



Escuela Universitaria de  
Ingeniería  
Técnica Industrial  
Universidad Zaragoza



**Universidad Zaragoza**

# **Modelización y simulación de una red urbana de drenaje de agua usando SWMM**

PROYECTO FIN DE CARRERA

Ingeniería Técnica Industrial Mecánica, EINA, Zaragoza	
Autor	Alejandro Rodríguez Sanz
Director	Daniel Caviedes Voullième
Ponente	Jorge Barroso Estebanez
Convocatoria	Marzo 2013



## Índice

<b>Titulo</b>	<b>Página</b>
Resumen .....	1
1. Introducción .....	2
2. Alcance y objetivos .....	3
3. Objetivos y actividades .....	4
4. Descripción de la cuenca urbana.....	4
5. Características generales de la modelización.....	6
6. Comparación de la simulación con SWMM y del cálculo por el Método Racional Modificado.....	11
7. Parámetros de la modelización.....	14
7.1. Pozos.....	15
7.2. Tuberías o líneas .....	16
7.3. Salidas .....	17
7.4. Subcuencas .....	17
7.4.1. Cálculo de la infiltración .....	18
7.4.2. Cálculo transito escorrentía .....	19
7.5. Precipitación .....	21
8. Simulaciones y resultados .....	23
8.1. Red original.....	26
8.1.1. Evento de lluvia con periodo de retorno igual a 5 años .....	26
8.1.2. Evento de lluvia con periodo de retorno igual a 10 años .....	29
8.1.3. Evento de lluvia con periodo de retorno igual a 25 años .....	31
8.1.4. Resumen simulaciones red original .....	33
8.2. Red modificada .....	37
8.2.1. Red con aumento de diámetros.....	38
8.2.2. Red con aumento de diámetros y pendientes reducidas .....	43
8.2.3. Comparación redes modificadas.....	48
9. Estudio económico de las propuestas .....	51
9.1. Características de la obra a realizar .....	51
9.2. Presupuestos .....	52

<b>Título</b>	<b>Página</b>
9.2.1. Presupuestos parciales.....	52
9.2.2. Presupuesto alternativa con aumento de diámetros .....	55
9.2.3. Presupuesto alternativa con aumento de diámetros y reducción de pendiente con colectores de hormigón armado.....	56
9.2.4. Presupuesto alternativa con aumento de diámetros y reducción de pendiente con colectores de polietileno.....	56
9.3. Comparación de presupuestos .....	57
10. Conclusiones .....	58
11. Trabajos futuros .....	60
Bibliografía.....	61

### Anexos

Anexo I – Pozos.....	63
Anexo II – Líneas o tuberías .....	68
Anexo III – Subcuencas .....	74
Anexo IV – Precipitaciones .....	79
Anexo V – Pozos encharcados (Tr 5 años) .....	83
Anexo VI – Pozos encharcados (Tr 10 años) .....	85
Anexo VII – Pozos encharcados (Tr 25 años) .....	88

## Índice de figuras

<b>Figura</b>	<b>Página</b>
Fig. 1. Imagen aérea del municipio de Agullent.....	5
Fig. 2 Hietograma sintético diseñado para los diferentes periodos de retorno ...	23
Fig. 3 Imagen capturada de SWMM en la que se puede observar la parte residencial (sur) de la cuenca .....	25
Fig. 4 Imagen capturada de SWMM en la que se puede observar la parte industrial (norte) de la cuenca.....	25
Fig. 5 Hidrograma de salida de la red simulada con precipitación de periodo de retorno 5 años .....	28
Fig. 6 Hidrograma de salida de la red simulada con precipitación de periodo de retorno 10 años .....	30
Fig. 7 Hidrograma de salida de la red simulada con precipitación de periodo de retorno 25 años .....	32
Fig. 8 Gráfica comparativa de la importancia del encharcamiento en los pozos.....	35
Fig. 9 Gráfica comparativa de la importancia del encharcamiento en los pozos.....	36
Fig. 10 Imagen en planta de la red en la que se pueden observar las líneas críticas.....	39
Fig. 11 Hidrograma de salida de la red con el aumento de diámetros y precipitación de retorno 5 años.....	40
Fig. 12 Gráfica comparativa de la importancia de los encharcamientos en los pozos del escenario original y con aumento de diámetros.....	41
Fig. 13 Gráfica comparativa de la importancia de los encharcamientos en los pozos del escenario original y con aumento de diámetros.....	42
Fig. 14 Comparación de un tramo sin reducción de pendientes (arriba) y el mismo con la reducción de pendientes mediante el escalonado (abajo) .....	43
Fig. 15 Hidrograma de salida de la red con el aumento de diámetros y reducción de pendientes, y precipitación de retorno 5 años .....	45
Fig. 16 Gráfica comparativa de la importancia de los encharcamientos en los pozos del escenario original y con aumento de diámetros y reducción de pendientes.....	46

<b>Figura</b>	<b>Página</b>
Fig. 17 Gráfica comparativa de la importancia de los encharcamientos en los pozos del escenario original y con aumento de diámetros y reducción de pendientes.....	47
Fig. 18 Gráfica comparativa de la importancia de los encharcamientos en los pozos del escenario original y los escenarios modificados .....	49
Fig. 19 Gráfica comparativa de la importancia de los encharcamientos en los pozos del escenario original y los escenarios modificados .....	50

## - Resumen

El proyecto desarrollado consiste en el estudio de una red de drenaje (o alcantarillado) de aguas pluviales. Para la realización de este estudio, el proyecto se apoya en un software de cálculo hidrológico e hidráulico llamado Storm Water Model Management (SWMM). La cuenca urbana y la red de drenaje a estudio es la de Agullent, un pueblo de Valencia (Comunidad Valenciana, España).

Los datos de partida del proyecto son un archivo CAD donde queda representado el municipio y la red de drenaje en el mismo, además de un archivo ASCII con los datos topográficos de la zona en la que se encuentra el municipio. Mediante los datos de partida proporcionados y con el apoyo de imágenes aéreas y a pie de calle, con la ayuda de la bibliografía, el objetivo es modelizar la cuenca urbana y su red de drenaje. Posteriormente a la modelización, con el ingreso de los datos, obtenidos o hallados, en el programa SWMM se procede a calcular mediante las ecuaciones de fluido en lámina libre el comportamiento, en régimen transitorio, de la red ante diversos eventos pluviométricos.

Posteriormente a la simulación del escenario original con diferentes eventos pluviométricos, se realiza una comparación del funcionamiento de la red de drenaje ante las diferentes entradas de caudal (por la diferente precipitación) y se estudia las líneas que resultan críticas en el funcionamiento de la red. Una vez realizada la comparación, se procede a la propuesta de dos modificaciones en las líneas críticas; una por aumento de los diámetros de los colectores y otra con el mismo aumento de diámetro, pero con reducción de las pendientes de fondo de los colectores. Estos dos nuevos escenarios también se simulan y se comparan individual y conjuntamente con el escenario original.

