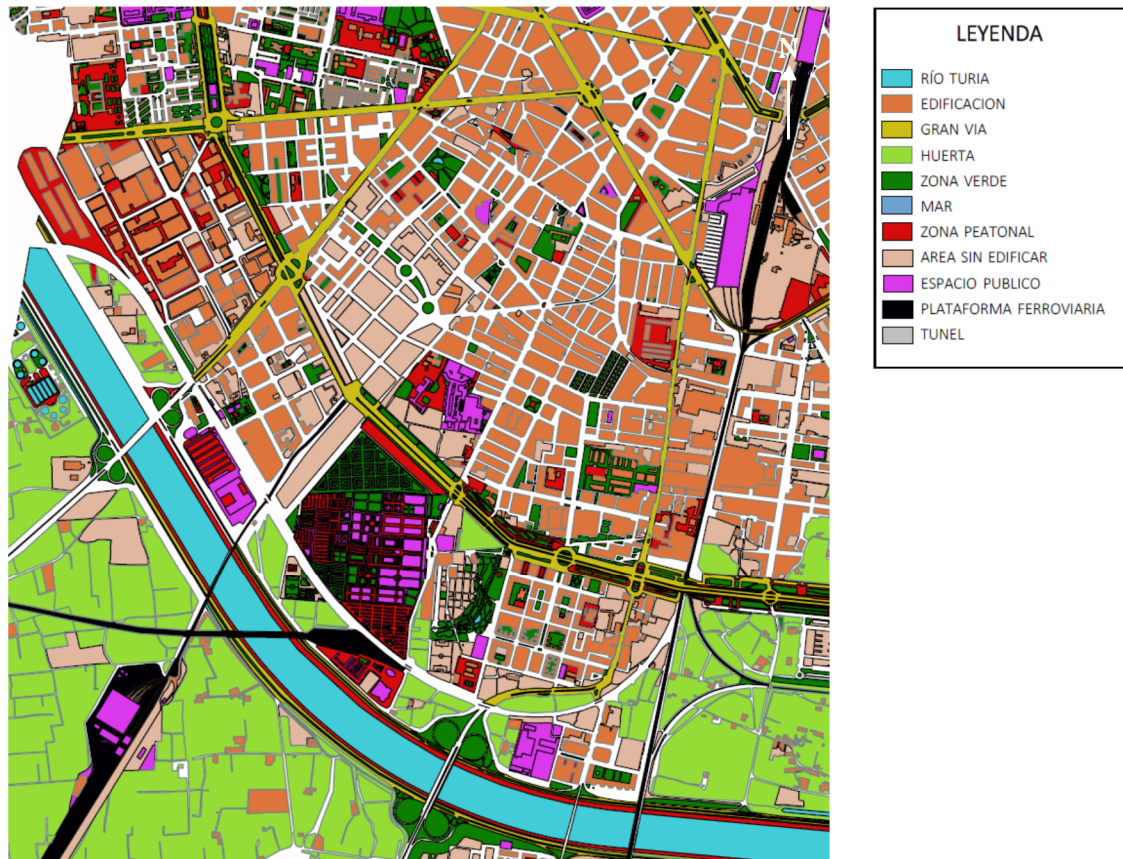
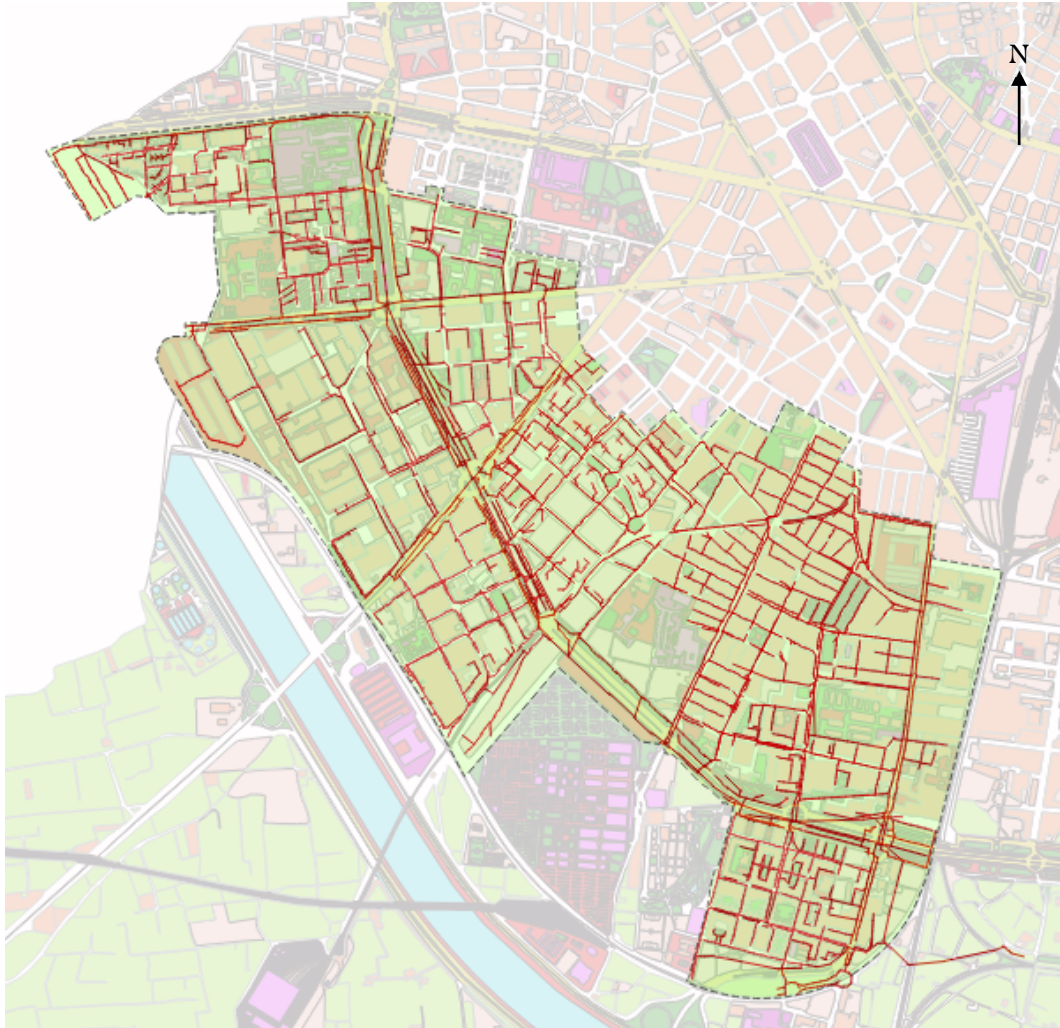


Fig. 5. Estado actual del desarrollo urbanístico en la zona objeto de estudio.

**DELIMITACIÓN DE LA CUENCA.** En la *Fig. 6* se recoge la delimitación de la cuenca vertiente al Colector Sur Ramal Exterior. La definición de las cuencas vertientes a dicho colector viene marcada por la existencia de otros colectores, el que discurre por la Avenida del Cid y el Colector Sur, debido a que recogerán las aguas de las redes secundarias más próximas a los mismos; y por el azarbe, el cual conducirá el agua de la parte de red más cercana a él, concretamente la que queda entre éste y la vía ferroviaria, directamente a la parte final del CSRE.



*Fig. 6. Colectores perimetrales e interiores de la zona de estudio.*

Como se observa, la delimitación inferior de la cuenca la marca la existencia de la plataforma ferroviaria y el cementerio municipal de Valencia. No se ha considerado este último debido a que no provoca grandes aportaciones de volumen de escorrentía al sistema.

**PLAN GENERAL DE ORDENACIÓN URBANA.** Será importante considerar lo definido en el Plan General con el fin de poder predecir la escorrentía que se podrá producir en función del tipo de uso previsto en los terrenos no urbanizados y para poder definir la ubicación y dimensiones del depósito de control.



Fig. 7. Usos existentes y previstos en el área de estudio según el Plan General de Ordenación Urbana (PGOU).



## 5. BASES DE CÁLCULO

A continuación se definen los criterios bajo los cuales se llevará a cabo el diagnóstico y planteamiento de soluciones de la red objeto de estudio.

### 5.1. MODELIZACIÓN HIDROLÓGICO-HIDRAÚLICA

Para llevar a cabo el diseño de un colector y/o análisis de una red de saneamiento frente a eventos de lluvia, es importante conocer y simular los fenómenos que gobiernan los procesos hidrológicos. No existe un único método, por la que la elección de uno u otro dependerá del grado de detalle buscado, la cantidad de información que requiera y su disponibilidad.

En la *Normativa para Obras de Saneamiento de la Ciudad de Valencia, Año 2015* propone el Método Racional Calibrado (MRC) para el cálculo de los caudales de diseño de cada tramo de la red de saneamiento. Está basado en el Método Racional pero adaptado a las características hidrológicas específicas de la Ciudad de Valencia. Las principales hipótesis que asume el método son:

- Precipitación uniforme tanto en espacio como en tiempo.
- El coeficiente de escorrentía es constante para cada tipo de uso del suelo.
- No existe laminación ya que asume que se compensa con la ausencia de precipitación.

Como se observa, los principios en los que se basa este método simplifica demasiado el comportamiento hidrológico real de una cuenca, alejándose de la realidad. Por esto, para llevar a cabo el análisis de esta cuenca se procederá a la utilización de otros métodos que permitan analizar la respuesta del sistema frente a eventos de precipitación variables en el tiempo además de la posibilidad de considerar mecanismos hidrológicos como la infiltración.

#### 5.1.1. PRECIPITACIÓN

Para llevar a cabo la modelización de un sistema de drenaje urbano ya sea para su diseño como para su análisis, se ha de contar con eventos de precipitación, los cuales podrán ser determinados a partir de lluvias históricas, series temporales de lluvia registrada o se puede recurrir información pluviométrica globalizada en forma de curvas IDF -curvas Intensidad, Duración y Frecuencia- asociadas a un periodo de retorno concreto. Estas curvas resultan de unir puntos representativos de intensidad de una tormenta en intervalos de diferente duración pertenecientes a una misma frecuencia o período de retorno. Las formulaciones de estas curvas dependerán de la región en la que se esté realizando el estudio ya que sus variables son empíricas y están sujetas al tipo de clima, temperatura, etc.



#### 5.1.1.1. Chaparrón de proyecto

Debido a las características del clima mediterráneo, intensidades bajas para periodos de retornos bajos y muy altas para periodos medios y altos, la *Normativa para obras de saneamiento de la ciudad de Valencia. Año 2015* establece que para el diseño y protección de las obras pluviales debe considerarse un periodo de retorno de 25 años.

En esta normativa se determina un solo evento de precipitación de 25 años de periodo de retorno en forma de una curva IDF. Considerar este nivel de protección podría resultar muy elevado para una red de drenaje urbano pero considerar niveles de riesgo inferiores produciría, con mayor frecuencia, insuficiencias en la red. Esta curva se determinó a partir de datos de lluvia registrados en el pluviógrafo de Viveros entre los años 1951-1993. La expresión la curva IDF viene dada a continuación.

$$I = 157.2 - 2.645 d + 0.02662 d^2 - 0.0001122 d^3 \quad (1)$$

donde:

$d$  Duración de la lluvia en minutos.

$I$  Intensidad de la lluvia en mm/h.

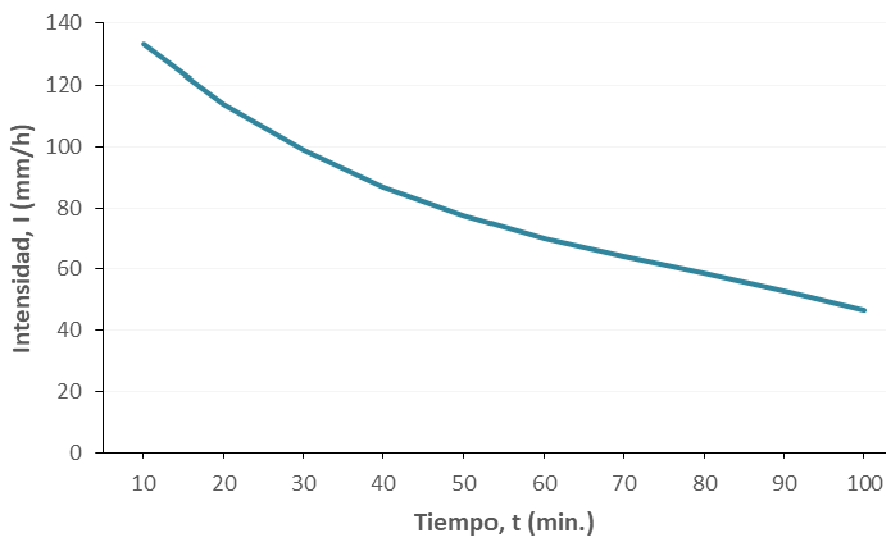


Fig. 8. Curva IDF para Valencia para un periodo de retorno de 25 años (Normativa de Saneamiento, 2015).

Para llevar a cabo la simulación de la red, se ha introducido una lluvia sintética obtenida a partir de la curva IDF mostrada en la Fig. 8, mediante el método de bloques alternos de duración total aproximadamente dos horas en intervalos de 5 minutos. En la Fig. 9 se recoge el hidrograma suavizado de dicha lluvia.

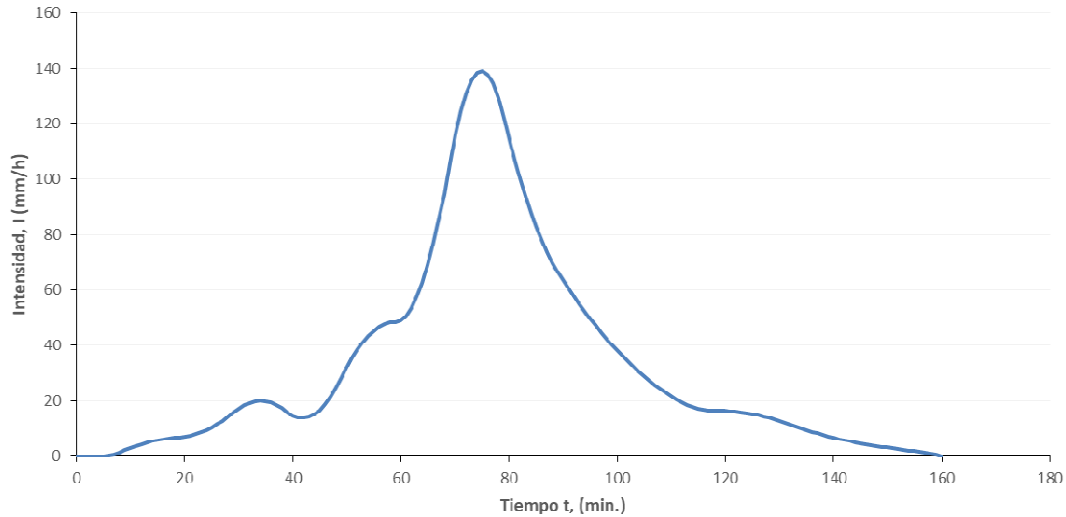


Fig. 9. Hidrograma para un periodo de retorno de 25 años.

#### 5.1.1.2. Eventos históricos de precipitación

Para analizar la respuesta de la red en cuanto a los vertidos realizados, se utilizará la información histórica de lluvias de la tesis doctoral “Evaluación probabilística de indicadores de eficiencia para el dimensionamiento volumétrico de tanques de tormenta para el control de la contaminación de escorrentías urbanas” (Andrés-Doménech, 2010).

Los datos de la serie temporal fueron tomados en la estación pluviométrica del Sistema Automático de Información Hidrológica (SAIH) ubicada en la misma sede de la Confederación Hidrográfica del Júcar (CHJ). La información obtenida corresponde con una serie temporal generada a lo largo de 17 años, entre 1990 y 2006 con discretización cincominutal. De esta serie es necesario extraer los eventos de lluvia válidos para la simulación. En esta tesis, se estableció que la separación entre eventos, o tiempo seco, necesario para considerar que dos eventos son estadísticamente independientes era de 22 horas. Esto conllevó a la determinación de 464 eventos de lluvia válidos para la simulación.

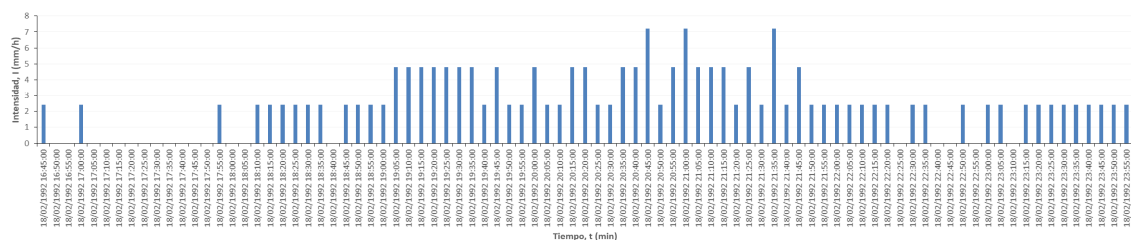


Fig. 10. Hietograma de precipitación del evento EV096 del 18 de febrero de 1992.



### 5.1.2. HIDROLOGÍA

#### 5.1.2.1. Producción de escorrentía

El proceso de infiltración consiste en la introducción del agua de lluvia en el terreno llenando así los poros del suelo subyacente. Por tanto, dicho fenómeno dependerá de las características del terreno tales como: tipo de suelo, la pendiente, el grado de humedad previo, índice de porosidad, etc.

Para representar el fenómeno de infiltración, se puede recurrir a los modelos desarrollados por Horton o Green-Ampt o al modelo basado en el método global de producción de escorrentía, SCS. En el presente trabajo se ha analizado el fenómeno de la escorrentía a partir de los parámetros definidos en el método SCS.

El método de Servicio de Conservación de Suelos, SCS, es un modelo empírico capaz de reproducir las abstracciones de precipitación de lluvia basándose en el potencial del suelo para absorber una cierta cantidad de humedad. Se trata pues de un modelo de coeficiente de escorrentía cuyo ámbito de aplicación se centra únicamente en las cuencas rurales. Cabe destacar, que a pesar de esto, es posible adaptarlo al medio urbano debido a que:

- Respeto el concepto de umbral de escorrentía, es decir, no hay producción de la misma mientras no se supere dicho umbral.
- La producción tiende al valor de la precipitación cuando  $P \rightarrow \infty$ , lo cual en medios urbanos es cierto.
- En rangos intermedios, el coeficiente de escorrentía (razón  $E/P$ ) es creciente con el valor de la precipitación.

La base del modelo de infiltración del SCS es la ecuación de continuidad:

$$P = E + F + P_0 \quad (2)$$

donde:

$P$  Precipitación bruta.

$P_0$  Umbral de escorrentía, es decir, las abstracciones que se producen hasta que comienza el encharcamiento.

$E$  Escorrentía acumulada.

$F$  Infiltración acumulada.

Además, el modelo asume una relación empírica entre las variables de la *expresión (2)* y la máxima infiltración acumulada que puede producirse en el suelo, profundidad de almacenamiento,  $S$ :

$$\frac{F}{S} = \frac{E}{P - P_0} \quad (3)$$



Combinando las *expresiones* (2) y (3) se obtiene la ecuación básica del modelo de infiltración, *expresión* (4), cuya forma diferencial para el uso en una simulación continua se muestra en la *expresión* (5):

$$E = \frac{(P - P_0)^2}{P - P_0 + S} \quad (4)$$

$$\frac{dE}{dt} = \frac{(P - P_0)(P - P_0 + 2S)}{(P - P_0 + S)^2} \frac{dP}{dt} \quad (5)$$

Como conclusión, se puede establecer la relación entre la precipitación y la escorrentía combinando las *expresiones* (3) y (5).

$$\text{Si } P \leq P_0 \rightarrow E = 0$$

$$\text{Si } P > P_0 \rightarrow E = \frac{(P - P_0)^2}{(P - P_0 + S)} \quad (6)$$

Tras numerosos análisis empíricos del SCS, se estableció una relación entre los parámetros  $S$  y  $P_0$ , cuya expresión se muestra a continuación.

$$P_0 = k S \quad (7)$$

El valor de  $k$  toma habitualmente el valor de 0.20 aunque un valor de 0.10 puede resultar más apropiado.

La formulación inicial del método está desarrollada a partir de un número de curva, CN, el cual depende de:

- El tipo y uso del suelo
- Características de la cubierta vegetal
- Condiciones iniciales de humedad

Su valor son números enteros que oscilan entre 0, no se produce escorrentía, y 100, toda la lluvia genera escorrentía. Mediante esta formulación, la relación entre el número de curva y la capacidad máxima de almacenamiento, en mm, vendrá definida por la siguiente expresión.

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (8)$$





El valor del número de curva está ampliamente tabulado en numerosas bibliografías y normativas de referencia, como por ejemplo en la Instrucción de drenaje de carreteras. Se buscó establecer un único valor de este coeficiente para los tipos de agrupación de superficie propuestos por la *Normativa para obras de saneamiento de la ciudad de Valencia*, pudiendo obtener así un valor de coeficiente de almacenamiento y umbral escorrentía aplicable a toda la ciudad de Valencia. Así pues, se estableció, tal y como se recoge en la *Tabla 2*, para cada tipo de superficie un número de curva asociado a partir del cual se determinan los valores de  $S$  y  $P_0$ .

TIPO DE AGRUPACIÓN DE SUPERFICIE	CN	S (mm)	$P_0$ (mm)
GRANDES ÁREAS PAVIMENTADAS	98	5	1
ÁREAS URBANAS	93	19	4
ÁREAS RESIDENCIALES	74	89	18
ÁREAS NO PAVIMENTADAS	42	351	70

*Tabla 2. Parámetros del modelo del SCS en la ciudad de Valencia.*

El modelo queda definido en el programa InfoWorks mediante dos parámetros:

- Altura SCS: que corresponde con el valor de máxima retención que puede darse lugar según el tipo de suelo. Estos valores se recogían en la *Tabla 2*.
- Factor inicial de abstracción: este factor determinará la fracción de profundidad de almacenamiento a partir de la cual, el agua deja de infiltrarse en el suelo para pasar a ser agua de escorrentía. Este parámetro podrá alcanzar valores de 0.20 aunque actualmente se sugieren valores inferiores, entre 0.05-1.00.

Como se ha mencionado anteriormente, existen otros modelos de producción como el Horton o el de Green y Ampt que reproducen con mucha más precisión los procesos involucrados en la producción de escorrentía, pero presentan dos inconvenientes:

- Dependen de demasiados parámetros los cuales, algunas veces, son difíciles de estimar.
- Su ámbito de aplicación se centra cuando el ciclo hidrológico en la ciudad tiene lugar fundamentalmente sobre superficies no naturales.

### 5.1.2.2. Propagación de la escorrentía

Para modelizar este fenómeno se ha recurrido al modelo SWMM, el cual simula el flujo en superficie desde que el agua precipita hasta que se introduce en la red de saneamiento. El esquema conceptual utilizado por este modelo consiste en considerar a cada una de las subcuencas como un depósito no lineal donde los aportes de caudal pueden provenir o bien directamente de la lluvia o de una cuenca situada aguas arriba. Los caudales de salida se producen por los fenómenos de infiltración, evaporación o escorrentía superficial. La capacidad del “depósito” vendrá determinado por el valor máximo de almacenamiento en superficie debido a la inundación del terreno, el mojado superficial de la superficie del suelo y los caudales de escorrentía interceptados por las irregularidades del terreno. La escorrentía se producirá cuando se supera este valor de almacenamiento,  $d_p$ , y su valor vendrá definido por la ecuación de Manning.

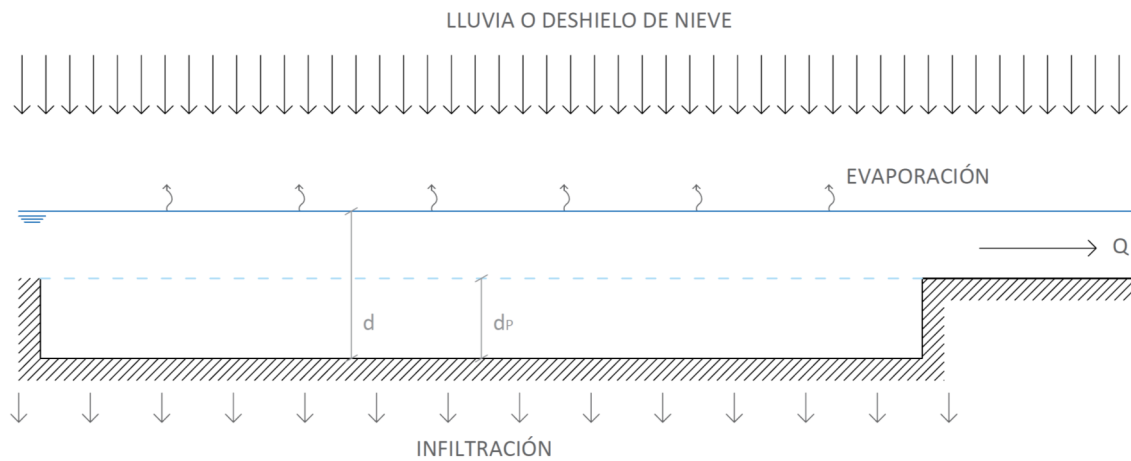


Fig. 11. Conceptualización del fenómeno de la escorrentía superficial en SWMM.

Las ecuaciones que gobiernan este proceso son las definidas por Jean Claude Saint-Venant, las cuales se desarrollan en el apartado siguiente. Las subcuencas quedarán modelizadas en el programa como planos inclinados que vierten sus aguas a un determinado pozo que corresponde con la simplificación de las ecuaciones de Saint-Venant a través del modelo de onda cinemática. Esta simplificación permite obtener resultados bastante fidedignos debido a que reproduce con acierto el tipo de flujo que se da lugar en las subcuencas.

La masa de agua que viaja como escorrentía superficial sobre las subcuencas, puede describirse asemejando su movimiento al de una onda cinemática, cuya formulación se expresa a continuación. Si se toma un elemento de control y se aplican las ecuaciones definidas por Saint-Venant, ecuación de continuidad y cantidad de movimiento, se obtiene que durante un periodo de lluvia, existe una variación en el calado,  $y$ , a lo largo del tiempo y en el caudal a lo largo de un diferencial de  $X$ .

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = e \quad (9)$$

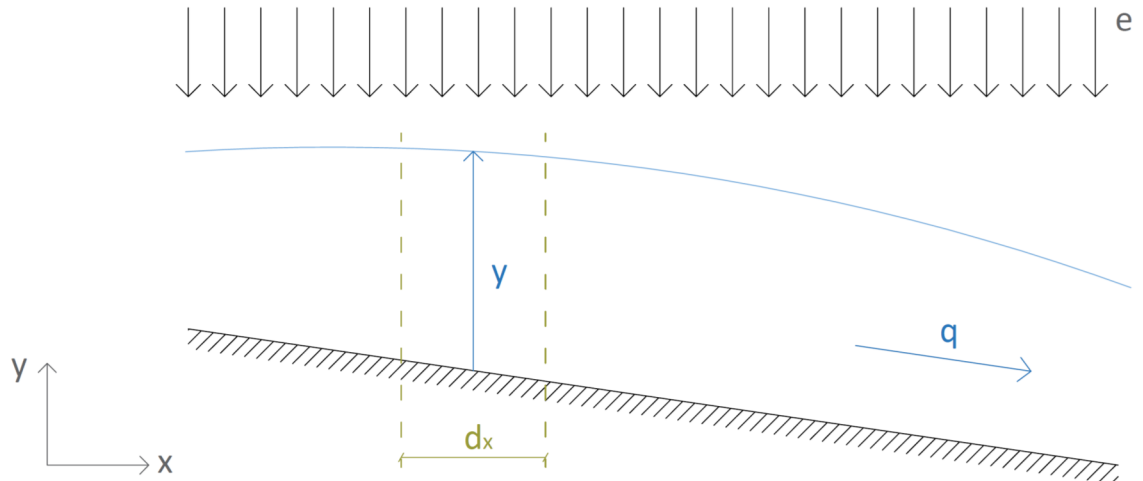


Fig. 12. Elemento de control de la cuenca conceptualizada para la onda cinemática.

donde:

- Caudal unitario entrante:  $q$
- Caudal unitario saliente:  $q + \frac{\partial q}{\partial x} dx$
- Variación del calado:  $\frac{\partial y}{\partial t} dx$
- Precipitación neta:  $e dx$

El término de caudal de salida, que corresponde con la escorrentía, se expresa de manera que el nivel disponible para generar dicha escorrentía ( $d-dp$ ) coincide con el calado normal de un canal rectangular de ancho  $B$ , altura  $d-dp$  y pendiente  $S$ . Para poder determinar el flujo superficial sobre la subcuenca en régimen uniforme, se puede utilizar la ecuación de Manning. Además, se adoptan las simplificaciones correspondientes a la onda cinemática a las ecuaciones de Saint-Venant,  $I_0=l$ .

$$q = \frac{1}{n} I_0^{\frac{1}{2}} y^{\frac{5}{3}} = \alpha y^m \quad (10)$$

Sustituyendo la expresión (9) en la (10) se obtiene la expresión de la onda que se produce en la superficie de la cuenca durante un periodo de lluvia:

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \alpha m y^{m-1} \frac{\partial y}{\partial x} = e \quad (11)$$

En *InfoWorks*, para tener en cuenta la forma de propagación de la escorrentía superficial según lo considerado en el modelo de SWMM, es necesario introducir un valor en la casilla *Runoff Routing Value*, que no es más que la rugosidad de cada una de las subcuencas en función de su uso. En la Fig. 13, se han recogido algunos valores típicos según el tipo de superficie.



**Table 3-1** Roughness coefficients (Manning's n) for sheet flow

Surface description	n <sup>1/</sup>
Smooth surfaces (concrete, asphalt, gravel, or bare soil) .....	0.011
Fallow (no residue) .....	0.05
Cultivated soils:	
Residue cover ≤20% .....	0.06
Residue cover >20% .....	0.17
Grass:	
Short grass prairie .....	0.15
Dense grasses <sup>2/</sup> .....	0.24
Bermudagrass .....	0.41
Range (natural) .....	0.13
Woods: <sup>3/</sup>	
Light underbrush .....	0.40
Dense underbrush .....	0.80

<sup>1</sup> The n values are a composite of information compiled by Engman (1986).

<sup>2</sup> Includes species such as weeping lovegrass, bluegrass, buffalo grass, blue grama grass, and native grass mixtures.

<sup>3</sup> When selecting n, consider cover to a height of about 0.1 ft. This is the only part of the plant cover that will obstruct sheet flow.

Fig. 13. Ejemplo de rugosidades para diferentes tipos de terrenos.

Esta rugosidad se obtiene a partir de los valores conocidos del número de Manning cuyo valor está ampliamente estudiado y tabulado. Como se observa, no coinciden los valores representados en la Fig. 13 con ningún valor de  $n$  conocidos y esto se debe a que al simplificar la subcuenca a dos planos inclinados, en dicha rugosidad se debe recoger las características de cada superficie, tales como la presencia o no de irregularidades en la superficie, por ejemplo.

### 5.1.3. MODELO HIDRÁULICO DE TRANSPORTE

El transporte de flujo transitorio unidimensional a través de conductos queda gobernado por las expresiones obtenidas por Jean Claude Saint-Venant, también denominadas ecuación de la onda dinámica, en 1871 cuya solución solo puede obtenerse mediante métodos numéricos.

Las hipótesis fundamentales bajo las que se obtienen dichas ecuaciones son las siguientes:

- Flujo unidimensional en la dirección del eje del conducto.
- Distribución uniforme de velocidades en la sección.
- Variación suave de la superficie libre.
- Distribución de presiones hidrostática en la vertical.
- Pendiente pequeña ( $\cos \theta \approx 1$ ;  $\sin \theta \approx \text{tg } \theta \approx \theta$ ).
- Perdidas debido a la fricción asimilables a las del flujo permanente.
- Canal prismático: traza rectilínea, pendiente geométrica longitudinal y sección constante tanto en geometría como en características de rugosidad.
- Fluido incompresible ( $\rho = \text{cte}$ ).



A partir de estas hipótesis, se aplican los principios físicos de conservación de la masa o ecuación de continuidad la cual establece que una variación de caudal (caudal entrante menos saliente) en un elemento de control equivale a la variación de almacenamiento en dicho elemento; y la ecuación de cantidad de movimiento que establece el equilibrio entre las fuerzas actuantes - fuerzas másicas y de superficie, y aceleración local y convectiva-. Las expresiones de ambas ecuaciones se expresan a continuación:

$$\frac{\partial(VA)}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (12)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g (I_o - I) \quad (13)$$

donde,

- $V$  Velocidad media del agua en la sección.
- $A$  Sección transversal del conducto ocupado por el flujo.
- $g$  Aceleración de la gravedad.
- $h$  Nivel de agua endicha sección (calado).
- $I_o$  Pendiente de la solera del conducto.
- $I$  Pendiente de la línea de energía (pendiente motriz).
- $x$  Abscisa a lo largo del conducto.
- $t$  Tiempo.

De la *expresión* (13) se pueden distinguir los siguientes términos: el término inercial correspondiente a la aceleración local,  $\frac{\partial V}{\partial t}$  y a la aceleración convectiva  $V \frac{\partial V}{\partial x}$ , la resultante de presiones hidrostáticas,  $g \frac{\partial h}{\partial x}$  y las acciones a favor del movimiento,  $g I_o$  y en contra,  $g I$ .



En un problema concreto, algunas de estas fuerzas cobrarán más importancia que otras en función del tipo de régimen de flujo que se desarrolle, subcrítico o supercrítico. En función de esto y de una serie de condiciones adicionales, se podrá adoptar formas más simplificadas de las expresiones (12) y (13), las cuales se describen a continuación: **Flujo uniforme** es la forma más simple de representar el comportamiento del agua en el interior de las conducciones. Asumirá que en cada uno de los incrementos de tiempo de cálculo el tipo de flujo que se produce es uniforme. Este modelo únicamente traslada los hidrogramas desde el nudo de aguas arriba hasta el nudo final sin modificaciones en tiempo y en aspecto. Esta forma de cálculo no tiene en cuenta el almacenamiento de agua que se produce en las conducciones, los fenómenos de resalto hidráulico, las pérdidas tanto en la entrada como en la salida de los pozos de registro, el flujo inverso o los fenómenos de flujo presurizado. Su ambiente de aplicación se restringe a sistemas ramificados, donde cada uno de los nudos tiene únicamente una línea hacia la que vierte sus aguas. **Onda cinemática**, este tipo de modelo resuelve la ecuación de continuidad junto con una forma simplificada de la ecuación de movimiento en cada una de las conducciones. Esta simplificación consiste en igualar la pendiente de la superficie libre del agua a la pendiente de fondo del conducto, es decir, se despreciarán los términos correspondientes a la aceleración y presión y solo se consideraran las fuerzas de gravedad y fricción. A diferencia del modelo anterior, los hidrogramas de entrada no serán iguales a los de salida sino que se producirá una cierta atenuación y retraso de los mismos. Esto se debe a que este tipo de modelo permite que el caudal y el área varíen tanto en espacio como en tiempo. Al igual que el anterior, no será capaz de simular el resalto hidráulico, las pérdidas en las entradas o salidas de los pozos de registro, el flujo inverso o el flujo presurizado, restringiendo así su ámbito de aplicación a redes ramificadas. Además, para poder mantener la estabilidad adecuada es necesario incrementos de tiempo de cálculo en el orden de los 5 a 15 minutos. **Onda dinámica**, este modelo resuelve las ecuaciones completas unidimensionales de Saint Venant y por tanto generará resultados más precisos que los modelos anteriores. A diferencia de estos modelos, éste permite simular 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 permitiendo que su ámbito de aplicación se extienda a cualquier tipo de configuración de red de saneamiento. Con este tipo de modelos se permite reducir los incrementos de tiempo de cálculo a valores iguales o menores a un minuto.

De estas simplificaciones, la de onda cinemática es capaz de representar con bastante fidelidad cómo se comporta el agua de escorrentía que circula en superficie, como ya se adelantó en el apartado anterior. En cuanto a las conducciones, debido a la potencia actual de los programas de simulación de redes de saneamiento, es posible implementar las ecuaciones de Saint-Venant sin efectuar ninguna simplificación previa obteniendo así resultados bastante precisos.

Cabe resaltar que en redes de abastecimiento urbano es muy común la situación en la que los colectores de sección cerrada entran en carga. Esto provoca que las ecuaciones expuestas anteriormente y desarrolladas por Saint-Venant no sean aplicables. Para resolver este problema, se introduce el concepto de ranura de Preissmann. La idea consiste en considerar que el conducto cerrado está abierto por la clave a través de una fina ranura a la que se le denomina ranura de Preissmann. En comparación con la sección del conducto, la ranura es tan fina que no provoca perturbación en la continuidad siendo el nivel alcanzado el nivel de carga o sobrepresión a la que está sometido el conducto.

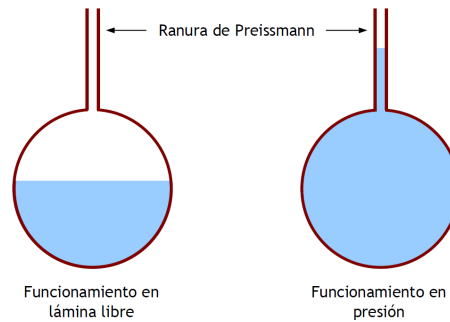


Fig. 14. Concepto de ranura de Preissmann.

#### 5.1.4. TIPOS DE SUPERFICIE

Para poder tener en cuenta los fenómenos hidrológicos anteriormente definidos, en primer lugar se ha de clasificar los usos del suelo de la zona de estudio. Dicha clasificación se ha realizado teniendo en cuenta la agrupación que realiza la normativa en su artículo 3 la cual que se presenta a continuación.

- **Grandes áreas pavimentadas** como zonas de aparcamiento de gran extensión y grandes plazas sin jardines.
- **Áreas urbanas**, mayoritarias en la Ciudad de Valencia, se corresponde con superficies constituidas por calles, pequeñas plazas y edificaciones. Por defecto, las cuencas de Valencia se enmarcarán en esta tipología.
- **Áreas residenciales**, urbanizaciones, donde se mezcla la edificación unifamiliar con jardines.
- **Áreas no pavimentadas** en la que se incluyen parques y jardines.



De acuerdo con lo dispuesto en la *Normativa para obras de saneamiento en la ciudad de Valencia. Año 2015* y las zonificaciones establecidas en el Plan General, a continuación se recogen tabulados los parámetros hidrológicos correspondientes a grupo de tipo de superficie.

ZONAS SEGÚN EL PGOU	USO DEL SUELO SEGÚN NORMATIVA	MANNING	CN	ALMACENAMIENTO EN DEPRESIONES (MM)
<b>SU</b>				
ENSANCHE	Áreas urbanas		93	19
EDIFICACIÓN ABIERTA	Áreas urbanas		93	19
VIVIENDA UNIFAMILIAR	Áreas residenciales		74	89
<b>SUP</b>	Áreas urbanas		93	19
<b>SUNP</b>	Áreas no pavimentadas		42	351
<b>SNU</b>	Áreas no pavimentadas		42	351
<b>ZONAS VERDES Y ESPACIOS LIBRES</b>	Áreas no pavimentadas		42	351
<b>ZONAS PAVIMENTADAS</b>	Grandes áreas pavimentadas		98	5

\*SU (Suelo Urbano)

\*SNU (Suelo No Urbanizable)

\*SUP (Suelo Urbano Programado)

\*SUNP (Suelo Urbano No Programado)

Tabla 3. Parámetros hidrológicos en función del tipo de uso del suelo.

## 5.2. CRITERIOS HIDRÁULICOS

En la *Normativa para Obras de Saneamiento de la Ciudad de Valencia. Año 2015* se establece que el flujo en la red se determinará considerando las hipótesis de flujo en régimen uniforme, es decir, la línea de energía será paralela a la pendiente de los conductos. Sin embargo, no puede considerarse dicho régimen debido a los siguientes aspectos: interacción hidráulica entre los elementos, ya que no se podrán considerar los conductos como elementos aislados debido a que, por el modo en el que esté configurada la red, puede existir dicha interacción entre los elementos, coexistencia entre varios tipos de flujo, supercríticos (número de Froude mayor que 1) y subcríticos (número de Froude menor que 1), aparición de resaltos móviles, entrada en carga del sistema, entre otros. Como puede observarse, existe gran variedad de situaciones de cálculo por lo que se decide modelizar la red bajo la hipótesis de un flujo transitorio.

Al igual que para los criterios hidrológicos, es necesario definir una serie de parámetros hidráulicos que permitan por un lado analizar el funcionamiento de la red existente y por otro, diseñar una nueva red. Alguno de estos parámetros viene definido en la normativa de referencia.





### 5.2.1. COMPROBACIÓN DE VELOCIDAD

En la *Normativa para Obras de saneamiento de la Ciudad de Valencia. Año 2015* se establece que la velocidad óptima que puede desarrollarse en las conducciones viene restringida por una velocidad máxima, con la que se pretende evitar el daño por fricción en las conducciones, y una mínima, que evitará la sedimentación de los sólidos arrastrados en suspensión y las obstrucciones.

Para un colector de aguas pluviales, caso en el se centra el presente trabajo, esta normativa propone una limitación de velocidad máxima y mínima para el caudal de periodo de retorno de 25 años con los que pretende garantizar un cierto nivel de autolimpieza del colector. En la *Tabla 4* se recogen los valores límites de velocidad propuestos por normativa.