Por último, se realiza un conjunto de tres presupuestos. Uno para la mejora propuesta de aumento de diámetros en las líneas críticas con conductos de hormigón armado, otro para la mejora propuesta de aumento de diámetros y reducción de pendientes con colectores de hormigón armado, y otro para la mejora propuesta de aumento de diámetros y reducción de pendientes con colectores de polietileno. Con la comparación de estos presupuestos se determina cual es la mejor opción de los escenarios propuestos.

## 1. Introducción

El proyecto a desarrollar consiste en la modelización y simulación de trabajo de la red urbana de drenaje de Agullent, un pequeño pueblo de la Comunidad Valenciana. Para realizar estas acciones, se procede a elaborar un modelo hidrológico-hidráulico de la cuenca, utilizando el programa informático SWMM 5.0, para posteriormente realizar un análisis de inundación y puntos críticos de la red de drenaje para diferentes episodios de lluvia; identificando de esta manera sus carencias y puntos débiles para estudiar posibles soluciones mediante el escenario creado.

En la actualidad, el dimensionamiento de casi la totalidad de las instalaciones de sistemas de drenaje urbano se realiza mediante el Método Racional Modificado. Este método, como se comenta en el capítulo 6 del presente proyecto, realiza los cálculos hidráulicos para el dimensionado de las redes basándose en los caudales máximos de escorrentía generados, sin tener en cuenta los tiempos de tránsito en las conducciones. Mediante el uso del software informático SWMM, además de que las entradas de caudal (escorrentía) vienen determinadas por hidrogramas de entrada, y no por el caudal máximo de estos; SWMM tiene en cuenta el tiempo de tránsito del agua en la red, y por tanto la coincidencia o no de caudales provenientes aguas arriba en conductos aguas abajo. Mediante el uso del Método Racional Modificado no se tiene en cuenta la posible no coincidencia de picos de caudal en conductos aguas abajo, ya que se trasladan los caudales máximos aguas arriba a los conductos que se encuentran más alejados, de tal manera que desde el punto de vista de la seguridad este método da muy buenos resultados, pero en muchos casos derivan en un sobredimensionamiento innecesario de la instalación.

En los últimos años en España, y en la Comunidad Valenciana especialmente, se ha experimentado un excesivo y rápido crecimiento urbanístico. Los efectos del crecimiento de la superficie urbanizada en el ciclo hidrológico son muy notables, incrementando el volumen de escorrentía (al disminuir la infiltración en el terreno) y disminuyendo el tiempo de tránsito de la misma, por lo que se producen mayores picos de caudal y más rápidamente.

En el área mediterránea donde se sitúa el municipio, se da el fenómeno de la gota fría. Este fenómeno consiste en un embolsamiento de aire a muy baja temperatura en las capas medias y altas de la atmósfera que, al chocar con el aire cálido y húmedo que asciende del mar, provoca intensas precipitaciones. Este factor, junto al crecimiento urbano, el cual por su rápida ejecución en la mayoría de casos ha carecido de la planificación necesaria, incrementan de forma sustancial los riesgos por inundaciones también en áreas de mayor altura topográfica, por la falta o la inadecuada capacidad del sistema de drenaje de la ciudad.

El buen funcionamiento de un sistema de drenaje ha de cumplir con los siguientes objetivos mínimos:

1. Eliminar las aguas pluviales de las calles y permitir que las arterias de transporte puedan funcionar durante el mal tiempo. Cuando esto se hace de manera eficiente, la esperanza de vida de pavimento de la calle se extiende.

2. El sistema de drenaje controla la velocidad de la escorrentía a lo largo de las cunetas, conducciones y otras superficies de manera que reduce el peligro para los residentes locales y el potencial de daño al pavimento.

3. El sistema de drenaje de la escorrentía transporta el agua caída en el suelo urbano a un cauce natural o creado por el hombre, minimizando siempre cualquier posible efecto nocivo que un episodio lluvioso pueda causar.

## **2. Alcance y datos iniciales**

El objetivo del presente proyecto es el estudio de los efectos que pueden causar las precipitaciones en la zona sobre el sistema de drenaje pluvial. Para ello se modeliza el comportamiento tanto hidrológico como hidráulico de la cuenca urbana, para intentar simular lo más fielmente posible a la realidad los procesos, y de esta manera realizar estudios sobre el comportamiento general de la red, así como el estudio de las zonas inundadas y la propuesta de posibles soluciones para minimizar los efectos de las posibles inundaciones.

Para la realización del proyecto se dispone del trabajo previo realizado en la localidad. Este consiste en un archivo CAD en el cual queda representado el municipio y la red de drenaje existente en el mismo. En este archivo se localiza la posición de todos los pozos de la red, su numeración (los que disponen de ella, ya que hay pozos sin numeración) y la profundidad de los mismos (únicamente se dispone de este dato para los pozos numerados). En el mismo archivo CAD aparece la información relativa al diámetro de las diferentes tuberías que conectan los pozos formando la red. Se dispone también de un archivo ASCII con los datos topográficos de la zona sin urbanizar.

El alcance del presente estudio es el análisis de la red de drenaje pluvial principal del municipio, es decir, quedan excluidas del estudio las dos pequeñas redes independientes de la zona noroeste del municipio, en el polígono industrial. Bajo los métodos usados para la modelización, se pretende centrar el trabajo en los cálculos hidráulicos de la propia red de drenaje, sin tener en cuenta aspectos como el cálculo estructural o la calidad de aguas. En cuanto al tránsito de la escorrentía sobre las subcuencas, este se modeliza desde un aspecto hidrológico y no hidráulico.

### 3. Objetivos y actividades

El objetivo general de este proyecto es llevar a cabo una modelización de la cuenca urbana en estudio para posteriormente realizar análisis específicos sobre la red de alcantarillado. Para cumplir con este objetivo, se han realizado las siguientes tareas:

- Toma de datos de los pozos con numeración antigua (número de pozo, altura de superficie y profundidad del pozo).
- Numeración y toma de datos de los pozos sin numeración (número de pozo y altura de superficie).
- Numeración y toma de datos de las tuberías (número de línea, pozos que conecta, longitud y diámetro).
- Discretización de la cuenca y toma de datos de la discretización (número de subcuenca en correspondencia al pozo al que drena y área).
- Determinación de coeficientes de rugosidad de la red de alcantarillado.
- Determinación de los parámetros que rigen el comportamiento de las subcuencas.
- Determinación de los eventos de lluvia para su entrada al modelo.
- Entrada de datos al programa informático SWMM.
- Simulaciones y análisis de las mismas.
- Planteamiento de posibles mejoras para las zonas críticas del sistema.
- Introducción de las mejoras, simulación y estudio comparativo de las mismas respecto a la situación inicial.
- Estudio económico de las mejoras propuestas.