CAUDAL	VELOCIDAD MÁXIMA EN PLUVIALES (m/s)	VELOCIDAD MÍNIMA EN PLUVIALES (m/s)
Q <sub>25</sub>	4	1.20

*Tabla 4. Velocidad máxima y mínima exigida por normativa para los colectores de aguas pluviales.*

### 5.2.2. COMPROBACIÓN DE LA LÍNEA DE ENERGÍA

La normativa propone tres criterios de comprobación de la línea de energía con el fin de garantizar un correcto funcionamiento de la red. Estos criterios son: **respecto de la cota del terreno**, la línea de energía del flujo de agua permanecerá por debajo de la cota del terreno. La comprobación de dicha energía se efectuará comparando las cotas de energía al inicio y final de cada tramo. **Respecto de su continuidad**, la energía aguas abajo de un cambio de sección, entronque o pozo de registro será inferior a la que se tienen inmediatamente aguas arriba con el fin de garantizar la capacidad de dichas conducciones. Para ello, es necesario enrasar las claves de las conducciones de aguas abajo con las de aguas arriba. La normativa establece que si por razones constructivas no es posible el enrase de claves, se podría garantizar la continuidad enrasando por solera tal y como lo recoge en el anexo III. **Resaltos hidráulicos**, se producen cuando existe un cambio de régimen rápido a régimen lento. La ubicación de dicho resalto se intentará que se forme en la conducción situada aguas abajo del cambio a una distancia inferior a 10 veces el diámetro del tubo con el fin de evitar un resalto en presión aguas arriba. Se deberá verificar que, a partir de la determinación del calado conjugado mediante la ecuación de Bélanger, la energía del tramo de aguas arriba más la pérdida de energía correspondiente al tipo de unión sea superior a la energía de aguas abajo.



### 5.2.3. COMPROBACIÓN DE LOS NIVELES DE CARGA DE LOS CONDUCTOS

El nivel de carga en las conducciones permitirá conocer el porcentaje de funcionamiento de las mismas, si es deficiente, óptimo o adecuado. Esto puede comprobarse mediante el ratio de capacidad (RC) el cual relaciona el nivel de la lámina de agua en un conducto con el diámetro o altura máxima.

$$RC = \frac{ZL - ZS}{D} \quad (14)$$

donde:

- RC Ratio de capacidad de conductos.
- ZL Cota promedio de la lámina de agua en el interior del conducto.
- ZS Cota promedio de la solera del conducto.
- D Diámetro del conducto.

Tanto para el diseño como para el diagnóstico de cada una de las conducciones que conforman la red, se buscará que las tuberías tengan un nivel de carga cercano al 0.8, ya que esto indicará un funcionamiento adecuado de las mismas mientras que si este valor aumenta hasta la unidad, la conducción tendrá un funcionamiento deficiente.

### 5.2.4. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING EN COLECTORES

El coeficiente de rugosidad es un parámetro ampliamente estudiado y tabulado, el cual depende del tipo de material y condiciones en las que se encuentran las conducciones que conforman la red. La normativa propone una serie de valores de manera conservadora para tener en cuenta el incremento de rugosidad que con el tiempo sufre el colector debido a las incrustaciones, sedimentos, atascos, etc. y a la existencia de pozos de registro, alineaciones no rectas y cambios bruscos de dirección. Esto supone un incremento de la rugosidad de alrededor un 10 % respecto a las aguas limpias, tubo nuevo y alineación recta. Los valores propuestos por la normativa se recogen en la *Tabla 5* que se presenta a continuación.

MATERIAL	n
HORMIGÓN	0.015
MATERIALES PLÁSTICOS	0.011

Tabla 5. Coeficiente de rugosidad de Manning para los colectores según normativa.



De los datos proporcionados de SIRA, se distinguen siete tipos de material distintos en las secciones, que son: fibrocemento, obra de fábrica, PVC, Ribloc, PEAD, no homogéneo e indeterminado. Debido a que en la normativa solo da valores de rugosidad para dos tipos de materiales, hormigón y materiales plásticos, se ha decidido otorgar a cada uno de los materiales de las conducciones recogidos en la base de datos un valor de 0.015 o 0.011. En la *Tabla 6* se recogen la equivalencia de cada uno de estos materiales.

<b>MATERIAL</b>	<b>n</b>
INDETERMINADO	0.015
FIBROCEMENTO	0.015
OBRA DE FÁBRICA	0.015
PVC	0.011
RIBLOC	0.011
NO HOMOGÉNEO	0.011
PEAD	0.011

*Tabla 6. Rugosidad de Manning para cada uno de los materiales existentes en la red.*

#### 5.2.5. DIÁMETROS MÍNIMOS

El diámetro interior viene restringido por normativa a unos valores mínimos con el fin de evitar obstrucciones y facilitar las labores de limpieza. En la *Tabla 7* se recogen dichos valores mínimos en función del tipo de colector.

<b>TIPO DE COLECTOR</b>	<b>DIÁMETRO INTERIOR APROXIMADO (mm)</b>
UNITARIO	335
PLUVIALES	335
RESIDUALES	335
ACOMETIDA DOMICILIARIA	263
ALBAÑALES	209

*Tabla 7. Diámetro interior mínimo exigido por normativa según el tipo de colector.*

Tanto para el diagnóstico de la red como para el diseño de nuevas conducciones, se ha optado por limitar el diámetro a 400 mm.

### 5.3. CRITERIOS ESTRUCTURALES

Los criterios estructurales se considerarán a la hora de implementar alguna mejora en la red tras su diagnóstico y en el planteamiento de soluciones. Estos criterios irán orientados al comportamiento hidráulico de la misma y vendrán marcados por lo especificado en la normativa de referencia.

#### 5.3.1. RECUBRIMIENTO MÍNIMO DE LAS TUBERÍAS

Debido a que este proyecto se desarrolla en una fase de planificación y por tanto, se desconoce el tipo de zanja que se dispondrá, el resguardo mínimo absoluto dispuesto en las actuaciones de mejora de la red será de 0.50 m.



### 5.3.2. DISTANCIA MÁXIMA DE SEPARACIÓN ENTRE REGISTROS

La normativa establece dos tipos de registros: pozos de registro y arquetones de registro. Ambos tendrán como finalidad el cambio de dirección, diámetro o pendiente de la red, cambios de sección en la red, incorporación a otros colectores, acometidas e imbornales y limpieza del colector pero su ámbito de aplicación viene marcado por el diámetro de los colectores. Para diámetros nominales superiores a 1000 mm no será posible la instalación de pozos de registro debiendo ejecutar arquetones. Las características de este tipo de registro vendrán condicionadas por el diámetro de los colectores que acometen.

TIPO DE REGISTRO	DIÁMETRO NOMINAL COLECTOR (mm)	DIÁMETRO INTERIOR DEL POZO (mm)	DISTANCIA MÁXIMA RECOMENDADA EN ALINEACIONES RECTAS (m)
POZOS	400 < D ≤ 1000	1000-1500	25
ARQUETONES	D > 1000	>1500	A justificar

Tabla 8. Distancia máxima entre pozos de registros en alineaciones rectas según normativa.

### 5.3.3. RESISTENCIA DE LAS TUBERÍAS

Hay diferentes factores que inciden en la resistencia de las tuberías como la tipología de zanja y relleno utilizado sobre la clave de la conducción, módulo de deformación del terreno, ángulo del talud de instalación, cargas actuantes en superficie y cargas debidas al proceso constructivo y mantenimiento. En base a esto, la normativa propone una serie de diámetros interiores mínimos y máximos en función del tipo de material utilizado.

TIPO COLECTOR	DIÁMETRO MÍNIMO INTERIOR APROXIMADO (mm)	DIÁMETRO MÁXIMO INTERIOR APROXIMADO (mm)
HORMIGÓN ARMADO	800	1500
PEAD CORRUGADO	209	1005
P.V.C. SIN RIGIDEZ ESTRUCTURAL	386	1468
P.V.C. CORRUGADO	680	1037
POLIPROPILENO	209	1005

Tabla 9. Diámetros interiores mínimos y máximos aproximados según normativa.



#### 5.4. CRITERIOS AMBIENTALES

El problema principal de este proyecto, como se ha comentado anteriormente, es el alivio de cierta cantidad de agua a una masa receptora de agua sin tratamiento previo. Además de la suciedad propia de las aguas, en la superficie hay suficiente humedad como para que sin importar la lluvia ésta se movilice y penetre a la red. Las concentraciones de DQO son muy notables en el caso de eventos de mayor intensidad de lluvia en los que los valores ascienden a 1000 mg/l de punta muy superior a los valores medios de la red, 392 mg/l (Andrés-Doménech & Marco Segura, 2015).

En la *Normativa para Obras de Saneamiento de la Ciudad de Valencia. Año 2015*, se establecen una serie de elementos que pueden favorecer a la gestión de contaminantes como los depósitos de retención. Además, hace mención a las concentraciones máximas permisibles de los parámetros fisicoquímicos característicos en los vertidos con el fin de proteger al medio receptor. El objetivo de este proyecto es reducir el número de vertidos desde el azarbe situado en la margen izquierda del río Turia mediante la instalación de un/varios depósitos de control. Quedará fuera de este trabajo la verificación de las limitaciones fisicoquímicas propuestas en esta normativa.

#### 5.5. CRITERIOS ECONÓMICOS

Con respecto a la parte económica, se intentará optimizar el sistema utilizando el diámetro estricto para que se cumpla lo definido en el apartado 5.2.4 además de aprovechar la tipología de zanjas ejecutadas.

#### 5.6. CRITERIOS DE EVALUACIÓN DEL DEPÓSITO DE RETENCIÓN PARA EL CONTROL DE CONTAMINANTES

El problema fundamental que nos ocupa es el número de vertidos que se realizan al azarbe y llegan a la masa de agua receptora sin un tratamiento previo. Debido a que no se trata de un problema hidráulico, incapacidad de absorber las puntas de caudal, se decide disponer de un tanque de retención para el control de contaminantes que permita, además de mejorar la calidad del agua vertida, disminuir el número de vertidos producidos durante los eventos de lluvia.

La normativa propone en función del tipo de red, unitaria o separativa, un volumen de depósito con el que se consigue reducir el número de vertidos a 5 derivaciones al año. En el caso que nos ocupa, agua pluvial, el volumen del depósito de retención que recogerá las aguas de una parte o de la totalidad de la cuenca tendrá una capacidad de 70 m<sup>3</sup>/ha.



## 6. DESCRIPCIÓN DEL MODELO EN INFOWORKS CS

### 6.1. DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA INFOWORKS CS

Para realizar el diagnóstico de la red así como la implantación de las medidas propuestas, se ha recurrido al programa *InfoWorks* concretamente al módulo correspondiente a saneamiento (Collectors System). Éste está desarrollado por Wallingford Software en Reino Unido. Contempla el planteamiento del problema con las ecuaciones completas de Saint-Venant y un esquema numérico en diferencias finitas implícitas con paso variable de tiempo.

#### 6.1.1. DEFINICIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO

El modelo de un sistema físico debe ser capaz de simplificar la realidad del mismo pero preservando aquellas características primordiales, con el fin de obtener valores lo más fidedignos posibles. A esta simplificación se le denomina conceptualización del sistema.

Pueden ser muchos los modelos realizados: gráficos, físicos reducidos o los modelos matemáticos, entre otros. Estos últimos están compuestos por cuatro bloques principales:

- **Las entradas o inputs:** son aquellos datos medibles y ante los que el sistema responde y evoluciona. El input más importante en el modelo de una red de drenaje urbano es la precipitación.
- **Los parámetros ( $\theta$ ):** son valores numéricos que describen las propiedades estacionarias del sistema, las cuales son conocidas a priori. En el drenaje urbano, algunos de estos parámetros son: rugosidad de los conductos, umbral de escorrentía para un determinado uso del suelo, etc.
- **Las ecuaciones (M):** expresiones matemáticas que describen los procesos analizados y relacionan las variables entre sí y entre éstas y los parámetros. Estas ecuaciones deberán ser capaces de reproducir los siguientes procesos físicos: producción de escorrentía, transporte de escorrentía en superficie y propagación en la red de colectores.
- **Variables de estado (Y):** en éstas se encuentran los outputs o salidas. Son las variables encargadas de definir numéricamente el estado del sistema en cada momento. En drenaje urbano, las variables de estado más importantes son: los caudales y niveles en cualquier punto del sistema.

#### 6.1.2. CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL SOFTWARE

El modelo InfoWorks CS permite la modelación de redes separativas de aguas pluviales y residuales pero también la combinación de éstas en una sola red unitaria. El sistema de drenaje se reproducirá mediante la definición de las subcuencas cuya función será drenar el agua hacia sus pozos de registro (nodos) efectuando la salida del agua de la red gracias a la conexión de estos pozos con las conducciones u otros elementos como, bombas, aliviaderos, etc.

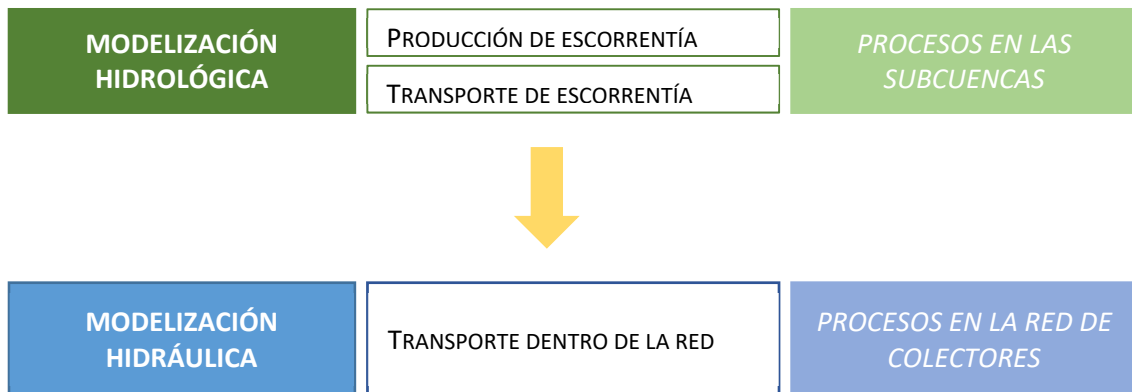
La novedad de este módulo es la incorporación del motor de cálculo HydroWorks el cual permite simular el comportamiento de la red frente a numerosas situaciones. Toda la información referente al modelo tanto de parámetros, ecuaciones y datos en general que definen dicho modelo como los resultados derivados de cada una de las simulaciones realizadas.



Incorpora muchos más modelos capaces de reproducir los procesos físicos correspondientes a la producción de escorrentía, transporte de escorrentía en superficie y propagación en la red de colectores como son: Horton, SCS, SWMM, GreenAmpt, entre otros.

Este programa está concebido en un entorno SIG propio, pero además permite la conexión directa con otros tipos de programas como son: MapInfo, Arcview, ArcMap, SWMM, Excel, AutoCad, etc.

En la imagen que se muestra a continuación, *Fig. 15*, se recoge de manera gráfica la conceptualización del sistema, en cuanto a la modelización de aguas pluviales, en dicho programa.



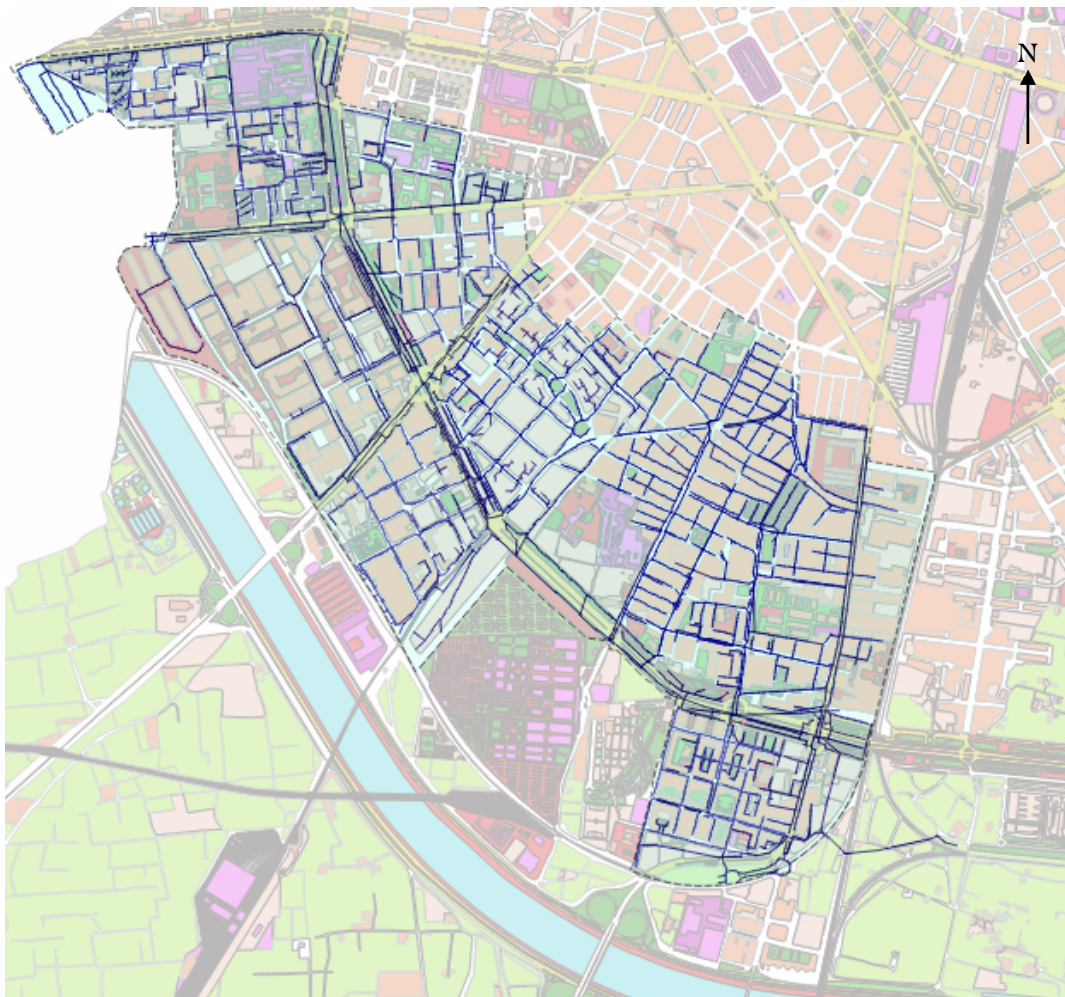
*Fig. 15. Conceptualización de la modelización de aguas pluviales en InfoWorks.*

## 6.2. DELIMITACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

Con el fin de definir las cuencas vertientes al Colector Sur Ramal Exterior (CSRE) se importará a *InfoWorks*, las conducciones y pozos de registros de la red extraídos del SIRA. Mediante un estudio de dicha red, se han eliminado aquellas partes de la red que vertían sus aguas o bien al colector dispuesto en la Avenida del Cid o bien al Colector Sur. Tras este trabajo previo, en la *Fig. 16*, se muestra la red objeto de estudio. Como se mencionó anteriormente, no se considerará la zona del cementerio municipal debido a que no supone una zona potencial de producción de escorrentía. Además, no se considerará la parte de la red que circula por la margen izquierda del cauce del río Turia así como sus derivaciones directas.

En la actualidad, existe una separación de las aguas pluviales y residuales a la altura de la calle del Archiduque Carlos. Las aguas negras se recogen mediante el CSRE hasta el punto de alivio y las procedentes del agua de lluvia se derivan a una conducción ubicada en la margen izquierda del río que vierte directamente sus aguas a dicho punto. Con el fin de poder analizar la cantidad de agua de lluvia producida en la cuenca y prever de manera adecuada el número de vertidos producidos se eliminará dicha derivación haciendo discurrir toda el agua de lluvia por el CSRE.

Debido a que no se conoce con exactitud el funcionamiento actual de las acequias existentes en dicha comunidad, se ha asumido que ninguna de las acequias existentes ayudan al drenaje de la cuenca por lo que se eliminarán del estudio.



*Fig. 16. Red de saneamiento vertiente al CSRE.*

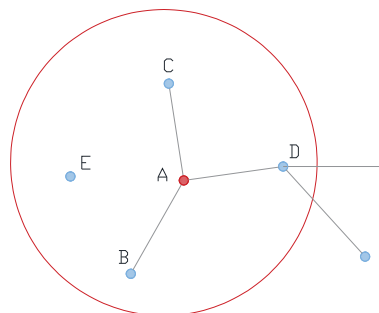


### 6.3. DEPURACIÓN DE LA INFORMACIÓN DEL SIRA.

Una vez establecida la red drenante al CSRE, es necesario efectuar una depuración de la información proporcionada por SIRA debido a que hay datos como cotas de solera, cotas de terreno y geometría de la conducción cuyos valores no existen o no son coherentes además de tramos desconectados. Con el fin de solventar este problema, siguiendo la dirección del flujo, se realizará un análisis de cada uno de los tramos que conforman la red con el fin de detectar estos problemas. La forma de trabajar será la siguiente: se realizará una visualización del perfil longitudinal de cada tramo seleccionando detectando valores anómalos ya sea en las conducciones o en el terreno. Si el problema se encuentra en una conducción, el valor otorgado dependerá de los datos de las conducciones adyacentes. Además, se ha detectado la presencia de tramos pequeños no conectados a la red. Para tratar dichos tramos se han seguido dos procedimientos: eliminación del tramo o la conexión de éste a la red. La conexión solo se hacía posible si las características geométricas -diámetro y pendiente de las conducciones- de ambas eran compatibles.

Para determinar el valor de la cota del terreno, se llevará a cabo una interpolación con respecto a las cotas adyacentes conocidas. Para realizar esta tarea, *InfoWorks* permite crear un *Grupo de estimaciones* a partir del cual, en el caso de no conocer algún dato, éste puede ser deducido de valores sí conocidos en otros puntos. Con este procedimiento, se obtendrán valores más lógicos de las cotas del terreno. Para hallar la cota de terreno de un punto, se utiliza la opción *Ground level from Surroundings* la cual permite determinar una cota a partir de la cota de los pozos que se encuentran a una determinada distancia. El cálculo del valor de la cota del terreno realizada por el programa la determina en función de la proximidad a la que se encuentra los pozos encerrados en una circunferencia de radio,  $r$ , cuyo centro es la cota desconocida. La contribución a la determinación de la cota de cada uno de ellos es ponderada por el cuadrado inverso de la distancia desde el nodo conocido al que se quiere hallar. Por tanto, cuanto más alejado este un pozo, menor será su contribución en la determinación del valor de la cota.

En la *Fig. 17* se muestra la conceptualización del procedimiento llevado a cabo por el programa, donde A es el pozo del que se desconoce la cota del terreno y B, C, D y E, son pozos cuyo valor es conocido.



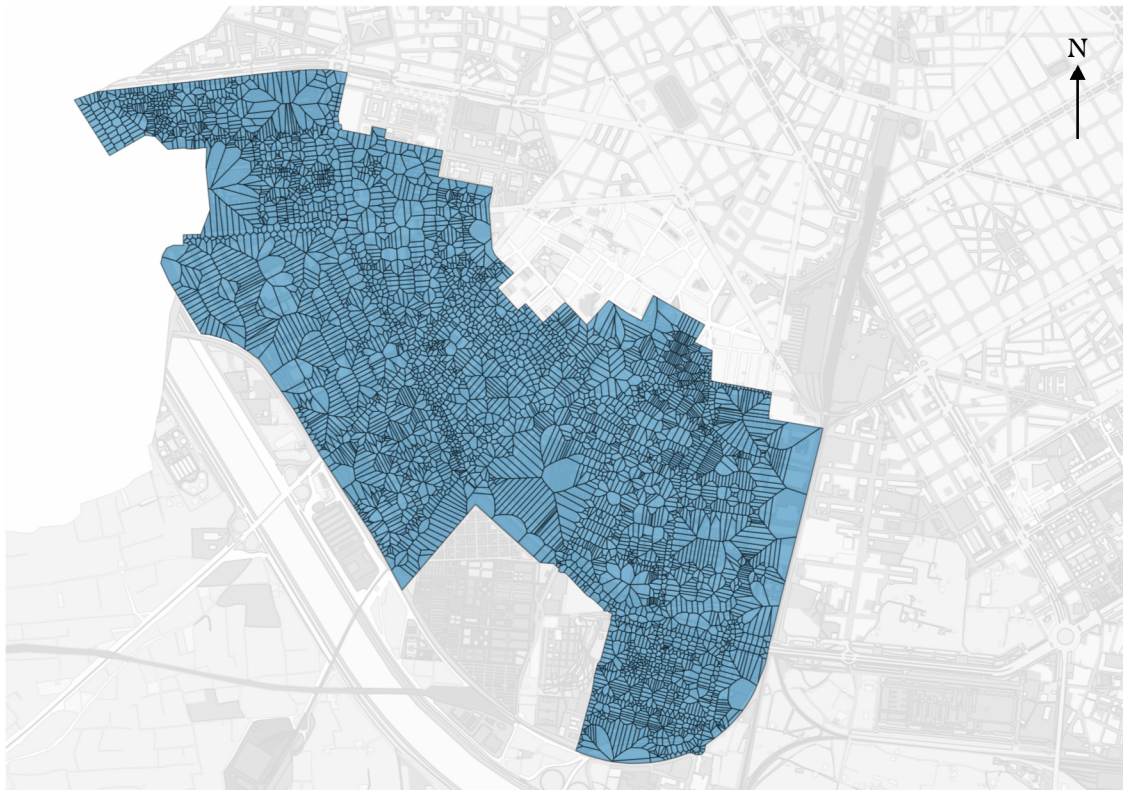
*Fig. 17. Determinación gráfica de una cota de terreno desconocida.*

#### 6.4. SUBCUENCAS.

Una vez efectuada la delimitación de la red y el tratamiento de la información recogida por el SIRA, se procede a definir el área de contribución de cada uno de los pozos -subcuencas- así como los usos de cada una de ellas.

##### 6.4.1. CREACIÓN DE LAS SUBCUENCAS.

La definición del área de cada una de las subcuencas se puede determinar mediante procedimientos manuales o bien se pueden generar automáticamente mediante *InfoWorks*. El programa genera las subcuencas a partir del concepto de polígono de Thiessen, método de interpolación más sencillo basado en la distancia euclidiana. El área de cada subcuenca se creará a partir de la unión de puntos entre sí, en este caso pozos de registro, trazando las mediatrices de los segmentos de unión. En la *Fig. 18*, se representan las subcuencas generadas automáticamente por el programa.



*Fig. 18. Subcuencas drenantes a los pozos de registros existentes en la cuenca de estudio.*



#### 6.4.2. DEFINICIÓN DE LOS USOS DEL SUELO

Antes de poder realizar una primera simulación con el fin de observar el comportamiento de la red frente a un evento de lluvia correspondiente a un periodo de retorno de 25 años, es necesario asignar a cada una de las subcuencas su/sus usos del suelo correspondiente. Esto permitirá al modelo determinar los caudales aportados por la red secundaria al Colector principal ya que procesos físicos como la escorrentía son dependientes de la tipología de uso del suelo.

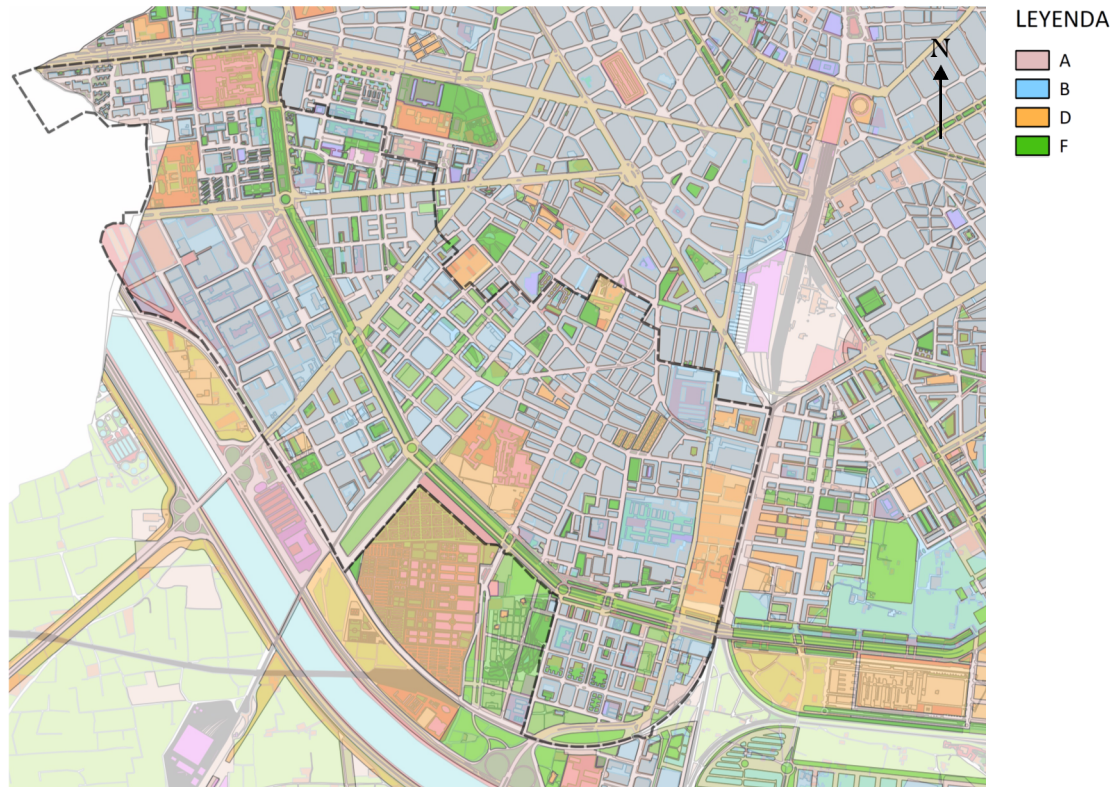
En la *Normativa para Obras de Saneamiento de la Ciudad de Valencia. Año 2015*, y tal como se definió en el apartado 5.1.1.5 de este documento, según el tipo de superficie existe un valor de coeficiente de escorrentía asociado al mismo para un periodo de retorno de 25 años los cuales se vuelven a recoger de la *Tabla 10*:

TIPO DE AGRUPACIÓN DE SUPERFICIE	C
GRANDES ÁREAS PAVIMENTADAS	0.95
ÁREAS URBANAS	0.85
ÁREAS RESIDENCIALES	0.50
ÁREAS NO PAVIMENTADAS	0.05-0.30

*Tabla 10. Coeficientes de escorrentía según el tipo de superficie (T=25 años).*

Según dicha normativa, la clasificación de estas superficies se hará teniendo en cuenta el Plan General de Ordenación Urbana (PGOU) vigente de la Ciudad de Valencia, y no la situación actual. Sin embargo, se han detectado en la situación actual cambios en usos del suelo no definidos en el Plan General por lo que se ha decidido actualizar este último con el fin de determinar la producción real de escorrentía. En la *Fig. 19*, se muestran superpuestas las capas correspondientes a la situación actual y lo dispuesto en el PGOU en la que se pueden observar las diferencias entre ellas.

En la *Tabla 11* se recoge la equivalencia de cada uno de los usos considerados con las iniciales recogidas en la leyenda de la imagen.



*Fig. 19. Usos definidos en la situación actual y en el Plan General.*

El procedimiento utilizado para asignar el correspondiente uso/usuarios del suelo a cada una de las subcuencas ha sido el siguiente. Mediante la herramienta de *QGIS*, se dibujaron una serie de polígonos englobando las áreas residenciales así como las diferentes zonas verdes quedando fuera únicamente las superficies pavimentadas. En la siguiente figura se muestra la imagen de los polígonos realizados.

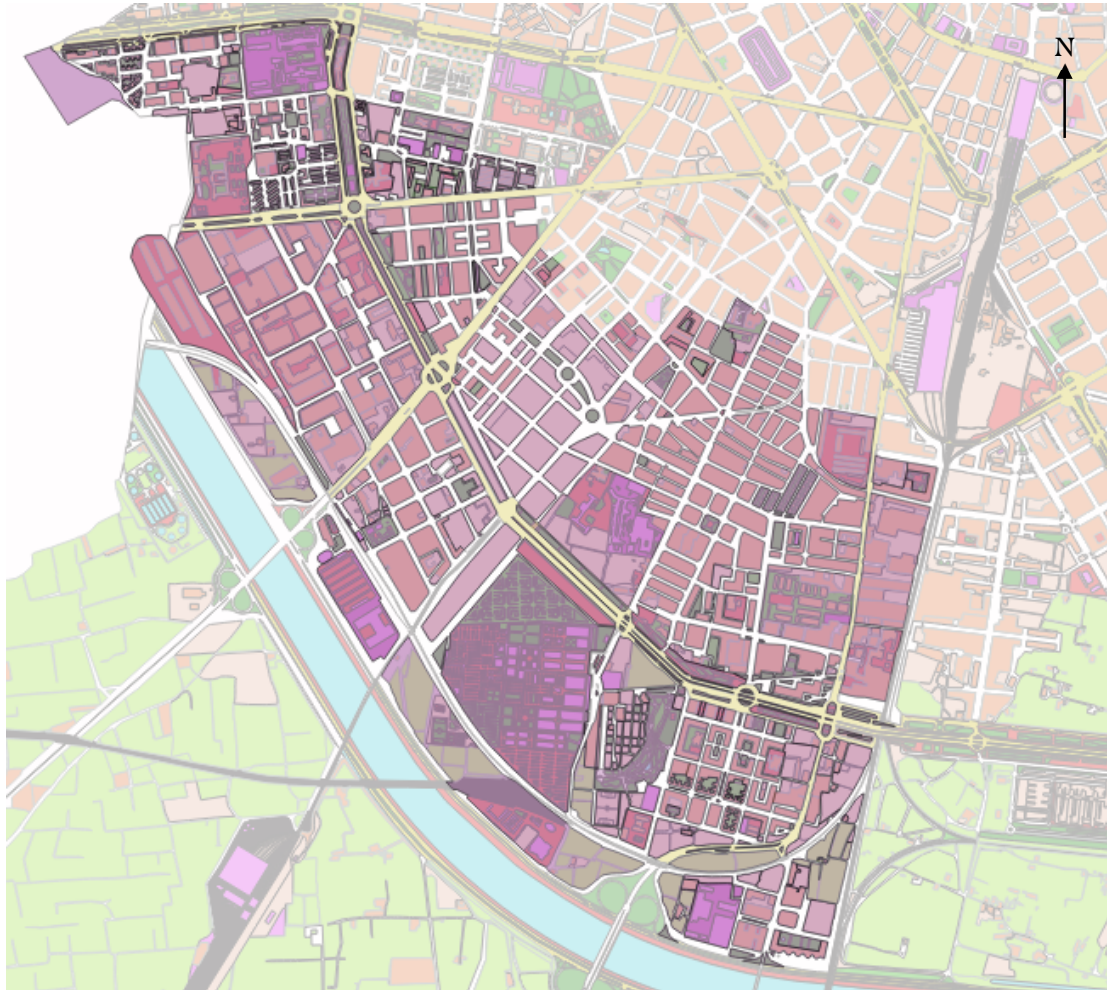


Fig. 20. Delimitación de las zonas urbanas, residenciales, no pavimentadas y pavimentadas mediante polígonos en QGIS.

Una vez generada esta nueva capa, se construye una tabla de atributos a la que se asocia, para cada uno de los tipos de superficie, una inicial y el coeficiente de producción de escorrentía correspondiente. Recogiendo los valores tabulados en la *Tabla 10*, se realiza la siguiente tabla de atributos en la que se incluye la inicial otorgada a cada tipo de superficie y los valores asignados a cada tipo de superficie mostrándose en la *Fig. 21* la distribución espacial de cada uso.

TIPO DE AGRUPACIÓN DE SUPERFICIE	INICIAL	C
GRANDES ÁREAS PAVIMENTADAS	A	0.95
ÁREAS URBANAS	B	0.85
ÁREAS RESIDENCIALES	D	0.50
ÁREAS NO PAVIMENTADAS	F	0.20

Tabla 11. Tabla de atributos de la capa de usos de suelos.

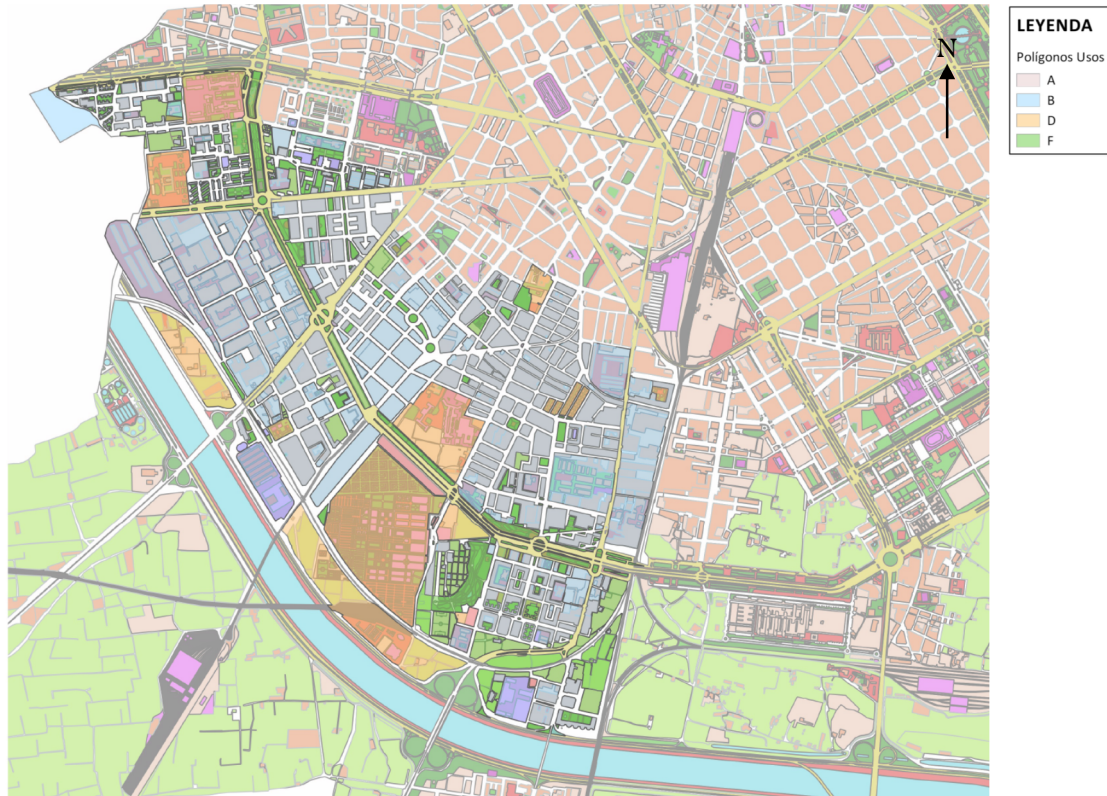


Fig. 21. Tipos de superficie según el grupo A, B, D y F.

A continuación se procede a intersectar dicha capa con la capa de subcuencas exportada de *InfoWorks* obteniendo así una tabla donde se recoge los m<sup>2</sup> de uso del suelo en cada una de las subcuencas, exceptuando el correspondiente a las áreas pavimentadas. El área correspondiente a este último uso, A, se obtendrá efectuando la diferencia entre el área total de cada subcuenca con la suma de las áreas destinadas a los otros tres usos, B, C y F. En el Anejo A.1 se recogen tabulados las hectáreas correspondientes de cada uno de los usos para cada una de las subcuencas.

Una vez obtenidas las hectáreas totales de cada uno de los usos para cada subcuenca se introducen dichos valores en *InfoWorks*. En dicho programa se ha definido un uso de suelo global que supone el 100% del área de la subcuenca, el cual se divide en las cuatro superficies de escorrentía consideradas. Se introducirán los valores calculados para cada uno de los usos consiguiendo así que, para cada una de las subcuencas, el programa calcule automáticamente del total del área de cada una de ellas que porcentaje correspondiente a cada uno de los usos.

TIPO DE AGRUPACIÓN DE SUPERFICIE	SUPERFICIE DE ESCORRENTÍA	ID
GRANDES ÁREAS PAVIMENTADAS	95	Área de escorrentía 4
ÁREAS URBANAS	85	Área de escorrentía 3
ÁREAS RESIDENCIALES	50	Área de escorrentía 2
ÁREAS NO PAVIMENTADAS	20	Área de escorrentía 1

Tabla 12. Organización de los usos del suelo en *InfoWorks*.



### 6.4.3. PARÁMETROS PARA LOS MODELOS DE PRODUCCIÓN Y TRANSPORTE DE ESCORRENTÍA Y PROPAGACIÓN POR LA RED DE COLECTORES

A continuación se recogen los datos necesarios para la modelización de los procesos físicos correspondientes a la producción y transporte de escorrentía en superficie y la propagación de las aguas pluviales en las conducciones. Como se ha explicado en apartados anteriores se utilizarán dos modelos para reproducir estos procesos: el SCS para modelizar la producción de escorrentía y el SWMM para simular los procesos de propagación y transporte.

#### 6.4.3.1. Producción de escorrentía

Como se definió en el apartado 5 son dos los parámetros necesarios para modelizar la producción de escorrentía mediante el modelo SCS: la altura SCS y el factor inicial de abstracción. En el programa *InfoWorks*, estas variables se introducen en el grupo de subcuencas en la pestaña *Superficie de escorrentía*. Estos valores dependerán del tipo de uso, en este caso, se tendrán magnitudes diferentes según si se trata de un área urbana o residencial, zona pavimentada o no pavimentada. En la *Tabla 13* se recoge para cada tipo de superficie, el valor de ambos parámetros.