### 4. Descripción de la cuenca urbana

La cuenca urbana de Agullent, población cercana a Ontinyent, se ubica en la parte suroeste de la Comunidad Valenciana, dentro de la Confederación Hidrológica del Júcar. Esta cuenca de tipo urbana presenta un área de 84 ha aproximadamente. La cuenca en general tiene valores de pendientes medios-altos y altos índices de impermeabilidad, lo cual se puede apreciar en la imagen aérea de la zona (Ver Figura 1).

El drenaje de los tejados se vierte directamente a la calle a través de conductos verticales de desagüe. Un conjunto de rejillas de captación convenientemente ubicadas en las calzadas de esta cuenca garantizan la captación de la escorrentía superficial para su ingreso por medio de los pozos a la red de drenaje.

La red de alcantarillado de Agullent es de tipo unitaria y está constituida en su totalidad por conductos de sección circular, con diámetros variables. Mayoritariamente los conductos son de hormigón, por lo cual se puede asumir que todos los conductos de la red están fabricados de este material. La red principalmente es de tipo ramificada, aunque algunas zonas se encuentran diseñadas con anillos. La red principal de drenaje del municipio cuenta con dos puntos de desagüe: uno al sur y el principal al norte. Toda la red trabaja a gravedad y en principio con superficie libre.



Fig. 1. Imagen aérea del municipio de Agullent

## 5. Características generales de la modelización

La modelización se lleva a cabo con la finalidad de convertir el escenario real en un escenario virtual en el cual por medio de las ecuaciones que rigen el comportamiento del mismo, se persigue conseguir el máximo realismo en su comportamiento. El actual proyecto, apoyándose en el software informático Stormwater Model Management (SWMM 5.0), modeliza la cuenca urbana y su red de drenaje pluvial para el posterior estudio de los resultados obtenidos mediante la simulación en el programa.

La mayoría de los programas informáticos para cálculos hidrológicos e hidráulicos (entre ellos SWMM) tienen un número de opciones para cada elemento del proceso que comienza con la precipitación y termina con un hidrograma en algún momento en el sistema. El modelo en SWMM está conceptualizado en cuatro grandes sistemas:

1. El sistema atmosfera: el cual contiene los datos de precipitación y demás información climática.
2. El sistema superficie: el cual se representa por medio de subcuencas y conecta el sistema atmosfera con los demás.
3. El sistema transporte: el cual contiene los elementos de conducción de agua (tuberías, confluencias, embalses).
4. El sistema subterráneo: que representa el movimiento de agua subterráneo por medio de acuíferos.

Cada uno de estos sistemas tiene componentes que permiten incluir la información necesaria para los procesos dentro del modelo. Para la realización del actual modelo solo se emplearon los tres primeros sistemas, ya que las simulaciones se han realizado con eventos de lluvia aislados, sin considerar los antecedentes hídricos del suelo.

El modelo realizado es alimentado por diferentes hietogramas que marcan la precipitación sobre la cuenca urbana. La cuenca urbana se encuentra discretizada, en dependencia del pozo de la red al cual drene el agua, en subcuencas sobre las cuales se realizan los cálculos de cantidad de esorrentía y tránsito de la misma, drenando cada una al pozo correspondiente. Este proceso marca las entradas de caudal a la red de transporte, que junto a las condiciones de salida, marcan el movimiento del agua. Este hecho afecta al actual proyecto de manera que tiene como objetivo principal el cálculo y estudio hidráulico de la red de pozos y colectores, pero para ello son necesarios los cálculos hidrológicos que marcan los caudales de entrada a la red de drenaje. La importancia de los cálculos hidrológicos se incrementa conforme se persigue una mejor

caracterización de los caudales de entrada a la red, lo cual tiene una repercusión total en los cálculos hidráulicos realizados.

El modelo usado se trata de un modelo global o agregado pero detallado. Los modelos detallados se basan en una descomposición doble: descomposición de la cuenca en elementos menores de naturaleza diferente (subcuencas) y descomposición de la transformación del fenómeno lluvia-caudal en sub-fenómenos de aplicación en cada subcuenca. Los modelos detallados son microscópicos por naturaleza y se basan, dependiendo de cada fenómeno, en aproximaciones heurísticas o axiomáticas. En el caso ideal se trata de dividir el sistema en subelementos lo suficiente grandes como para que los parámetros de los modelos a usar sean variables físicas y se puedan medir. Sea cual sea la representación espacial en un modelo detallado, lo habitual es intentar determinar el hidrograma de caudal producido por una lluvia así como sus características asociadas en diferentes puntos de la cuenca urbana y en función del tiempo.

Los modelos detallados permiten entender mejor cómo funciona el sistema. En particular, hacen posible entender la influencia del factor tiempo (coincidencia de los picos por ejemplo). Además, ofrecen la posibilidad de asociar un significado físico a algunos parámetros y, por lo tanto, la calibración y el uso de los mismos es más sencillo.

Para la transformación lluvia-caudal la formulación correcta de los datos pluviométricos de entrada es evidentemente muy importante para los resultados esperables en cualquier problema. La transformación lluvia-caudal se realiza mediante la formulación de la cantidad de precipitación que infiltra en el terreno, una vez descontados estos volúmenes, se calcula el tránsito de la escorrentía hasta el punto de drenaje de manera hidrológica y no hídrica. El movimiento subsuperficial del agua infiltrada no se tiene en cuenta, únicamente es válido para la obtención de la lluvia efectiva sobre las subcuencas. En hidrología en general, y en hidrología urbana en particular, el cálculo de estas pérdidas se refiere a la estimación del agua de lluvia que no contribuye al flujo superficial debido a: evaporación, intercepción o infiltración. Para la obtención de esta estimación SWMM permite trabajar con tres modelos de cálculo de la infiltración: el modelo de Horton, el modelo Green-Ampt y el modelo SCS. Posteriormente el flujo en las subcuencas se calcula de forma hidrológica y no hidráulica.

Para los cálculos hidráulicos de la redes de drenaje hay que tener en cuenta que normalmente los colectores de pluviales se diseñan de forma que, para el caudal de proyecto, su funcionamiento sea en lámina libre. Ello permite incorporar por gravedad los caudales que discurren en superficie. Los cálculos pueden realizarse bien para un sistema que presenta un movimiento transitorio, o con un menor grado de aproximación puede suponerse un movimiento estacionario gradualmente variado.