TIPO DE AGRUPACIÓN DE SUPERFICIE	INICIAL	ALTURA SCS	FACTOR INICIAL DE ABSTRACCIÓN
GRANDES ÁREAS PAVIMENTADAS	A	0.005	0.20
ÁREAS URBANAS	B	0.022	0.20
ÁREAS RESIDENCIALES	D	0.089	0.20
ÁREAS NO PAVIMENTADAS	F	0.351	0.20

Tabla 13. Parámetros para la modelización de la producción de escorrentía mediante el modelo SCS en *InfoWorks*.

#### 6.4.3.2. Propagación de escorrentía en superficie y transporte por la red de colectores

Para modelizar el transporte del agua ya sea en superficie o a través de la red de colectores se utilizará el modelo SWMM, el cual necesita los valores correspondientes a la rugosidad tanto de las subcuencas como de los colectores para modelizar el movimiento del agua en dichos elementos. En *InfoWorks*, este valor se introducirá tanto en el grupo de subcuenca como en el de conducciones. En el primero de ellos, en la pestaña *Superficie de escorrentía* se ha de definir el valor correspondiente al factor *Runoff Routing Value* que dependerá de los tipos de superficie considerada, y en el segundo, quedará definido por el factor de rugosidad de la tubería dependiente del material utilizado en la misma.

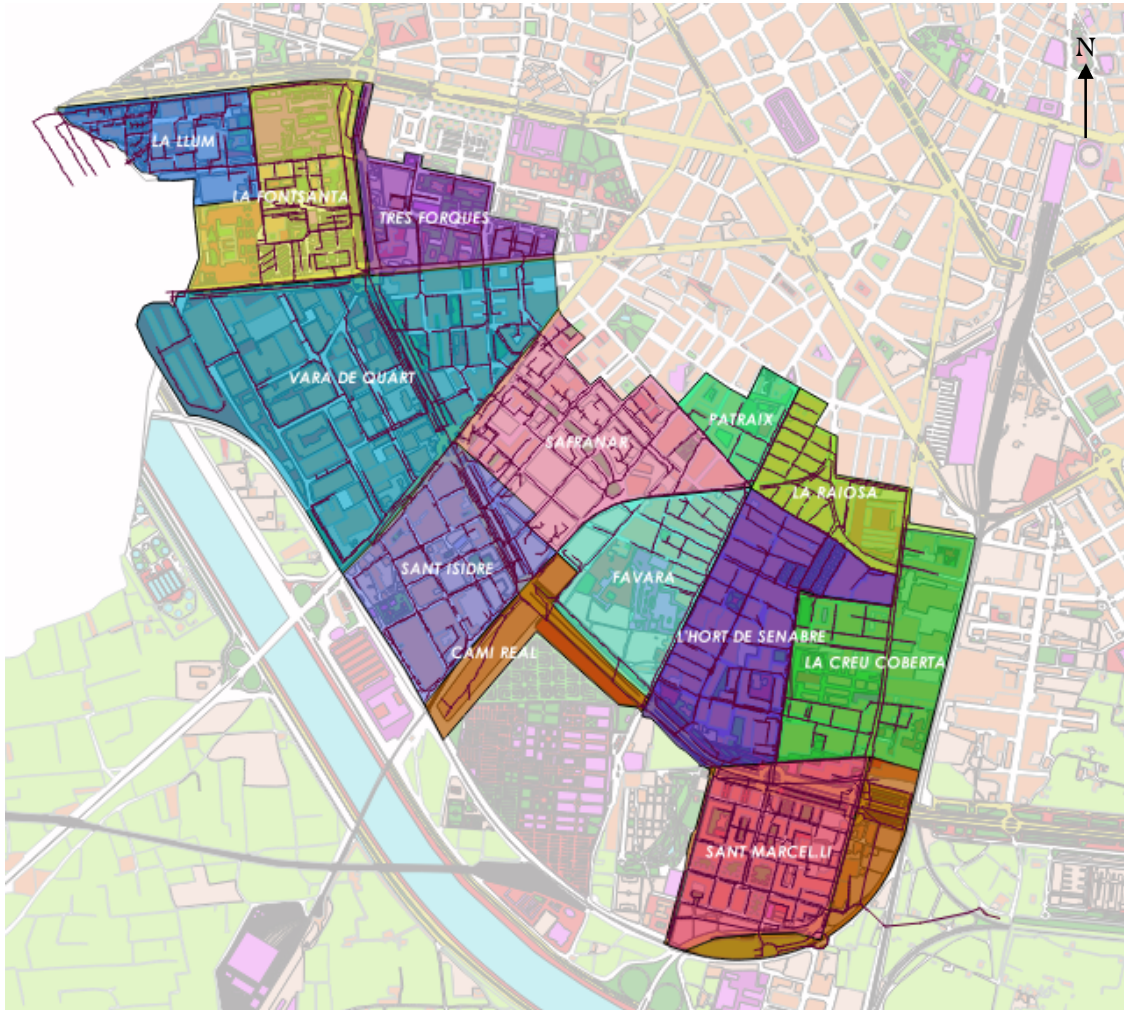
	SUBCUENCAS				COLECTORES	
	A	B	D	F	HORMIGÓN	PLÁSTICO
FACTOR DE RUGOSIDAD	0.02	0.02	0.02	0.20	0.015	0.011

Tabla 14. Factor de rugosidad para subcuencas y colectores.

Los parámetros correspondientes al análisis de la contaminación o a la gestión de aguas residuales no se modificaran dejando los valores por defecto definidos por el programa o bien definiendo valores coherentes ya que no son objetivo de este proyecto.

## 7. DIAGNÓSTICO DE LA SITUACIÓN ACTUAL Y PROPUESTA DE ACTUACIONES CORRECTORAS EN LA RED

La exposición de la red frente a un evento de lluvia permitirá conocer la respuesta de cada uno de los elementos que lo conforman, pozos y conducciones, y detectar problemas que provoquen un funcionamiento deficiente de los mismos. La ventaja de la utilización del programa *InfoWorks* es la posibilidad de efectuar este análisis para el conjunto de todas las cuencas drenantes al CSRE, recogiendo así las posibles interferencias entre redes secundarias. En la *Fig. 22* se delimita la porción de red secundaria perteneciente a cada uno de los barrios drenantes al CSRE.



*Fig. 22.* Sistema de red objeto de estudio englobada en los diferentes barrios.



## 7.1. PARÁMETROS DE DIAGNÓSTICO

Con el fin de poder establecer si el funcionamiento de la red se puede considerar aceptable o no, se definen una serie de criterios a cumplir. Los cuales se presentan a continuación. Estos permitirán acotar las zonas donde exista déficit de capacidad hidráulica por parte de las conducciones o simplemente conducciones que por su configuración provocan problemas a las conducciones adyacentes. Los criterios son:

- **Entrada en carga** de las conducciones: se considerará que una conducción está en carga cuando la relación entre el estado de carga y la presión sea superior a 1. En la Fig. 23 se recoge un ejemplo de este tipo de funcionamiento.

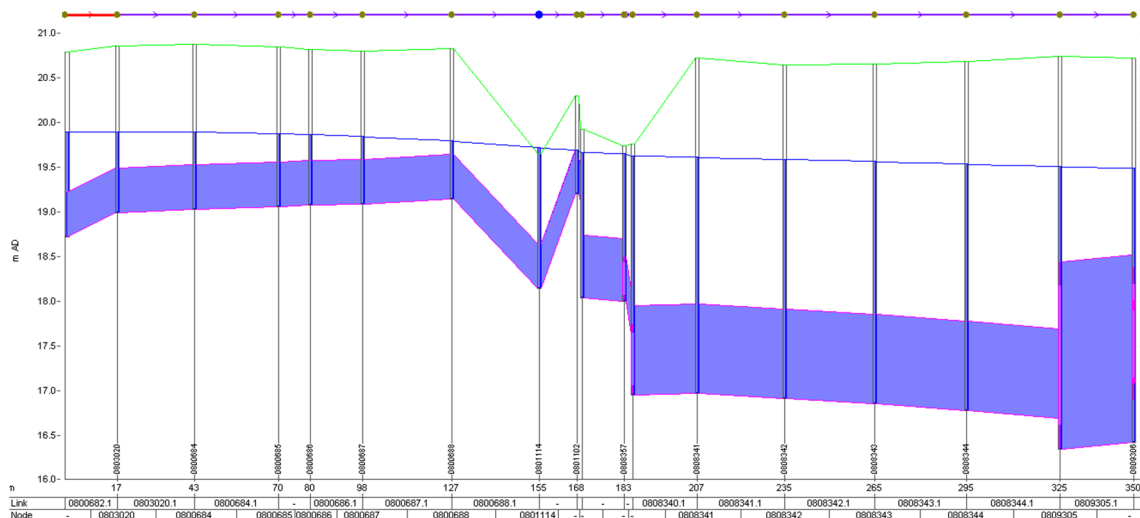


Fig. 23. Ejemplo de entrada en carga de un conjunto de conducciones.

- **Desbordamiento** del agua: esto sucede cuando por insuficiencia en la red de colectores, se produce la entrada en carga de los colectores situados aguas arriba de tal magnitud que el agua alcanza la superficie. En la Fig. 24 se recoge un ejemplo del desbordamiento del agua circulante en el interior de los colectores. Esto, aparte de los problemas aparentes que pueden ocasionar en las conducciones, la formación de charcos en superficie será una de las consecuencias de este problema.

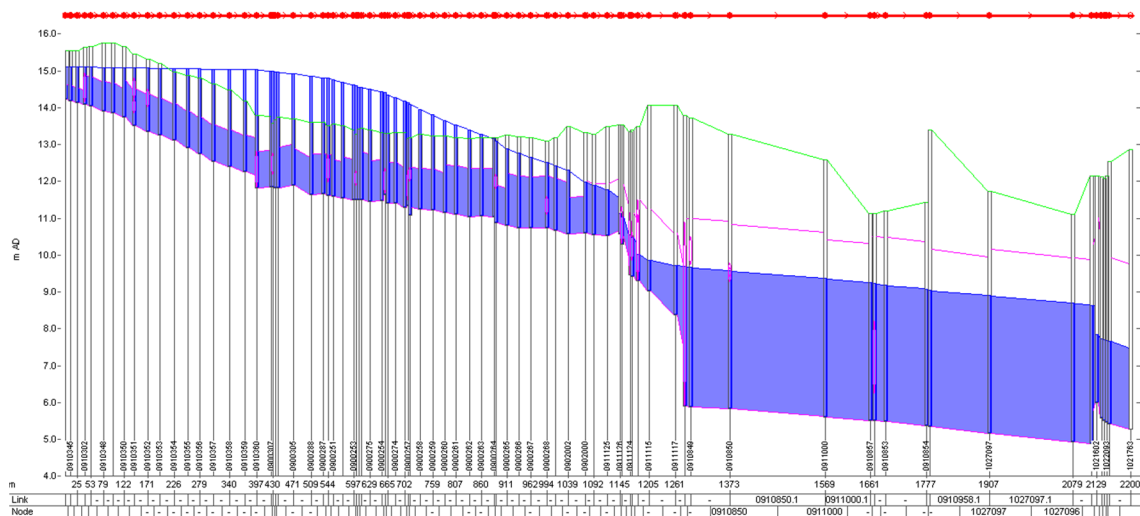


Fig. 24. Ejemplo de desbordamiento de agua desde el interior de conducciones.



## 7.2. RESULTADOS OBTENIDOS TRAS EL DIAGNÓSTICO PRELIMINAR

Teniendo en cuenta los criterios expuestos en el apartado anterior, se somete a la red a un evento de lluvia de periodo de retorno de 25 años, definido en el apartado 5.1.1.1. de esta memoria, con el fin de establecer un primer diagnóstico de la misma. En la *Fig. 25* y *Fig. 26* se muestran gráficamente el estado en el que se encuentran las tuberías, en cuanto a su estado de carga y el volumen de agua de inundación debido a la salida de ésta del interior de los pozos, respectivamente.

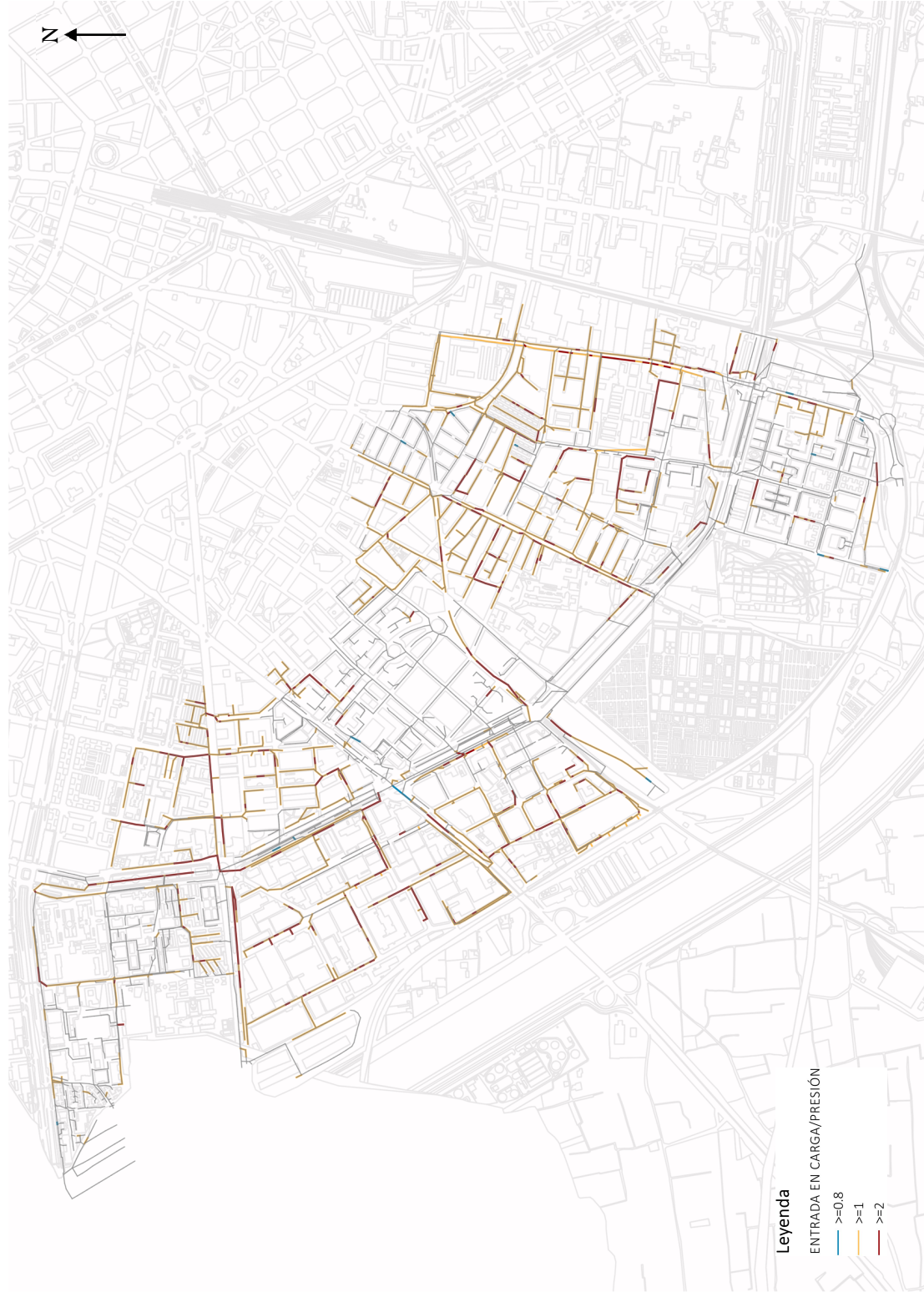


Fig. 25. Resultados en las conducciones extraídos de InfoWorks tras la primera simulación de la red frente a un evento de T=25 años.

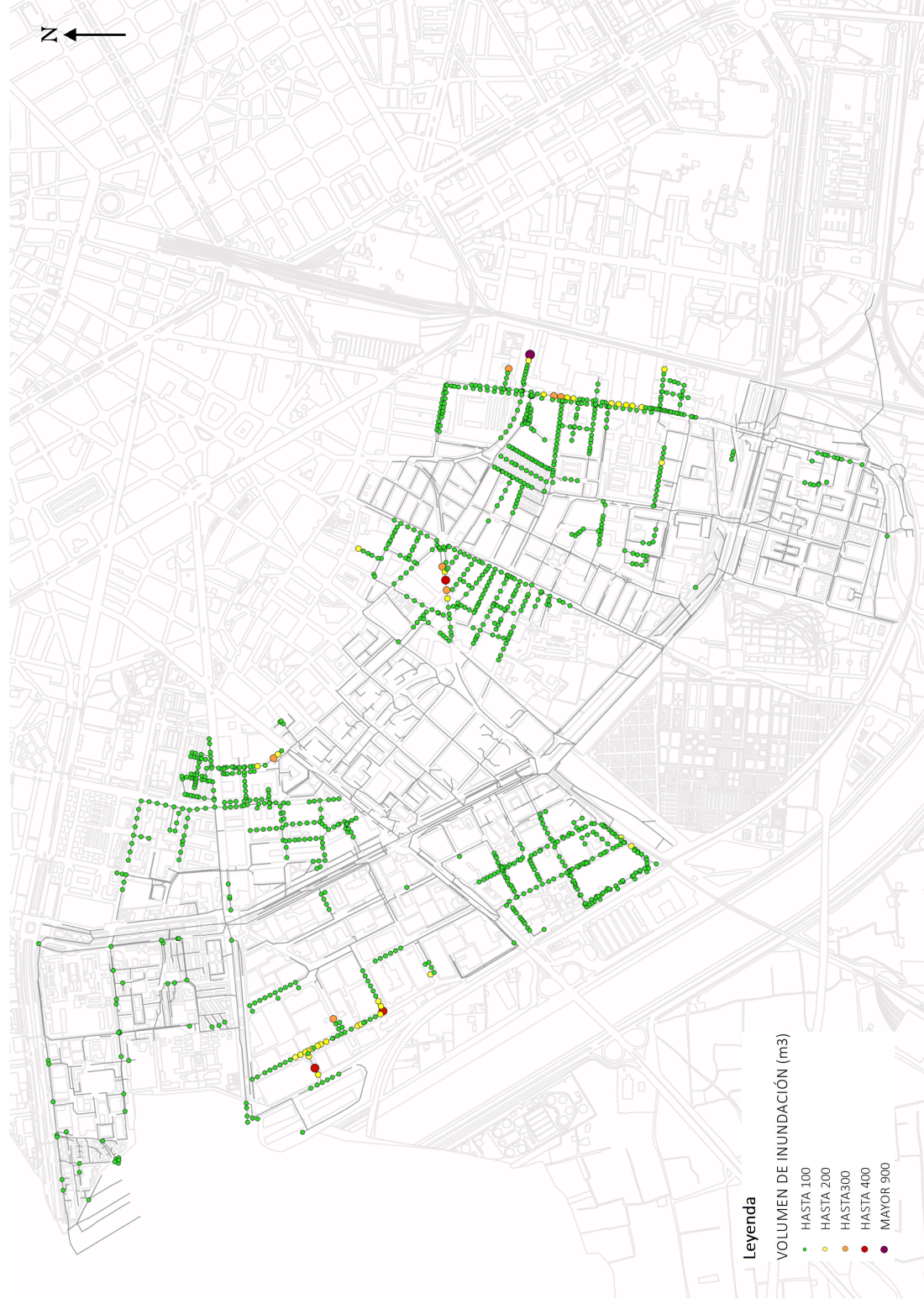


Fig. 26. Resultados en pozos extraídos de InfoWorks tras la primera simulación de la red frente a un evento de T=25 años.

Como se puede observar existen cuatro zonas donde se deberán concentrar el número de actuaciones debido al estado de la red. Estas zonas se corresponden con los barrios de Tres Forques, Vara de Quart, L'Hort de Senabre y Creu Coberta. En estos, se han observado las dos problemáticas presentadas anteriormente: existen conducciones y tramos de longitud considerable cuyo comportamiento es deficiente debido a la falta de capacidad de los tramos situados aguas abajo o incluso por la conexión entre dichas conducciones, además de tramos cuyo diámetro se encuentra muy por debajo del exigido por normativa. Esto llega a provocar, en la mayoría de los casos, desbordamientos, que en algunos casos alcanzan magnitudes importantes. Además, se han detectado tramos cuya conexión con las tuberías de aguas arriba y aguas abajo no son del todo coherente debido a que la cota de solera aguas arriba se encuentra en una posición más baja que la de aguas abajo quedando dicho tramo a contrapendiente. Esto, en algunos de los casos, ha provocado modificaciones en las direcciones del flujo ya que el agua comenzaba a circular en sentido contrario al sentido normal del mismo, e incluso ha favorecido al almacenamiento de agua en las propias conducciones generando hidrogramas de salida con un aspecto como el que se presenta en la Fig. 27. Como se observa en dicha figura, conforme pasa el tiempo, el caudal de salida en la conducción no tiende a cero sino a un valor constante.

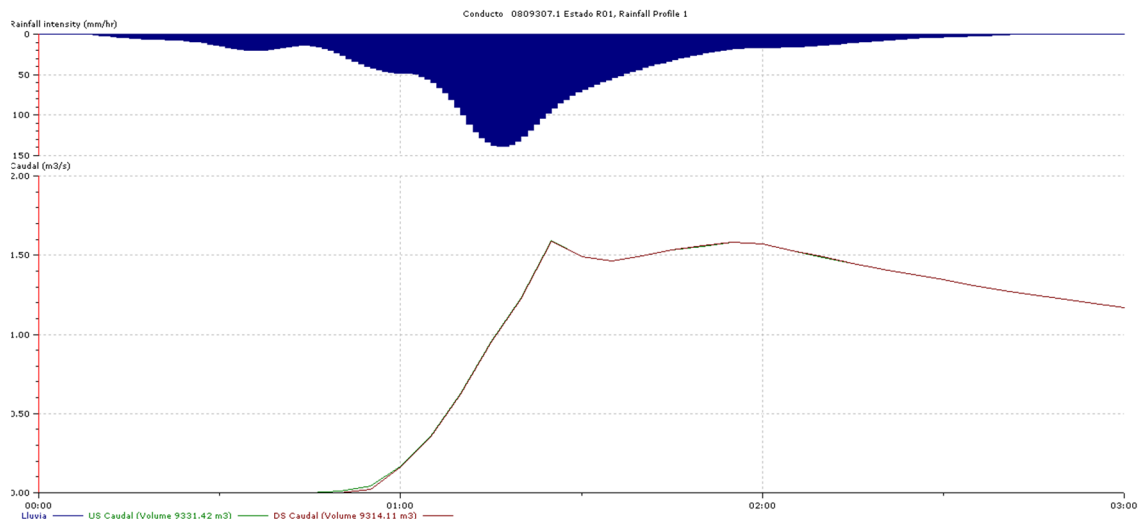


Fig. 27. Ejemplo de hidrograma de salida en una conducción donde se produce almacenamiento de agua.

En el resto de los barrios drenantes al CSRE, barrio de la Llum, La Font Santa, Zafranar, Sant Isidre, Patraix, Camí Real, Raiosa, Favara y Sant Marcel·lí, se han detectado deficiencias en la red pero en menor magnitud del resto de barrios de manera que la concentración de actuaciones será muy inferior. Los principales problemas detectados son los siguientes: tamaño de sección inferior al mínimo exigido por normativa, 400 mm, y entrada en carga de las conducciones debido al déficit de capacidad hidráulica de las conducciones situadas aguas abajo y/o a la ubicación, en cuanto a sus cotas de solera, de dichas conducciones.



En la Fig. 28 se presenta un ejemplo de funcionamiento antes y después de aplicar una serie de actuaciones sobre un tramo cuyo funcionamiento no era el adecuado.

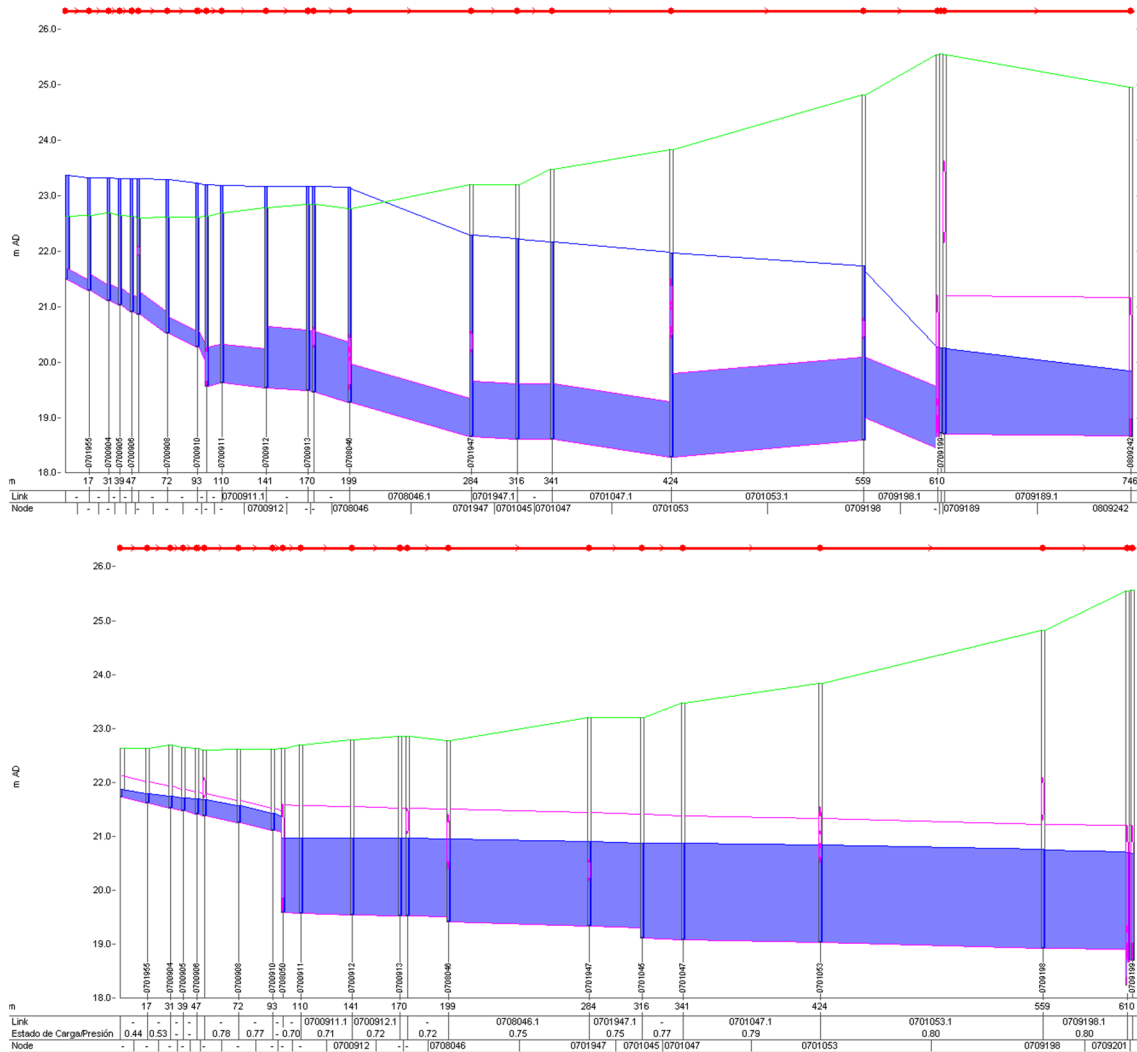


Fig. 28. Ejemplo del funcionamiento de un tramo de red antes (arriba) y después de aplicar las actuaciones de mejora (abajo).



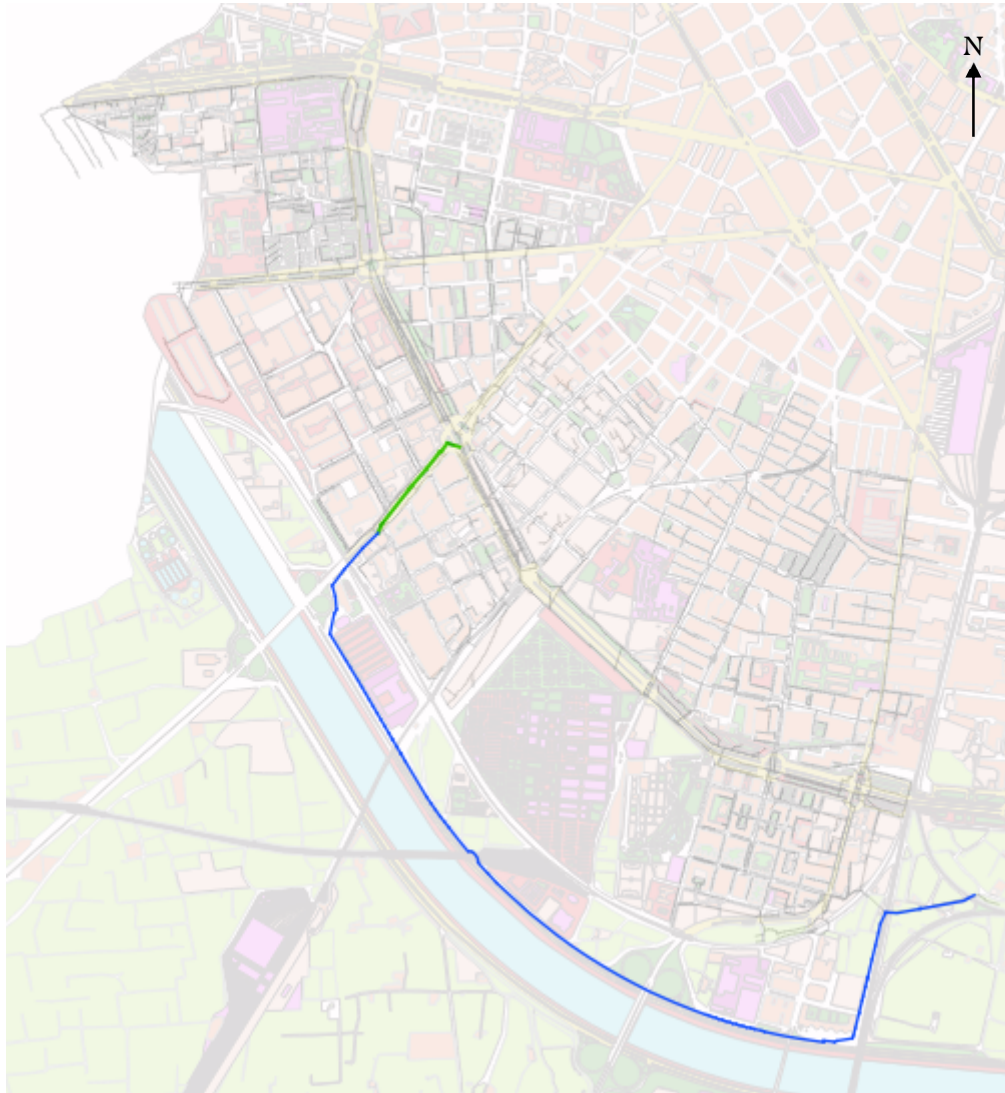
### 7.3. ACTUACIONES ORIENTADAS A LA MEJORA HIDRÁULICA DE LA RED

Frente a los problemas detectados se decide actuar en la red realizando una serie de actuaciones las cuales se pueden resumir en los siguientes puntos:

**AUMENTO DE SECCIÓN de las conducciones:** se procederá al aumento de sección en aquellos tramos de la red donde la entrada en carga de los mismos se deba a una falta de capacidad hidráulica y cuando el tamaño de la sección sea inferior al mínimo establecido en la normativa.

**MODIFICACIÓN DE LA PENDIENTE:** se modificarán las pendientes de los tramos de manera que se mejore el funcionamiento sin necesidad de elevar demasiado la sección. Los nuevos tramos originados deberán respetar los criterios hidráulicos expuestos en el apartado 5.2. y 5.3 que consistían en: disponer una pendiente tal que la velocidad del flujo circulante en el interior de la tubería se encuentre entre los 1.20 m/s y 4 m/s y proporcionar siempre una distancia mínima entre la clave y la superficie del terreno de 0.50 m. Este tipo de medida se ha concentrado en el barrio de L'Hort de Senabre debido al mal planteamiento y construcción de la conexión entre las conducciones.

**NUEVAS CONEXIONES entre la red secundaria y principal:** como se especificó anteriormente, existe una separación de las aguas pluviales y residuales a la altura de la calle de Tres Forques provocando que parte del barrio de Vara de Quart y Sant Isidre vertieran directamente sus aguas al final del CSRE. Con el fin de conocer el comportamiento real del CSRE frente a un evento de lluvia, se ha eliminado la conexión de estos barrios con dicha derivación conectándolos mediante una nueva conducción al Colector principal. En la imagen de la *Fig. 29* se muestra el recorrido que realiza el agua actualmente, sin ninguna modificación (azul) y el cambio que se produce al conectar la red secundaria de estos barrios directamente al CSRE (verde).



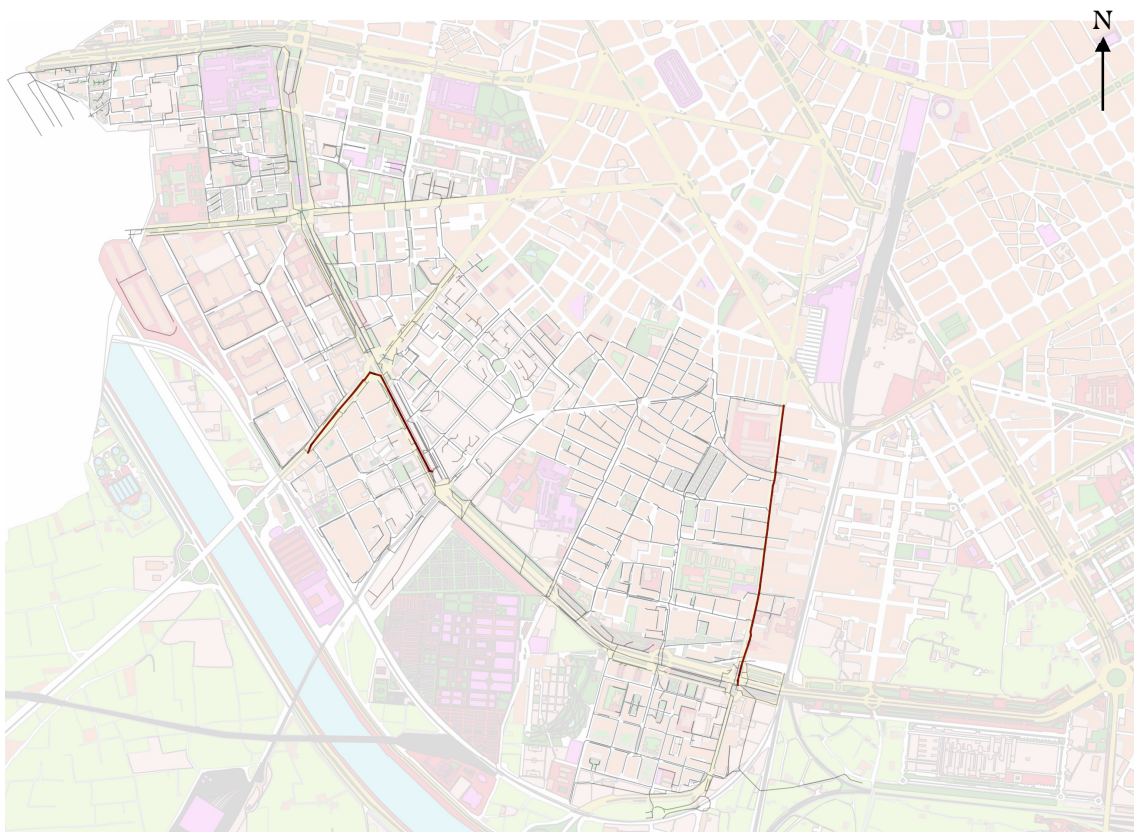
*Fig. 29. Nueva conexión de los barrios de Vara Quart y Sant Isidre.*



**NUEVOS COLECTORES PRINCIPALES:** se ha decidido ubicar un nuevo colector en la calle de San Vicente Mártir debido al estado de las tuberías pertenecientes a la red secundaria. Se ha detectado que en la gran mayoría de conducciones en el barrio de la Creu Coberta y parte del barrio L'Hort de Senabre se encuentran funcionando por encima de su capacidad produciéndose en casi todos los casos grandes salidas de agua hacia la superficie. Este colector sustituirá a los dos tramos de tuberías que discurren paralelos por esta calle debiendo establecer nuevas conexiones con el Colector de las tuberías adyacentes.

Además, tras la reconducción del agua de la red secundaria de parte del barrio de Vara de Quart y San Isidre, se detectó problemas de capacidad hidráulica en el Colector principal, por lo que se decide aprovechar un tramo de tubería secundaria paralelo a dicho colector y aumentarle la sección con el fin de llevar el agua de dichos barrios a la intersección entre la avenida Tres Creus y la calle Campos Crespo enlazando así con el CSRE en una zona cuya sección aumenta y puede absorber dicho incremento de caudal. Al igual que con el Colector anterior, ha sido necesario la modificación de algunas conexiones con el fin de evitar interferencias entre este Colector y la red secundaria vertiente al CSRE.

En la *Fig. 30* se recoge la ubicación de cada uno de los nuevos colectores planteados para mejorar el funcionamiento general de la red.



*Fig. 30. Nueva red de colectores y conexiones ejecutados en la red objeto de estudio.*



Para llevar a cabo el diseño de ambos colectores se ha atendido a los siguientes criterios hidráulicos y estructurales. **Criterios estructurales** al estar en una fase de planeamiento, se respetará el resguardo, definido en apartados anteriores, de 0.50 m de distancia entre la superficie del terreno y la clave de la tubería. **Criterios hidráulicos**, se atenderá a dos aspectos importantes: la velocidad y la entrada en carga. En cuanto a la **velocidad**, en la normativa aplicable a este proyecto se define que los criterios de dimensionamiento recogidos en la misma se pueden aplicar para colectores con alturas superiores a 1.50 m pero no recoge este tipo de conducciones por formar parte del Plan General de Colectores de la Ciudad y por las simplificaciones realizadas tanto en los cálculos hidrológicos como en los hidráulicos y mecánicos. Por dicho motivo, el cálculo hidráulico de los colectores se hará sin cumplir estrictamente las condiciones de velocidad pero servirán como orden de magnitud. Otro aspecto tenido en cuenta es la entrada en carga del colector. En numerosas bibliografías se establece que un valor aceptable de resguardo mínimo entre la superficie de la lámina de agua y la clave de la conducción, que depende del tipo de sección, podría ser de 0.20 m. En este caso, se atenderá a lo definido en el apartado 5.2 sobre la entrada en carga de las conducciones verificando paralelamente que esto asegura un resguardo superior al mínimo.

En el Plano nº 5 se recogen los perfiles longitudinales tanto del colector ubicado en la calle de San Vicente Mártir como el de la avenida de las Tres Cruces cuyas características quedan tabuladas en la *Tabla 15* para el primero de los colectores y en la *Tabla 16* para el segundo.

		TRAMO 1	TRAMO 2	TRAMO 3	TRAMO 4
<b>LONGITUD (m)</b>		88.70	174.30	550.30	304.20
<b>SECCIÓN</b>	<b>ALTURA (mm)</b>	1000	1200	2500	2500
	<b>ANCHO (mm)</b>	1000	1200	2500	2500
<b>TIPO SECCIÓN</b>		CIRCULAR	CIRCULAR	RECTANGULAR	RECTANGULAR
<b>PENDIENTE (‰)</b>		3.30	3.30	1.20	1.20
<b>NÚMERO DE MANNING (n)</b>		0.011	0.015	0.015	0.015

*Tabla 15. Características del Colector ubicado en la calle San Vicente Mártir.*

		TRAMO 1	TRAMO 2
<b>LONGITUD (m)</b>		407.10	108.10
<b>SECCIÓN</b>	<b>ALTURA (mm)</b>	2500	3000
	<b>ANCHO (mm)</b>	2500	2500
<b>TIPO SECCIÓN</b>		CIRCULAR	RECTANGULAR
<b>PENDIENTE (‰)</b>		4	4
<b>NÚMERO DE MANNING (n)</b>		0.015	0.015

*Tabla 16. Características del Colector paralelo al CSRE ubicado en el barrio de Sant Isidre.*

Cabe destacar que el objetivo de estas medidas es eliminar aquellas conducciones de la red secundaria que actúa como cuello de botella para los tramos adyacentes provocando problemas como los enunciados en el apartado 7.2. Se toma la decisión de no modificar las dimensiones de las secciones de los Colectores principales, el CSRE y el que discurre por la Avenida del Cid, si el comportamiento de estos es adecuado, esto es, que su entrada en carga no provoque desbordamientos de agua en superficie ni problemas en el funcionamiento de los ramales secundarios.

#### 7.4. RESULTADOS TRAS LA IMPLEMENTACIÓN DE LAS MEDIDAS

En total, se llevado a cabo 162 actuaciones repartidas en toda la red, concentrando 6 actuaciones en el barrio de la Llum, 9 en el barrio de La Font Santa, 17 en el barrio de Tres Forques, 33 en el barrio de Vara de Quart, 5 en el barrio de Safranar, 20 en el barrio de Sant Isidre, 4 en el barrio de Patraix, 4 en el barrio de Favara, 2 en el barrio del Camí Real, 10 en el barrio de La Riosa, 13 en el barrio de L'Hort de Senabre, 13 en el barrio de la Creu Cobert y 19 en el barrio de Sant Marcel·lí. Además se realizan 7 actuaciones para llevar a cabo la eliminación de las acequias. De manera gráfica, en el Plano nº 4 se recogen todas y cada una de las actuaciones realizadas definiendo detalladamente en el Anejo A.2. "Propuesta de actuaciones tras el diagnóstico de la red" los cambios realizados así como las nuevas cotas de solera y sección asignadas a las conducciones.