La obtención del hidrograma correspondiente a una cuenca presenta una notable incertidumbre debido fundamentalmente a la dificultad en determinar la distribución espacio-temporal de la lluvia de diseño y al cálculo de la escorrentía. Por este motivo a veces no se justifica la complejidad de un cálculo en régimen transitorio y puede parecer lógico realizar el cálculo hidráulico suponiendo movimiento estacionario gradualmente variado. Sin embargo, es importante recalcar que el diseño utilizando un caudal máximo instantáneo solo garantiza que el sistema sea capaz de drenar la escorrentía máxima. Este tipo de diseño no aporta información ni soluciones para el amortiguamiento de dicho máximo caudal. Adicionalmente, puede ocurrir que el diseño resultante, aunque seguro, en muchos casos puede resultar antieconómico. Conforme los sistemas son más grandes y complejos, y las restricciones naturales y de normativa más severas, los diseños por caudal máximo instantáneo se tornan ineficientes, cada vez menos correctos, e incluso llegan a ser insuficientes. Por este motivo y debido al alcance del presente proyecto, se opta por un modelo en el cual el régimen de movimiento del agua en la red de drenaje no sea estacionario.

La hipótesis básica de la que se parte para describir el movimiento transitorio es que el flujo en cada conducto de la red es de tipo unidimensional. Sólo se tiene en cuenta la velocidad del agua en la dirección del eje del conducto y se acepta la existencia de una distribución hidrostática de presiones.

En el caso del movimiento no permanente en lámina libre, las ecuaciones que formulan la conservación de la masa son (SWMM user's manual, 2010):

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{1}{B} \frac{\partial(VA)}{\partial x} = 0 \quad (\text{Ec. 5.1})$$

El equilibrio de fuerzas adopta la siguiente expresión para un conducto de sección constante (SWMM user's manual, 2010):

$$\frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial H}{\partial x} + S_f - S_0 = 0 \quad (\text{Ec. 5.2})$$

Donde H es el calado o profundidad en cada sección, A es el área transversal mojada que se considera función geométrica del calado  $A=A(H)$ , B es la anchura de la sección en la superficie, V es la velocidad media ( $V=Q/A$ ), g es la aceleración de la gravedad,  $S_0$  es la pendiente media del colector y  $S_f$  representa la pendiente de fricción. Esta última hace referencia a la pérdida de energía por unidad de longitud y suele formularse con ayuda del modelo de Chezy:

$$S_f = \frac{V^2}{C^2 R_h} \quad (\text{Ec. 5.3})$$

Donde  $C$  es el coeficiente de Chezy y  $R_h$  es el radio hidráulico. También es frecuente utilizar el modelo de Manning (donde  $n$  es el coeficiente de rugosidad de Manning):

$$C = \frac{R_h^{1/6}}{n} \quad (\text{Ec. 5.4})$$

Para la obtención de resultados es preciso abordar la solución de estas ecuaciones con ayuda de un modelo numérico de simulación de la red. SWMM permite el cálculo por 3 esquemas numéricos diferentes, unos más simplificados que otros. En primer lugar el método de la onda cinemática, que es el método más sencillo, ya que elimina completamente los términos de inercia y asume que los términos de fricción y la fuerza de gravedad están siempre en equilibrio. Debido a esta extrema simplificación la propagación de una onda solo puede resolverse en la dirección aguas abajo del flujo, es decir, el modelo de onda cinemática no puede representar efectos de retorno, puesto que el número de curvas características que genera el modelo es una, luego la información solo puede transportarse en una dirección. Por lo tanto, este esquema no es capaz de considerar fenómenos de ahogamiento, presurización, almacenamiento en conductos, amortiguamiento, pérdidas de entrada y salida, ni inversión del flujo. Por lo tanto está limitado a redes dendríticas controladas por la condiciones de contorno aguas arriba de la red. Sin embargo, resolviendo el sistema de ecuaciones una vez para cada tiempo es posible obtener el hidrograma de salida, resolviendo cada punto de forma estacionaria con las restricciones antes mencionadas. No obstante, el hidrograma de salida no incluirá efectos de retardamiento ni de amortiguamiento por el tránsito en la red de drenaje.

Otro de los esquemas numéricos que puede ser usado en SWMM es el modelo de onda difusiva. Este método además de los términos de fricción y gravedad incluye el término de presión debida a la variación de la altura de la columna de agua. Este modelo es lo suficientemente complejo como para poder resolver efectos de retorno. No es posible resolver con este esquema la presurización, pérdidas de entrada y salida, y la inversión del flujo. Solamente puede utilizarse con redes dendríticas y no permite conductos con pendientes adversas. Si es posible con este método obtener hidrogramas de salida retardados y amortiguados por el sistema de drenaje.

El tercer modelo que puede ser usado en SWMM es el modelo de onda dinámica, el cual contempla todos los términos originales sin despreciar los términos de inercia. Este método reproduce los retardos y amortiguamientos que genera el tránsito dentro de la red. Es el método más completo para reproducir los fenómenos; sin embargo su coste computacional puede ser alto. SWMM da tres opciones dentro de este modelo en dependencia al tratamiento de los términos inerciales de la ecuación. La ecuación puede ser resuelta en su versión completa

o reducirla al modelo de onda difusiva. La tercera opción es un término medio de las dos anteriores.

Aunque no están disponibles en SWMM, existen otros métodos de cálculo basados en el rodaje de avenidas, más simples en su formulación, que han sido desarrollados con éxito. Entre estos métodos se incluyen el rodaje mediante el método de los niveles en piscinas y el método de Muskingum.

Es posible entonces extraer como conclusión la gran importancia que tiene la elección del método numérico en la obtención de resultados, así como las diferentes situaciones de la red que pueden contemplar. En el actual proyecto el modelo usado es el de onda dinámica con todos los términos de la ecuación. De esta manera se podrá representar cualquier fenómeno que ocurra en la red.

Por último, señalar que el programa permite (opción que va a ser usada) la consideración de una superficie inundable en los pozos, la cual cuando se excede el nivel de la superficie del pozo es encharcada, dando la altura de inundación la idea del volumen extraído de la red. Este volumen de agua encharcada queda retenido sobre dicha superficie, de manera que el volumen es inmóvil, no fluye en la superficie. Cuando el pozo que haya sufrido inundación pueda, comenzará a reintroducir el volumen almacenado en la red. Este factor es importante tenerlo en cuenta a la hora de analizar los resultados, ya que como se ha comentado, el volumen es inmóvil, escenario que raramente tendrá algo que ver con la realidad ya que, de no encontrarse en una zona de depresión el volumen encharcado tendería al movimiento.

## 6. Comparación de la simulación con SWMM y del cálculo por el Método Racional Modificado

Tanto en el pasado reciente, como en la actualidad, casi la totalidad de los cálculos de colectores de aguas pluviales se realiza por medio del Método Racional Modificado. Este método, al igual que la simulación en SWMM creada en este proyecto, comienza por los cálculos hidrológicos que proporcionaran el caudal de diseño. El Método Racional Modificado se caracteriza en grandes rasgos por trabajar (mediante los cálculos hidrológicos) con el caudal máximo esperable para el periodo de retorno seleccionado, y por realizar el dimensionamiento de los colectores por gravedad y a conducción llena con la circulación del caudal de diseño.

Para poder realizar la comparativa del cálculo mediante el software informático o mediante el Método Racional Modificado (MRM), primero se expone brevemente como se realiza el cálculo por el MRM. Para comenzar, al igual que será necesario para las simulaciones del presente proyecto, se ha de caracterizar estadísticamente la precipitación. Esto se logra mediante el establecimiento de un periodo de retorno para el cual se quiere dimensionar la instalación, mediante el uso de curvas intensidad-duración-frecuencia o mediante el uso de datos de precipitaciones máximas para la zona en estudio y posterior uso de una ley de intensidad-duración (al igual que se realiza en la modelización de este proyecto, ver apartado 7.5). La duración del episodio de lluvia será la correspondiente al tiempo de concentración.

Una vez que se tiene la intensidad media de precipitación, el siguiente paso es el cálculo de los caudales en los colectores. Para ello, la expresión de cálculo básica del método racional que permite determinar el caudal a evacuar en un punto de una cuenca es (Mays, et al., 2004):

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{360} \quad (\text{Ec. 6.1})$$

Donde: Q es el caudal en m<sup>3</sup>/s, C es el coeficiente de escorrentía en dependencia del tipo de suelo, I la intensidad de precipitación en mm/h y A el área de la cuenca. Por último, se realizan los cálculos hidráulicos y las verificaciones de velocidades en los conductos. Para esto, el Método Racional Modificado parte de las siguientes hipótesis: la precipitación es uniforme en el espacio y el tiempo; y no se considera la posible laminación de la cuenca vertiente y de la red.

Para los cálculos hidráulicos de las tuberías y colectores de las redes de aguas pluviales se utiliza la fórmula de Manning, que permite el cálculo de la velocidad en un colector funcionando a sección llena mediante la expresión:

$$v = \frac{1}{n} R_H^{2/3} i_0^{1/2} \quad (\text{Ec. 6.2})$$

Siendo  $R_H$  el radio hidráulico (Sección ocupada por el agua/Perímetro mojado) en metros,  $i$  la pendiente del colector, y  $n$  el coeficiente de Manning, cuyo valor depende del material. En el caso de ser colectores circulares el diámetro necesario para evacuar el caudal  $Q$ , en  $m^3/s$ , a sección llena ( $R_H = D/4$ ) se obtiene mediante la expresión (Mays, et al., 2004):

$$D = 1.548 \left( \frac{n \cdot Q}{\sqrt{i}} \right)^{3/8} \quad (\text{Ec. 6.3})$$

Mediante esta última fórmula, se realiza en el MRM el cálculo del diámetro de los conductos al insertar el coeficiente de Manning correspondiente al material del conducto, la pendiente de fondo del mismo conducto y el caudal que debe conducir por la contribución de escorrentía y las contribuciones aguas arriba en la red de drenaje. El diámetro elegido será el diámetro comercial inmediatamente superior, con el que se realizará la comprobación de la velocidad en la misma con el caudal de diseño.

Expuesto el Método Racional Modificado, cabe destacar que la comparación de los métodos se realiza a raíz de los resultados que se obtendría dimensionando una red mediante este método o usando el apoyo informático. A priori, SWMM mejora todo lo relacionado con el aspecto hidrológico ya que permite un cálculo mucho más amplio, con más posibilidades respecto al MRM por las hipótesis que este adopta (como el poder en el software de disponer de una precipitación que no ha de ser uniforme en el tiempo ni el espacio). Este hecho es de gran importancia por marcar las condiciones de contorno de los posteriores cálculos hidráulicos.

Independientemente de la entrada de datos (caudales) a la red de colectores, con el MRM se obtiene un diámetro como está expuesto anteriormente, pero mediante el uso de SWMM no se obtienen directamente los cálculos de las conducciones necesarias para solventar la situación. Mientras que la única posibilidad del Método Racional Modificado es el cálculo hidráulico de los diámetros de los colectores correspondientes, mediante el uso de SWMM se puede conocer, con más o menos exactitud en dependencia del sistema de resolución elegido, el funcionamiento de la totalidad de la red. Por medio de este conocimiento del funcionamiento de la red, es también posible el dimensionamiento de la instalación mediante SWMM partiendo de la experiencia y de simulaciones realizadas para obtener mediante el cambio de la red el comportamiento esperado de la misma. Las posibilidades de simulación en el programa informático, como se expone en el Capítulo anterior es muy amplia, permitiendo conocer el mencionado funcionamiento de la red bajo las condiciones

de estudio deseadas. Por todo esto, como es el objetivo del presente proyecto, mediante el software se puede modelizar una red ya existente para comprobar el funcionamiento de la misma, e incluso estudiar el comportamiento de la red con nuevos sistemas, mejoras, nuevos ramales, etc.

El MRM, como se ha expuesto, realiza el cálculo del diámetro de las conducciones mediante la estimación de un caudal máximo instantáneo de diseño. Es importante recalcar que el diseño utilizando un caudal máximo instantáneo solo garantiza que el sistema sea capaz de drenar la escorrentía máxima. No aporta información ni soluciones para el amortiguamiento de dicho máximo caudal. Adicionalmente, puede considerarse que el diseño resultante, aunque seguro en muchos casos, puede resultar antieconómico. Conforme los sistemas son más grandes y complejos (como es el caso del presente proyecto), y las restricciones naturales y de normativa más severas, los diseños por caudal máximo instantáneo se tornan ineficientes, cada vez menos correctos, e incluso llegan a ser insuficientes. Por este motivo en el presente proyecto se opta por un modelo informático en el cual el régimen de movimiento del agua en la red de drenaje no sea permanente. Además, ya que de antemano se desconoce si la estructura hidráulica será más sensible a las tasas de escorrentía pico o al escurrimiento de volúmenes, es posible estudiar el efecto de cada uno de estos dos fenómenos mediante la simulación informática.