Tras la puesta en marcha de las actuaciones, y previamente a la simulación, se ajustado de nuevo los usos del suelo para cada una de las subcuencas generadas debido a que se han creado nuevos tramos y automáticamente se le ha asociado una subcuenca a dicho nodo. En la recogida en el Anejo A.1 "Usos del suelo" se recoge los usos definidos para cada subcuenca.

A continuación se ha llevado a cabo otra simulación de la red obteniendo los resultados reflejados en la Fig. 32 y Fig. 33. Como se observa, comparando con los resultados del primer diagnóstico mostrados en la Fig. 25, la red ha experimentado una mejora considerable verificando que el funcionamiento general de la red es correcto y que en ningún punto de la misma se está produciendo estancamientos del agua. Además, se ha actualizado los diámetros más pequeños aumentado su sección a 400 mm. No obstante, siguen existiendo tramos en carga pero dicho estado no afecta a la circulación normal del flujo ni produce desbordamiento de agua en la superficie.

Como puede observarse en el Plano nº 3, el caudal pico de salida tras la implementación de las medidas es de 68.37 m<sup>3</sup>/s, superior al caudal obtenido en el estado inicial, de 54.52 m<sup>3</sup>/s. Comparando sus hidrogramas, recogidos en la Fig. 31, se concluye que la ejecución de las propuestas de mejora en la red, reduce considerablemente el almacenamiento de agua en las conducciones provocando un mayor volumen de vertido de agua.

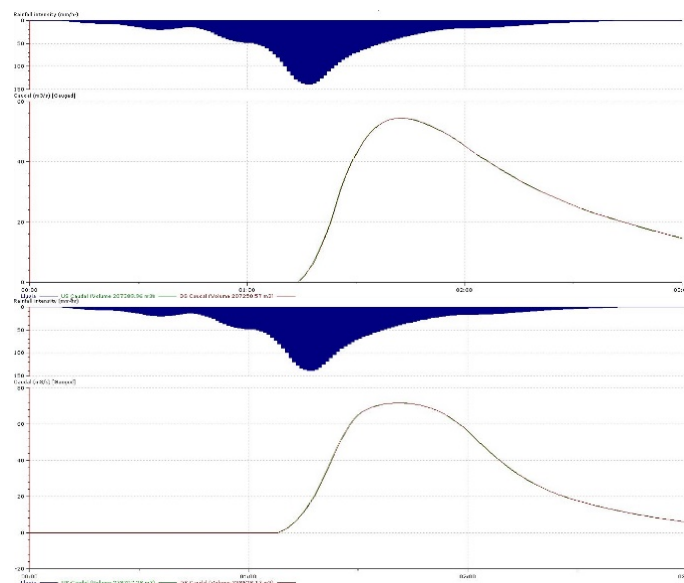


Fig. 31. Hidrograma antes de la implantación de las medidas propuestas (Arriba) y después (Abajo).

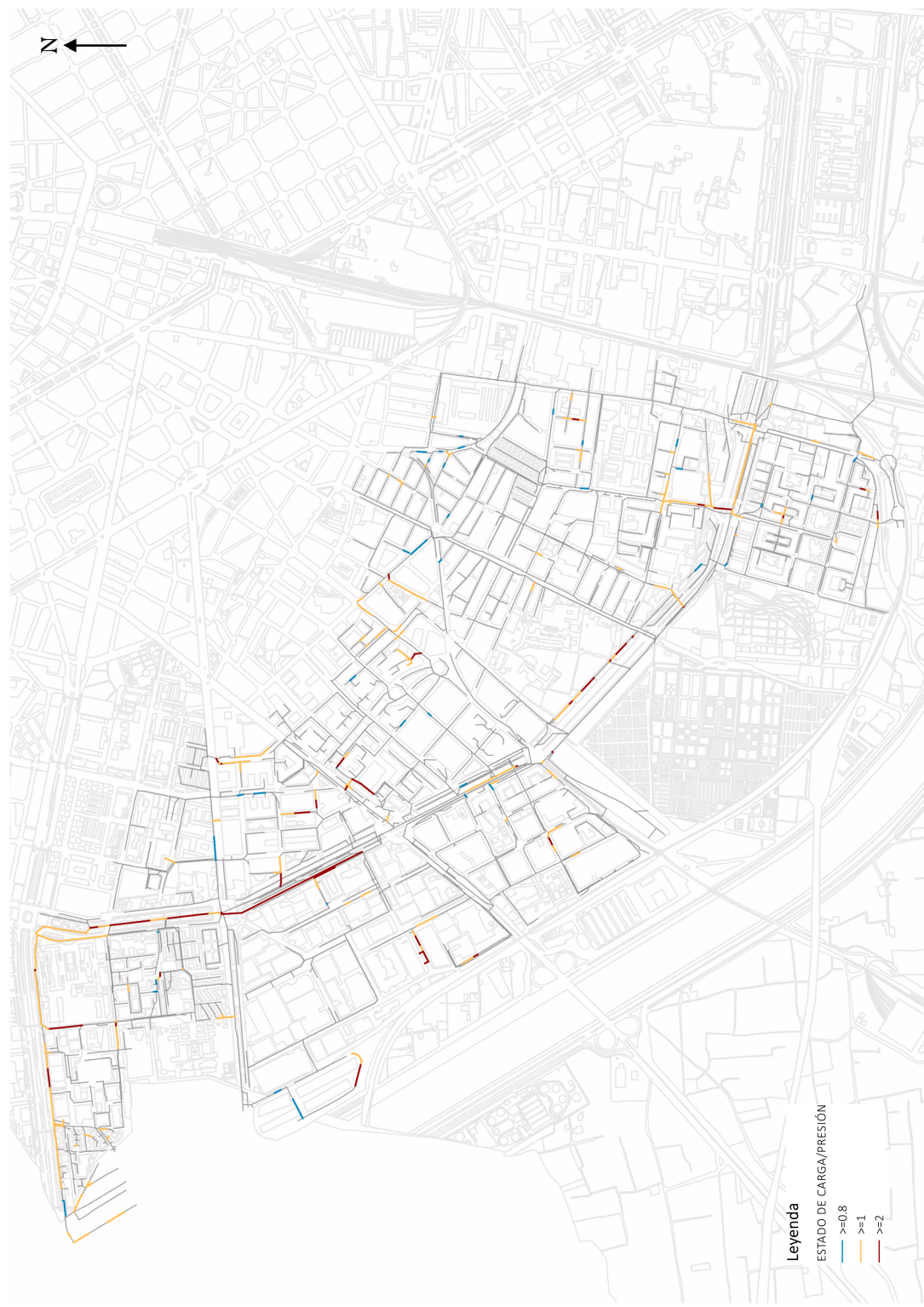


Fig. 32. Resultados en conducciones extraídos de InfoWorks tras la implementación de las medidas.

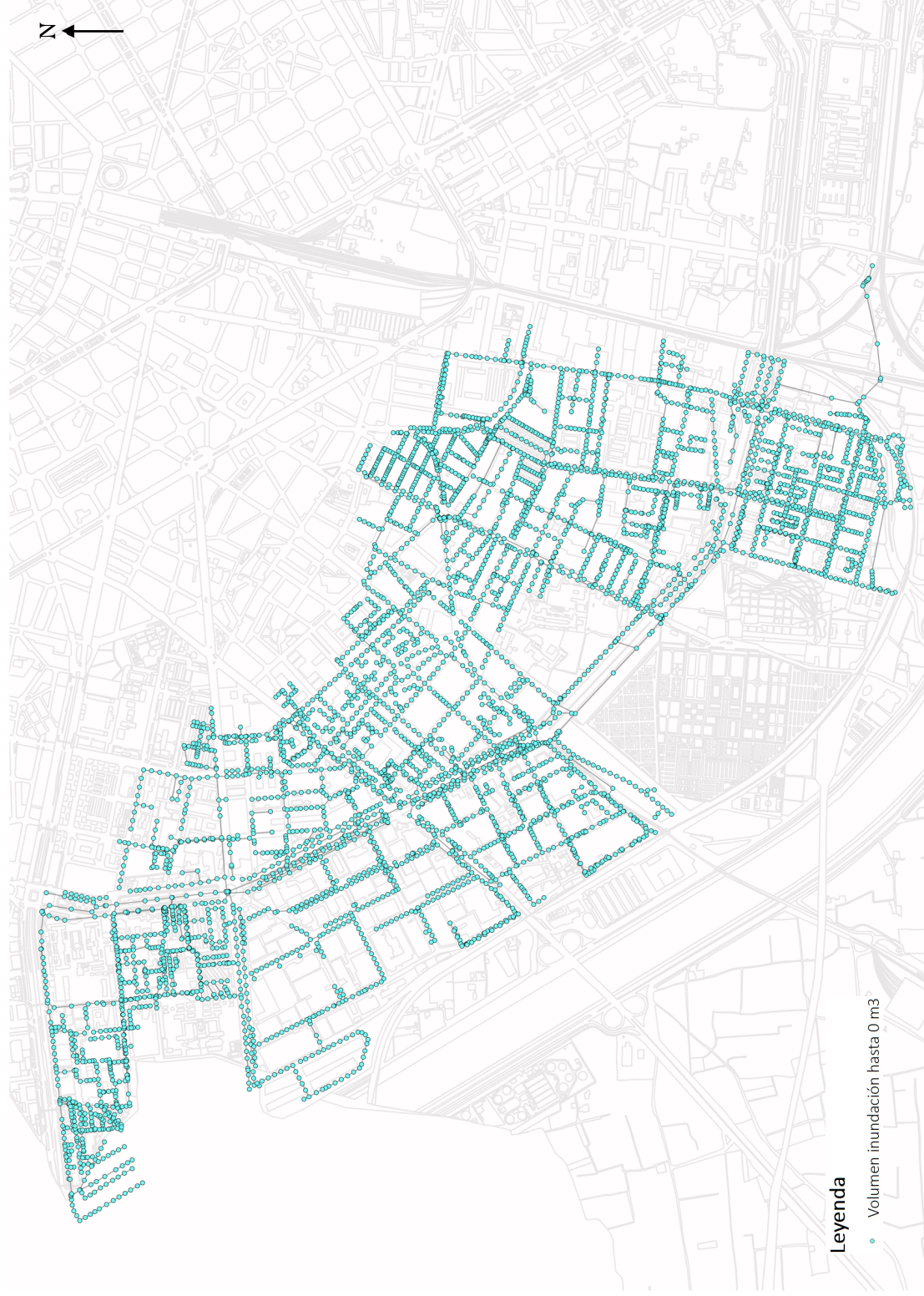


Fig. 33. Resultados en pozos extraídos de InfoWorks tras la implantación de las medidas.



Tras conseguir un funcionamiento correcto de la red, se procede a la definición de los depósitos de retención cuya función primordial será la de reducir tanto el número de vertidos a la masa receptora como la contaminación de dicha agua. La simulación de cada una de las alternativas se realizará bajo eventos de lluvia perteneciente a la serie histórica recogida en el apartado 5.1. de este documento.

## 8. PROPUESTA DE SOLUCIONES PARA EL CONTROL DE VERTIDOS EN TIEMPO DE LLUVIA

Las actuaciones llevadas a cabo en la red ha permitido mejorar el funcionamiento de la misma así como actualizarla a la normativa existente actualmente. El siguiente objetivo es reducir el número de vertidos a la masa receptora debido a que, al no poder realizar ningún tratamiento previo, se conduce directamente al mar ocasionando problemas en el medio biótico de la zona debido al cambio de las características en el agua. Por esto, se propone una serie de alternativas consistente en la ubicación de depósitos de retención de contaminantes distribuidos de una cierta manera a lo largo de la red permitiendo así, además de reducir las derivaciones al Puerto, reducir la carga contaminante vertiente al mar. El análisis de la concentración de cada uno de los factores físico-químicos y biológicos y su limitación a valores aceptables, no son objeto de este proyecto.

### 8.1. RESULTADOS TRAS LA PRIMERA SIMULACIÓN

Una vez garantizado el funcionamiento correcto de la red, se procede a analizar el número de vertidos efectuados anualmente así como el volumen desaguado. Para llevar esto a cabo se modeliza la red frente a una serie de eventos de precipitación producidos entre los años 1990 a 2006. De esta primera simulación se obtienen las siguientes conclusiones:

- En todos los años modelizados existe vertido de agua al azarbe. Esto se produce debido a que cuando el nivel del agua asciende por el encima del nivel del caz ubicado en la solera de la conducción, el excedente de agua se deriva directamente al azarbe y de éste al mar.
- De los 464 eventos simulados solo 231 producen escorrentía y descarga al medio receptor, estableciéndose un promedio de 14 descargas anuales.
- La cantidad de volumen de agua vertida a la masa receptora es de 702240.64 m<sup>3</sup>/anuales. En el gráfico representado en la *Fig. 34* se recoge para cada uno de los años simulados, los metros cúbicos de agua vertida.

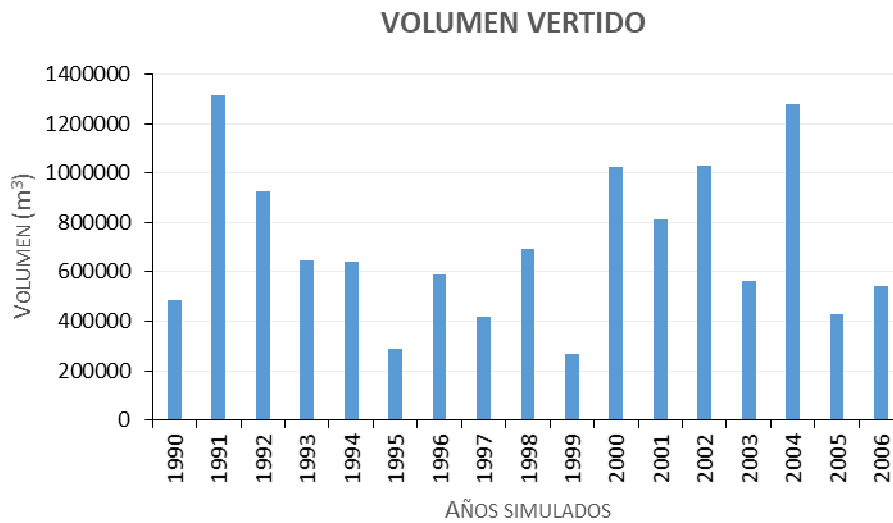


Fig. 34. Volumen anual vertido por la cuenca.

Tras los resultados extraídos, se decide actuar en la red disponiendo de una serie de elementos que permitan reducir tanto el número de derivaciones al azarbe como el volumen vertido. Para ello se propone la instalación de depósitos de retención de contaminantes que permitan, además de lo especificado anteriormente en este párrafo, reducir la carga contaminante que llega a la masa receptora. Su diseño viene regulado por normativa en la cual se define que el volumen máximo de estos debe ser 70 m<sup>3</sup>/ha, para redes unitarias, consiguiendo así reducir el número de vertidos anuales a 6.

El depósito se dispondrá enterrado, de 4 m de calado medido desde la cota de solera de las conducciones entre las que se dispone siempre y cuando las dimensiones en planta lo permitan. El sistema de vaciado se llevará a cabo mediante un sistema de bombeo debido a que la disposición de las conducciones de entrada y salida, misma cota de solera aguas arriba y abajo del depósito, incapacita su evacuación por gravedad.

Además, se dispone de un resguardo de 1 m entre la clave de las conducciones y el techo del depósito con el fin de no provocar la entrada en carga del mismo y conseguir una aireación de las aguas. Asimismo, se deberá verificar que la consideración de este resguardo permita distancias entre la losa superior del depósito y el terreno natural de como mínimo 1.50 m.

Para llevar a cabo la gestión tanto del volumen vertido como del número de veces que se alivia al azarbe, se plantean tres alternativas las cuales se recogen a continuación.

**ALTERNATIVA 1:** Un **único depósito** concentrado en el punto de derivación de las aguas.

- Esta alternativa es muy favorable desde el punto de vista social ya que las afecciones al entorno urbano y a su rutina son muy bajas debido a que toda la actuación se concentra en un punto.
- El principal problema es que la disposición en planta de dicho depósito es muy importante debido a que tiene que ser capaz de absorber el agua producida por la totalidad de la cuenca. Teniendo en cuenta lo recogido en normativa, es necesario un volumen de depósito de  $29660 \text{ m}^3$ , que limitando la profundidad del depósito a 4 m, será necesario un área en planta de aproximadamente  $7415 \text{ m}^2$ . No obstante, el entorno y los usos predominantes en la zona permiten albergar las dimensiones de este depósito. Su disposición en planta así como su geometría quedan recogidos en el Plano nº 6.

**ALTERNATIVA 2:** Disposición en serie de **tres depósitos** distribuidos a lo largo del CSRE.

- La ventaja principal de esta alternativa es la importante reducción del volumen de depósito debido a que el área vertiente a cada uno de ellos es menor. En la Fig. 35 se recoge las áreas vertientes a cada uno de los tanques.

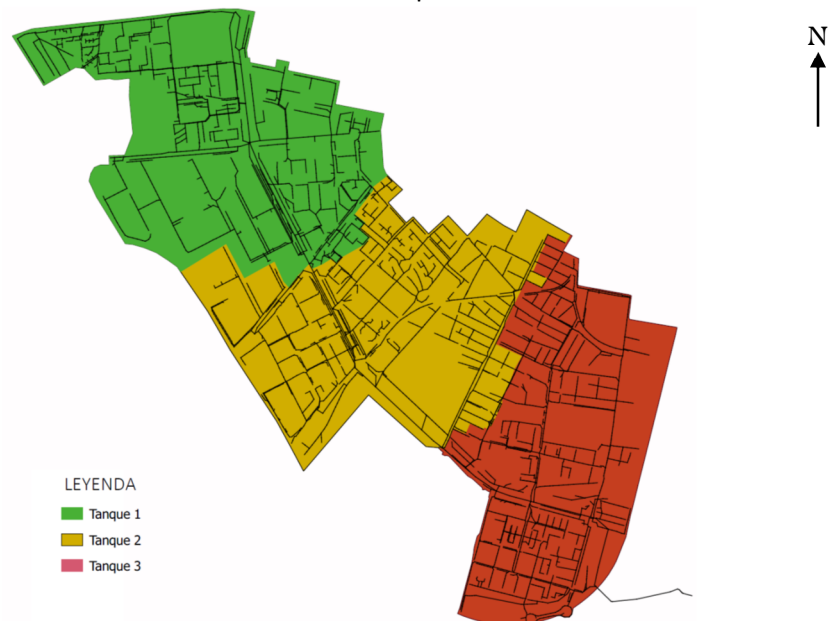


Fig. 35. Área vertiente a cada uno de los tanques.

- El principal problema estriba en la fuerte afección social, debido a que los depósitos se ubicarían en una de las avenidas principales del municipio de Valencia, la Ronda Sur. Además, la fuerte densidad de zonas urbanizadas limitaría mucho las condiciones de trabajo y dimensiones de los depósitos. Si se dispusieran de tres depósitos, el volumen de cada uno de ellos sería  $10546 \text{ m}^3$ ,  $9938 \text{ m}^3$  y  $9177 \text{ m}^3$ , respectivamente. Su disposición en planta así como su geometría quedan recogidos en el Plano nº 7.



**ALTERNATIVA 3:** Conexión con la **Estación Depuradora** de Quart Benàger. Esta opción consiste en distribuir tres depósitos de igual forma que en la propuesta anterior pero disponiendo de una tubería de vaciado en uno de los depósitos y reconducir ese volumen de agua hasta la Estación depuradora de Quart Benàger. Esta opción permitirá reducir el caudal de agua tratada por la estación Depuradora de Pinedo.

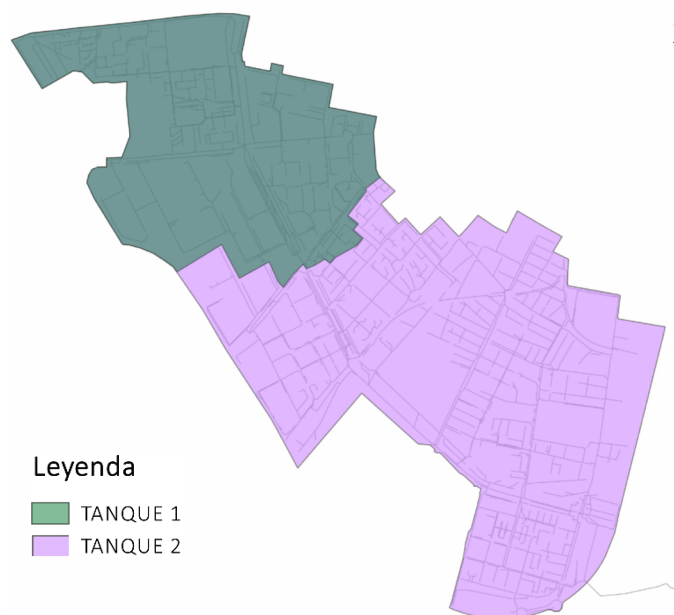
- Esta opción permite mejorar la gestión de agua tratada, incrementado ésta, y aprovechar la capacidad de las instalaciones ejecutadas (E.D.A.R. de Quart de Benàger).
- Esta depuradora se encuentra ubicada en la margen derecha del cauce del Turia y se conecta a la red principal por medio de una conducción actualmente fuera de uso. Con esta opción se pretende volver a reutilizar dicha conducción consiguiendo así una mejor gestión del tratamiento de agua procedente de lluvia.