En resumen, el Método Racional Modificado es usado para el dimensionamiento hidráulico del sistema de colectores en función al caudal máximo esperado para el periodo de retorno de diseño. El software informático SWMM permite la simulación de funcionamiento del sistema de colectores que se le introduzca. Mediante el MRM se dimensiona el sistema, pero no se conoce su posterior comportamiento. Además, el programa informático no se ve afectado por las hipótesis o simplificaciones del MRM. Mediante la simulación en SWMM se tiene en cuenta tres importantes apartados que pueden resultar en un mejor dimensionado de la instalación como son: la entrada en carga de los conductos, la laminación del caudal en la red y el tránsito de los caudales en la red (el factor tiempo se considera). Este último aspecto tiene gran importancia, sobre todo en redes complejas, ya que es posible conocer como se trasladan los hidrogramas a través de la red, en función del tiempo, y ello permite conocer la coincidencia temporal o no de los caudales, y picos de los mismos, aguas abajo en la red de drenaje. Esto evita que el dimensionado se realice teniendo en cuenta los caudales máximos aguas arriba, como ocurre en el MRM, cuando no sea necesario; es decir, cuando no sean coincidentes en el tiempo. Mediante SWMM se puede obtener un dimensionado más acorde a las necesidades del sistema, teniendo en cuenta el funcionamiento del mismo, no incurriendo en un sobredimensionamiento inicial.

## 7. Parámetros de la modelización

Para representar los procesos que ocurren en la realidad, se dispone en el programa informático SWMM de una gran variedad de elementos. Estos elementos permiten tanto modelizar los aspectos hidrológicos como hidráulicos del escenario a estudiar. A la hora de modelizar el aspecto hidrológico del proyecto de Agullent se dispone de un pluviómetro que contiene los datos de las precipitaciones de estudio y varias subcuencas procedentes de la discretización de la cuenca urbana. Las precipitaciones simuladas son efectivas para todas las subcuencas, y la escorrentía producida en estas determina las entradas de caudal a la red de drenaje. La escorrentía superficial producida en las diferentes subcuencas procederá únicamente de los eventos de lluvia simulados y vendrá determinada por la infiltración de agua en el terreno, calculada por medio del método del número de curva del SCS.

No se tiene en cuenta en el presente proyecto otros aspectos hidrológicos como el agua en el subsuelo, la precipitación en forma de nieve u otros aspectos meteorológicos que pudieran intervenir en la cantidad de escorrentía producida en las subcuencas. Tampoco se va a estudiar la calidad del agua (materia en suspensión o solución). Se debe resaltar que los dos únicos factores que intervienen en la cantidad de escorrentía creada son la cantidad de precipitación y la infiltración de esta en el terreno.

La red de drenaje de aguas pluviales de Agullent es representada por tres de los múltiples elementos hidráulicos que dispone SWMM. El primero de ellos son los pozos, por medio de los cuales la escorrentía que se produce es introducida a la red; los pozos también sirven de unión entre las tuberías que componen la red. Otro elemento empleado en la modelización de la red es un tipo particular de pozo: las salidas. Las salidas de la red definirán las condiciones de evacuación de la misma. Por último, las tuberías o líneas son las conducciones que terminan de formar la red, uniendo todos los pozos que conforman la red. Ellas son las encargadas del transporte de los caudales introducidos por los pozos hasta evacuarlos por las salidas.

En los siguientes puntos de este capítulo del proyecto se expone la metodología usada para la obtención de todos los parámetros de los distintos elementos que definen el escenario actual para la modelización de la red de drenaje en cuestión. El objetivo es dar a conocer las decisiones tomadas en torno a la modelización de la red para conseguir la máxima simplicidad de esta, no entrando en dificultosas parametrizaciones que ralenticen el cálculo y no aporten un salto cualitativo en los resultados. Este objetivo no aparta la intención inicial de conocer con la máxima exactitud posible el funcionamiento real del sistema de drenaje pluvial.

## 7.1. Pozos

Se dispone de un archivo CAD donde los pozos se encuentran situados en la geometría del municipio. En el archivo original, los pozos se encuentran tanto numerados como no numerados, estando los primeros representados junto a la profundidad del pozo. En primera instancia, se toma del archivo junto al número de pozo, la profundidad del mismo. Posteriormente, se numera los pozos de la cuenca que no lo estaban (en este caso se han numerado a la vez que las tuberías, intentando dar coherencia a la numeración).

Uno de los parámetros más importantes que definen la red por medio de los pozos, junto a las profundidades de los mismos, son la altura a la que estos se encuentran (en el caso de SWMM, la altura del fondo del pozo). Estos datos son los que definen la forma de la red, ya que de ellos se obtiene la colocación y pendiente de los conductos. Para la obtención de las alturas, se ha superpuesto la distribución de los pozos sobre el archivo proporcionado con la morfología de la zona en la que se encuentra la cuenca en estudio, con la ayuda de un programa informático GIS. Con este software se obtienen las alturas a las que se encuentran la superficie de los pozos que componen la red. Para el ingreso de los datos a SWMM, al ser necesaria la altura del fondo del pozo, esta se obtuvo de restar la profundidad a la altura de la superficie.

Además de estos dos datos, para la modelización en SWMM, es necesario también definir tres parámetros más para los pozos. El primero de ellos, que define una altura inicial de agua, en todos los pozos se ha tomado nula por considerar la red totalmente descargada en el momento inicial de la simulación. La función de otro parámetro es la introducción de una posible sobrecarga anterior a que se produzca inundación en el pozo, la cual se considera nula en la totalidad de los mismos. Por último, se puede introducir el área de afectación que tiene la inundación. En el estudio actual, para los pozos que se encuentran en el polígono industrial se toma un valor de 5000 m<sup>2</sup> de área de encharcamiento, y para los que se encuentran en la zona residencial este valor es de 1000 m<sup>2</sup>. Estos valores no tienen ningún sentido físico real ya que no es posible establecer, para encontrarlo, ningún criterio específico. Como ya se había comentado, la función de esta área de encharcamiento es la de proporcionar una altura de lámina de agua sobre el pozo cuando se produzca encharcamiento. El volumen de fluido que se encuentra en el área de encharcamiento de un pozo permanece inmóvil sobre este hasta que la red posee capacidad para ir reintroduciéndolo en la misma. Al no poder ser simulado el posible movimiento de este volumen de agua, las propiedades que darán idea de la afectación de un posible encharcamiento serán la altura de lámina del suceso (que junto al área refleja el volumen de fluido) y el caudal de salida al exterior del pozo. Con la introducción de las superficies de encharcamiento para la zona residencial e industrial anteriormente citadas se pretende dar una mejor idea de la altura que podría alcanzar el encharcamiento.

Los datos obtenidos de profundidad, altura de la superficie y altura de fondo de los 273 pozos ya numerados; y la altura de la superficie de los 150 pozos de nueva numeración (309 en adelante), se adjunta en las tablas contenidas en el Anexo I del presente proyecto.

## **7.2. Tuberías o líneas**

Se dispone de la geometría de la red en el archivo de CAD. En el mismo archivo aparecen los diámetros de todas las tuberías que componen la red, y con apoyo del software se puede calcular la distancia que recorren las mismas. Con la geometría de la red que proporciona dicho archivo CAD, las tuberías han sido numeradas atendiendo a criterios de sentido de circulación del fluido para darle lógica a la numeración. Junto a la numeración se toma nota de los pozos que une cada conducción, así como su correspondiente longitud y diámetro (todas las conducciones son de sección circular).

En adición a estas características de cada línea, son necesarios más parámetros para definir la geometría de la red en el software SWMM. Por desconocimiento de la propia geometría de la red (no se dispone de datos reales para estos apartados), se definen como nulas para todas las líneas de la red, las alturas de entrada y salida de las tuberías respecto al fondo del pozo que corresponda. Como en un inicio, la red se encuentra vacía, el apartado para definir un caudal inicial de circulación en las conducciones queda vacío. De manera similar ocurre con la posible definición de un caudal máximo en las tuberías, el cual tampoco se establece en ningún punto de la red.

En el programa informático, para simular mejor las condiciones reales en la red, es posible establecer diferentes coeficientes de pérdida de carga. Es posible establecer uno que represente la pérdida de carga por unidad de longitud u otro que permita el cálculo de la pérdida de carga por medio de la introducción del coeficiente de rugosidad de Manning; además de otros dos para la entrada o la salida del conducto. En la actual modelización del escenario, por considerarse de un efecto menor no se consideran las posibles pérdidas a la entrada o salida de los conductos. El cálculo de las pérdidas energéticas en las conducciones de la red de drenaje se realizará por medio de la definición de un coeficiente de rugosidad de Manning, el cual será idéntico en la totalidad de las líneas por ser del mismo material. Al ser hormigón el material de construcción de la red, se establece el coeficiente  $n$  de rugosidad en 0.013 según la bibliografía (ASCE, 1982).

Los datos singulares de las 450 tuberías que componen el sistema de drenaje pluvial, como son la longitud, diámetro y pozos de unión, quedan listados en la tabla ajunta en el Anexo II del presente proyecto.

### **7.3. Salidas**

El modelo dispone de dos salidas, por las cuales el agua de lluvia abandona el alcantarillado. Ambas salidas descargan de manera libre y la altura de descarga es la altura crítica en cada una de las salidas; es decir, que la altura que se toma de salida en ninguno de los dos casos es a la que se encuentra cada uno de los correspondientes barrancos, sino que se toma un punto más elevado desde el que llegaría al barranco. La altura de la salida1 (salida principal, al norte del municipio) se efectúa a 334.2 metros de altura sobre el mar, y la salida2 (al sur del municipio) a 399.5 m.s.a.m.

### **7.4. Subcuencas**

Los tres elementos anteriores que conforman la red de drenaje, su geometría y su comportamiento, junto a las condiciones de desagüe añadidas en las salidas y las entradas de caudal a la red, motivadas por el ingreso de la escorrentía en los pozos, son los que permiten realizar los cálculos hidráulicos del escenario. Por otra parte, para la simulación de la escorrentía generada se dispone de los elementos subcuenca y la precipitación sobre estos. Para obtener unos cálculos hidrológicos de calidad es de gran importancia la correcta definición de los parámetros que caracterizan estas subcuencas.

La discretización de la cuenca urbana ha sido realizada con ayuda del archivo proporcionado con la topografía de la zona y un programa GIS, y apoyándose en fotos aéreas del municipio. Como el objetivo del presente proyecto es el análisis más realista posible de la red de drenaje y de cómo influyen las entradas de caudal en el comportamiento de esta, la discretización de la zona ha sido realizada de tal manera que la división en las subcuencas corresponda en medida de lo posible a la superficie de aportación de escorrentía para cada pozo de la cuenca urbana que vaya a recibir dichas aportaciones de agua de lluvia.

La división de la cuenca en subcuencas se ha realizado además con atención a la dinámica natural del fluido dentro de la cuenca, prestando atención tanto a la forma de la red de drenaje, como a la topografía de la zona, el encauzamiento de la escorrentía en las calles y las aportaciones de los tejados y patios interiores a estas. Este trabajo también se ha apoyado en la herramienta

Google Street View para observar la configuración del municipio a pie de calle, para una mejor comprensión de la posible dinámica de la escorrentía.

Las subcuencas han sido numeradas de manera que corresponda la numeración al pozo al cual drenan la escorrentía creada por las precipitaciones. Todos los parámetros que definen el comportamiento de las subcuencas aparecen listados en el Anexo III del actual proyecto.

Para modelizar el comportamiento de las subcuencas en SWMM es necesario la introducción de parámetros para el cálculo de la infiltración y el tránsito del agua. Debido a la falta de datos de campo de dichos parámetros, se opta por parámetros estándar obtenidos de bibliografía específica o se siguen los métodos que se estimen oportunos para asemejar el modelo a la realidad. A continuación se procede a explicar la toma de decisiones respectiva a los parámetros que modelan las subcuencas.

#### **7.4.1. Cálculo de la infiltración**

SWMM permite especificar una proporción del área de la subcuenca como área impermeable, y por tanto no sujeta a los parámetros de infiltración. Adicionalmente, la separación entre zona permeable e impermeable permite definir dos alturas de almacenamiento por depresiones en la superficie. Dichas variables buscan capturar el agua que queda encharcada en la subcuenca producto de la irregularidad en pequeña escala de la superficie (pequeños desniveles, rugosidad de la superficie, zonas sin drenaje).

En el actual modelo el área impermeable, y por tanto todas las características que la afectan, se consideran igual a 0. Este parámetro es de gran utilidad cuando se quiere estudiar el efecto de urbanizar parte de una cuenca, pero en este caso su utilidad es mínima ya que los parámetros que rigen la infiltración ya darán cuenta de la gran impermeabilidad de la cuenca urbana.

Para el cálculo de la tasa de infiltración, la herramienta SWMM permite trabajar con los métodos de Horton o de Green-Ampt o del número de curva SCS (SWMM user's manual, 2010). La elección para el modelo es el cálculo por medio del número de curva SCS ya que ante la falta de datos reales existentes del terreno, es el método que ofrece un mejor resultado al ser el más usualmente utilizado y disponer de gran variedad de datos estándar que permiten definir con gran acierto el comportamiento de las zonas por el uso u ocupación del terreno. Además este método no necesita de datos empíricos como los otros dos comentados.