Debido a que ya está ejecutada la conducción y la distribución de los depósitos es igual a la alternativa anterior, no se procederá a su valoración ni simulación. En el Plano nº 8, se recoge el trazado en planta de esta alternativa.

**ALTERNATIVA 4:** Manteniendo la conexión con la E.D.A.R. de Quart de Benàger se propone la instalación de dos depósitos, uno de ellos ubicado en la intersección de la calle Archiduque Carlos con la Avenida de Tres Forques y el otro al final de la cuenca.

- Con esta opción se pretende mejorar la gestión del agua del primer lavado disminuyendo así la contaminación del agua, que probablemente, sea vertida al Puerto de Valencia.
- Además, al igual que la alternativa anterior, se haría uso de la tubería de descarga hacia la Estación Depuradora de Quart de Benàger permitiendo así gestionar el agua procedente de lluvia y aumentar la cantidad tratada.

Si se dispusieran de dos depósitos, el volumen de cada uno de ellos sería 10546 m<sup>3</sup> y 19115 m<sup>3</sup>, respectivamente. Su disposición en planta así como su geometría quedan recogidos en el Plano nº 9.



*Fig. 36. Área vertiente a cada uno de los tanques.*

Una vez simuladas cada una de las actuaciones propuestas se extraen las siguientes conclusiones:

- En ambas alternativas se consigue reducir el número de vertidos anuales a 6 tal y como se establecía en la normativa. En la Fig. 37 se comparan los resultados obtenidos antes y después de la implantación de cada una de las disposiciones de los depósitos propuestas observando una reducción drástica del número de vertidos anuales tras la ejecución de estos.



Fig. 37. Comparativa entre los vertidos aliviados antes y después de implantar los depósitos.

- Con respecto a la situación inicial de la red, la disposición de depósitos de retención consigue reducir el volumen vertido alrededor de un 65 %, es decir, se consigue disminuir cada año un volumen total de, aproximadamente, 244550 m<sup>3</sup> de agua. En la gráfica de la Fig. 38 se muestra la comparativa de volúmenes vertidos para cada año simulado, observando como era de esperar una reducción importante en dicho volumen.

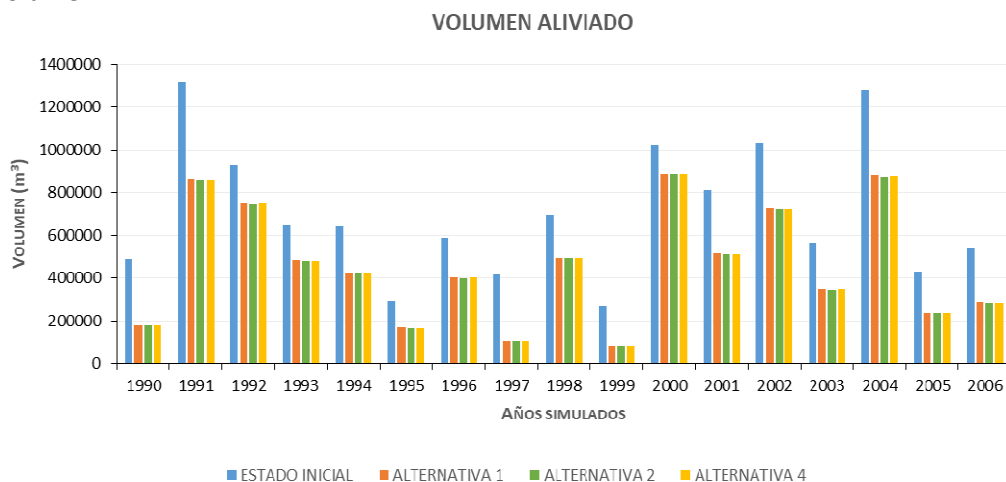


Fig. 38. Comparativa entre los volúmenes vertidos en cada una de las situaciones (estado inicial, un tanque concentrado y una disgregación de los mismos).



Como era de esperar, la disposición disgregada o concentrada de los depósitos no influye en la cantidad de volumen vertido a la masa de agua receptora pero sí existe diferencia en otros aspectos.

- **Contaminación:** en ambos casos, debido al almacenamiento de un determinado volumen de agua, la contaminación del agua vertida se reduce debido a que las aguas del primer lavado, que concentran la mayor parte de carga contaminante, quedan almacenadas en los depósitos.  
La disposición de depósitos en serie, frente a la de un único depósito al final de la red, podría ayudar a reducir la concentración de contaminantes en el agua ya que al disponer de un depósito para cada subdivisión de la cuenca realizada permite recoger el agua de primer lavado de cada una de éstas asegurando así que el agua vertida a un tanque por el ubicado aguas arriba será más limpia.
- **Gestión del agua de escorrentía:** la disposición en serie de depósitos de control de contaminantes permite mejorar la gestión del agua de escorrentía producida por la cuenca ya que se le atribuye una cierta área de cuenca a un único depósito cuyo volumen es muy inferior al de un único depósito concentrado al final de la red. Además, si se ejecuta la conducción propuesta en la alternativa 3, se permite gestionar mejor la evacuación de los depósitos permitiendo realizar un vaciado más rápido de los mismos. Con esta alternativa, también consigue reducir el caudal a tratar por la depuradora de Pinedo.
- **Ocupación territorial:** la alta densidad de población y por tanto el incremento de uso residencial, las actividades sociales y el entorno de trabajo hacen muy difícil la instalación de los depósitos a lo largo de la avenida de Tres Cruces. Además, deberían de tenerse en cuenta las posibles afecciones a otros servicios como líneas de metro, conducciones de agua potable, electricidad, etc. La ejecución de un único depósito reduce considerablemente estas afecciones ya que el foco de actuación se concentra en un solo punto y por tanto, se pueden gestionar mejor los condicionantes externos.
- **Economía:** los costes asumibles en la ejecución y mantenimiento de depósitos en serie son muy altos debido a la alta interferencia con el entorno urbano. Debido a los tiempos de ejecución, es preciso reconducir el tráfico a las avenidas adyacentes así como un estudio completo previo con el fin de detectar posibles afecciones a los servicios. Además, si se añade la alternativa 3, su coste puede ser inabordable debido a la gran cantidad de inversión a realizar en elementos de elevación de agua así como la protección de la conducción bajo el cauce del Turia. La alternativa 1 puede resultar la más económica debido a que las posibles afecciones a servicios, tráfico o edificaciones colindantes se reduce drásticamente, ya que su ubicación se encuentra en una zona muy poco urbanizada.



## 9. VALORACIÓN ECONÓMICA

En este apartado se recoge los presupuestos de ejecución material de cada una de las alternativas. La justificación de precios, la medición y el presupuesto detallado se recoge en el Anejo 3. Como se refleja en dicho anejo, la valoración económica se ha llevado a cabo mediante la agrupación de las unidades de obra en cinco capítulos: Demolición y excavaciones, saneamiento, depósitos de retención de contaminantes, relleno de zanjas y reposición del firme. A continuación se recoge una estimación del Precio de Ejecución Material para cada una de las alternativas.

- ALTERNATIVA 1: Disposición de un depósito de retención al final de la cuenca.  
PRECIO DE EJECUCIÓN MATERIAL: **CUARENTA Y TRES MILLONES OCHOCIENTOS SESENTA Y CINCO MIL DOSCIENTOS CINCUENTA Y CUATRO EUROS CON DIEZ CÉNTIMOS.**
- ALTERNATIVA 2: Disposición en serie de tres depósitos.  
PRECIO DE EJECUCIÓN MATERIAL: **CUARENTA Y SEIS MILLONES NOVENTA MIL TRESCIENTOS CINCUENTA Y CUATRO EUROS CON DIEZ CÉNTIMOS.**
- ALTERNATIVA 4: Disposición en serie de dos depósitos y conexión con la E.D.A.R. de Quart Benàger.  
PRECIO DE EJECUCIÓN MATERIAL: **CUARENTA Y CUATRO MILLONES SEISCIENTOS CINCUENTA Y SEIS MIL TRESCIENTOS CINCUENTA Y CUATRO EUROS CON DIEZ CÉNTIMOS.**

A modo de resumen, en la *Tabla 17*, *Tabla 18*, *Tabla 19* se recoge el precio total correspondiente a cada uno de los capítulos para cada alternativa.

<b>CAPÍTULO 1:</b>	<b>DEMOLICIÓN Y EXCAVACIONES</b>	8,771,376.9 €
<b>CAPÍTULO 2:</b>	<b>SANEAMIENTO</b>	8,836,024.70 €
<b>CAPÍTULO 3:</b>	<b>DEPÓSITOS DE RETENCIÓN DE CONTAMINANTES</b>	23,363,550.00 €
<b>CAPÍTULO 4:</b>	<b>RELLENO DE ZANJAS</b>	2,276,437.98 €
<b>CAPÍTULO 5:</b>	<b>REPOSICIÓN DEL FIRME</b>	617,864.47 €
		<b>43,865,254.10 €</b>

*Tabla 17. Presupuesto de Ejecución Material de la alternativa 1.*

<b>CAPÍTULO 1:</b>	<b>DEMOLICIÓN Y EXCAVACIONES</b>	8,771,376.9 €
<b>CAPÍTULO 2:</b>	<b>SANEAMIENTO</b>	8,836,024.70 €
<b>CAPÍTULO 3:</b>	<b>DEPÓSITOS DE RETENCIÓN DE CONTAMINANTES</b>	25,588,650.00 €
<b>CAPÍTULO 4:</b>	<b>RELLENO DE ZANJAS</b>	2,276,437.98 €
<b>CAPÍTULO 5:</b>	<b>REPOSICIÓN DEL FIRME</b>	617,864.47 €
		<b>46,090,354.10 €</b>

*Tabla 18. Presupuesto de Ejecución Material de la alternativa 2.*

<b>CAPÍTULO 1:</b>	<b>DEMOLICIÓN Y EXCAVACIONES</b>	8,771,376.9 €
<b>CAPÍTULO 2:</b>	<b>SANEAMIENTO</b>	8,836,024.70 €
<b>CAPÍTULO 3:</b>	<b>DEPÓSITOS DE RETENCIÓN DE CONTAMINANTES</b>	24,154,650.00 €
<b>CAPÍTULO 4:</b>	<b>RELLENO DE ZANJAS</b>	2,276,437.98 €
<b>CAPÍTULO 5:</b>	<b>REPOSICIÓN DEL FIRME</b>	617,864.47 €
		<b>44,656,354.10 €</b>

Tabla 19. Presupuesto de Ejecución Material de la alternativa 4.

Como se observa la gran diferencia entre ellos se encuentra en el capítulo 3 ya que las actuaciones previstas se han recogido en su totalidad para ambos casos. Esto era de esperar, ya que la disposición de varios depósitos en el interior del núcleo urbano puede ocasionar afecciones tanto a los servicios subterráneos, entre los que se puede encontrar, las conducciones de agua potable o incluso líneas de metro, como a los servicios en superficie, en este caso el tráfico.

A modo de establecer una comparativa visual, en la siguiente imagen se recoge la incidencia de cada capítulo en cada una de las alternativas. Se observa que la ejecución de cada una de las actuaciones propuestas supone, después de la ejecución de los depósitos, un porcentaje bastante importante, alrededor de un 20 %.

	ALTERNATIVA 1	ALTERNATIVA 2	ALTERNATIVA 4
<b>CAPÍTULO 1: DEMOLICIÓN Y EXCAVACIONES</b>	20.00 %	19.00 %	19.64 %
<b>CAPÍTULO 2: SANEAMIENTO</b>	20.14 %	19.17 %	19.79 %
<b>CAPÍTULO 3: DEPÓSITOS DE RETENCIÓN DE CONTAMINANTES</b>	53.26 %	55.52 %	54.09 %
<b>CAPÍTULO 4: RELLENO DE ZANJAS</b>	5.19 %	4.94 %	5.10 %
<b>CAPÍTULO 5: REPOSICIÓN DEL FIRME</b>	1.41 %	1.34 %	1.38 %

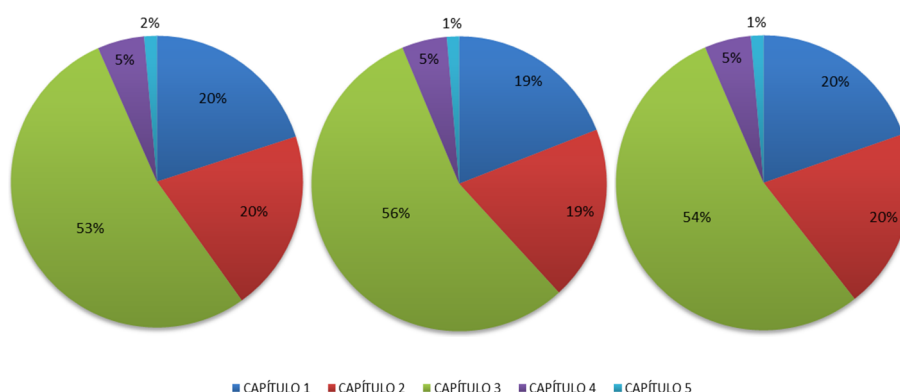


Fig. 39. Incidencia de cada capítulo en la alternativa 1 (Izq.), alternativa 2 (Centro.) y alternativa 4 (Dcha.).



## 10. CONCLUSIONES

En este apartado se recogen las conclusiones extraídas tras el análisis de la cuenca objeto de estudio.

- Tras la simulación bajo un evento de lluvia sintética, se han detectado problemas en la red que causaban la entrada en carga de las conducciones ubicadas aguas arriba y una afección en las tuberías adyacentes. Por este motivo se decide realizar una serie de actuaciones con las que se resuelven los problemas de entrada en carga, dotando a la red de mayor capacidad hidráulica y se reduce considerablemente los almacenamientos en las conducciones debido a su disposición.
- Debido a la necesidad de reconducir el agua de los barrios de Vara de Quart y San Isidre, la capacidad del CSRE se ve condicionada por lo que se decide disponer de un colector paralelo al mismo que vierta sus aguas en el punto donde la sección de dicho Colector aumenta.
- Es necesario disponer de un colector en la Calle de San Vicente Mártir que recoja las aguas tanto del barrio de L'Hort de Senabre como de La Creu Coberta debido a que las conducciones existentes no tienen capacidad suficiente. La incorporación de este colector conlleva la reconexión de las conducciones adyacentes.
- En total se han realizado 162 actuaciones las cuales han permitido mejorar el comportamiento general de la red reduciendo los niveles de entrada en carga y el almacenamiento de agua en la misma. Tras estas modificaciones, el caudal de salida aumenta de 54.52 m<sup>3</sup>/s a 68.37 m<sup>3</sup>/s.
- Con la disposición de depósitos de retención de contaminantes se consigue disminuir el número de vertidos anuales a 6, reduciendo el volumen vertido un 65 %, alrededor de 244550 m<sup>3</sup>. Además, se consigue por un lado recoger el agua de primer lavado, con mayor éxito en la alternativa 2 y 4, reduciendo la contaminación de agua vertida y por otro, aumentar el agua tratada por la E.D.A.R. de Pinedo.
- Debido a la alta densidad de población y zonas urbanizadas, la disposición en serie de varios depósitos en retención se convierte en una tarea bastante complicada debido a las interferencias con otros servicios subterráneos y con el tráfico en superficie.

Por todo lo expuesto anteriormente, se recomienda efectuar todas las actuaciones propuestas con el fin de disminuir los desbordamientos de agua y dotar a la red de mayor capacidad hidráulica. En cuanto a la gestión de los vertidos derivados al azarbe, tanto en cantidad como en calidad, se propone llevar a cabo la alternativa 4 debido a que, aunque el precio es un 1.80% superior al de la alternativa 1, esta disposición de depósitos permite por un lado reducir el volumen vertido y por otro, gestionar mejor el agua de primer lavado disminuyendo así el grado de contaminación del agua que pueda verterse al Puerto de Valencia. Además, esta alternativa permite descargar el agua de escorrentía almacenada en el primer depósito a la E.D.A.R. de Quart de Benàger, permitiendo así gestionar mejor la cantidad de agua tratada. Esto supone un Presupuesto de Ejecución Material de **CUARENTA Y CUATRO MILLONES SEISCIENTOS CINCUENTA Y SEIS MIL TRESCIENTOS CINCUENTA Y CUATRO EUROS CON DIEZ CÉNTIMOS.**



## 11. BIBLIOGRAFÍA

- ANDRÉS-DOMÉNECH, I. (2010). *Evaluación probabilística de indicadores de eficiencia para el dimensionamiento volumétrico de tanques de tormenta para el control de la contaminación de escorrentías urbanas*. Tesis doctoral. Valencia: Universitat Politècnica de València. [Consulta: 19 de diciembre de 2016].
- ANDRÉS DOMÉNECH, I. Y BAUTISTA MARCO, J.B. (2015). "Evaluación de las DSU del sistema del azarbe del nuevo cauce del Turia en Valencia" en *XXXIII Jornadas técnicas de AEAS*. Burgos.
- A. ROSSMAN, L. (2005). *SWMM. Modelo de Gestión de aguas. Manual del usuario versión 5.0*. Cincinnati.  
< [http://www.instagua.upv.es/swmm/descargas/Manual\\_SWMM5vE.pdf](http://www.instagua.upv.es/swmm/descargas/Manual_SWMM5vE.pdf) > [Consulta: 10 de abril de 2017].
- AYUNTAMIENTO DE VALENCIA (2007). *Catálogo de firmes y pavimentos de la ciudad de Valencia*. Servicio de Coordinación de Obras e Infraestructuras.
- AYUNTAMIENTO DE VALENCIA (2000). *Ordenanza Municipal de Zanjas y Catas en el Dominio Público Municipal*. Valencia.
- AYUNTAMIENTO DE VALENCIA (2016). *Normativa para obras de saneamiento de la ciudad de Valencia*. BOP 27 de 10 de febrero de 2016. Valencia.
- AYUNTAMIENTO DE VALENCIA (2016). *Plan General de Ordenación Urbana de Valencia (PGOU)*. BOE 14 de enero de 1989. Valencia.
- FRANCÉS GARCÍA, F. Y BELLVER JIMÉNEZ, V. (1997). "Aplicación de un sistema de información geográfica en la gestión avanzada de la red de colectores de Valencia" en *Ingeniería del agua*, vol. 4, nº 3, p.23-28.  
<<https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099/3072/43article3.pdf>>  
[Consulta: 18 de octubre de 2017].
- FORTE. HORMIGONES TECNOLÓGICOS, S.L. < <http://www.forte.es/documentos/9/forte-obra-civil-2010.pdf> > [Consulta: 3 de mayo de 2017].
- GRUPO GADEA HERMANOS. < <http://www.gadeahermanos.es/> > [Consulta: 3 de mayo de 2017]
- INSTITUTO VALENCIANO DE LA EDIFICACIÓN. *Bases de datos Comunitat Valenciana*.  
< <http://www.five.es/basedatos/Visualizador/Base15/index.htm> > [Consulta: 18 de septiembre de 2017].
- MINISTERIO DE FOMENTO (2006). *Guía Técnica sobre tuberías para el transporte de agua a presión*. Madrid: CEDEX sección de edición.
- RIB LOC. *Serie sanealoc*. < [http://www.ribloc.es/archivos/pr\\_serie\\_sanealoc.php](http://www.ribloc.es/archivos/pr_serie_sanealoc.php) > [Consulta: 3 de mayo de 2017].
- UNITED STATES DEPARTMENT OF AGRICULTURE (1986). "Time of Concentration and Travel Time" en *Urban Hydrology for Small Watersheds*. <[ftp://ftp.odot.state.or.us/techserv/Geo-Environmental/Hydraulics/Hydraulics%20Manual/Chapter\\_07/Chapter\\_07\\_appendix\\_G/Urban\\_Hydrology\\_for\\_Small\\_Watersheds.pdf](ftp://ftp.odot.state.or.us/techserv/Geo-Environmental/Hydraulics/Hydraulics%20Manual/Chapter_07/Chapter_07_appendix_G/Urban_Hydrology_for_Small_Watersheds.pdf)> [Consulta: 16 de enero de 2017].