Con la ayuda de las fotos aéreas de la zona y teniendo en cuenta la discretización realizada, se decide realizar tres grupos de subcuencas con características similares en el uso del terreno. Un grupo lo forma el terreno compuesto por la zona de viviendas del municipio, otro por el terreno industrial y el último por el terreno boscoso que se encuentra en la elevación al suroeste del municipio, parte del cual constituye la mayor parte de alguna de las subcuencas de esa zona.

Los números de curva adoptados para cada grupo proceden de la bibliografía (SCS, 1986). Primeramente se establecen los grupos a los que pertenece cada grupo dentro de las definiciones de los tipos de clasificación hidrológica de los terrenos según NRCS. De esta manera se considera que la parte boscosa pertenece al grupo C y las otras dos al D. Se extrae el número de curva de la tabla para cada grupo en dependencia del grupo antes mencionado y del uso del suelo. Para la parte boscosa se considera una cobertura pobre por lo que le corresponde el número de curva 77 y la superficie del polígono industrial pertenece al número de curva 93. Para el grupo de viviendas se considera la curva número 95, la cual en esta clasificación pertenece a superficies comerciales, con alrededor del 85% de impermeabilidad. Esta opción se considera mejor que la contemplación como una superficie residencial debido a que los números de curva tabulados para ese uso son menores y crearían una situación más favorable (menos escorrentía), ya que consideran una impermeabilidad menor.

En cuanto al almacenamiento en las depresiones de la superficie, este se obtiene de los valores tabulados que aparecen en la bibliografía (ASCE, 1992). Los valores adoptados son de 2.54 milímetros para las superficies de viviendas e industrial, y de 7.62 mm para la superficie boscosa.

La entrada de datos de precipitación a las subcuencas vendrá dada a todas por el mismo pluviómetro sobre el cual se cambiará el hietograma en dependencia de la precipitación a simular.

#### **7.4.2. Calculo tránsito escorrentía**

SWMM pretende representar en las cuencas el flujo superficial no canalizado (y probablemente bidimensional) de manera simplificada, de manera que recurre a parámetros de flujo superficial. Dicha función cumplen las propiedades de ancho, pendiente media y rugosidad de Manning de las subzonas permeables e impermeables. Estos parámetros permiten representar el tránsito de la escorrentía en la subcuenca como si se tratara de un canal unidimensional muy ancho con

dichas propiedades. Es importante considerar que estos parámetros pueden gobernar de forma importante la forma del hidrograma de salida.

Para la obtención de los valores de rugosidad de Manning se han empleado valores tabulados (McCuen, et al., 1996). De dichos valores tabulados, se adopta una rugosidad de Manning igual a 0.40 para la parte boscosa e igual a 0.13 para el resto de la cuenca.

Para la obtención del parámetro de forma ancho, se realiza una primera estimación extraída de las áreas de las subcuencas y de la longitud típica de estas. Para ello la primera decisión adoptada es la división de la totalidad de la cuenca en dos partes, en cada una de las cuales las subcuencas que la forman tienen unas características de forma y tamaño similares. De esta manera se opta por obtener un ancho medio para las subcuencas que forman la parte del pueblo, las cuales son más pequeñas e irregulares, y otro ancho medio para la parte del polígono industrial, el cual lo forman subcuencas de tamaño más grande y más regulares. El ancho medio de cada zona es calculado idealizando la subcuenca a un plano inclinado, como la media de los anchos que se obtienen en cada subcuenca al dividir la superficie de la misma entre una longitud típica de cada zona. Esta longitud típica para la zona de viviendas se considera igual a 40 metros, que es la longitud media de media manzana y media calzada; para la zona industrial se considera igual a 70 metros, la longitud media de una parcela del polígono más la de media calzada.

El método usado para el cálculo del ancho de las subcuencas puede que no sea el mejor, ya que se agrupan las subcuencas para darle únicamente a toda la cuenca dos valores diferentes. Lo ideal sería controlar el ancho de cuenca para cada elemento del modelo, pero ello incrementaría el tiempo y la dificultad de creación del modelo, sin saber la calidad que ello aportaría a los resultados. La cuestión es que en anteriores trabajos de esta índole ya se ha podido observar, como puede ser en el Estudio de la red de alcantarillado de la cuenca urbana de la Riereta (Sant Boi de Llobregat) que los cálculos o estimaciones del ancho de las subcuencas difieren en gran medida del valor real. En una primera instancia el modelo toma los valores citados anteriormente, pero en un futuro para incrementar la exactitud del modelo, los anchos de las subcuencas deberían ser medidos en campo para su introducción al modelo. En principio la afectación que debería sufrir el modelo por el método expuesto debería ser muy pequeña ya que se está trabajando con cuencas muy impermeables, muy pequeñas y con una pendiente media-alta, lo cual crea un flujo de escorrentía rápido, por lo que los efectos de la estimación del ancho de cuenca no deberían variar en exceso el modelo respecto a un posible modelo con un ancho para cada subcuenca calculado de la misma manera pero sin realizar valores medios.

La pendiente media de las subcuencas se discretiza en tres grandes grupos de manera similar a los grupos realizados en la división para el cálculo de la infiltración. Con la ayuda del archivo de topografía proporcionado y un programa informático GIS, se ha podido observar, con ayuda de las curvas de nivel, como es posible discretizar también tres grupos con diferentes pendientes medias. Un grupo es el perteneciente a las cercanías del montículo boscoso en el suroeste del municipio, zona que según las medidas realizadas posee una pendiente media del 15%. Esta zona es la que salva la mayor parte del desnivel existente en el municipio, además de realizarlo en un pequeño espacio, por lo que posee las mayores pendientes de la cuenca. El resto de la zona de viviendas, la cual tiene una pequeña influencia del levantamiento boscoso, posee un menor desnivel, la pendiente media medida en la zona es del 10%. Por último, la zona restante, la zona del sector industrial del municipio, es más llana que las anteriores, midiéndose una pendiente media del 5%. Todas estas pendientes se han calculado de forma que, teniendo en especial consideración la pendiente en la dirección principal de flujo, representen de la mejor forma posible la geometría de la región.

Toda la escorrentía resultante de los cálculos de cada subcuenca es transportada al pozo que corresponda.

## **7.5. Precipitación**

El objetivo del proyecto una vez modelado el escenario de la cuenca urbana y su correspondiente red de drenaje, pasa por simular diferentes episodios de lluvia con la finalidad de estudiar la respuesta del sistema de drenaje ante las entradas de escorrentía producidas por cada evento simulado.

En el diseño hidráulico de estructuras el método más usado para el dimensionamiento es el estudio basado en un único evento de lluvia, el cual será el usado, en lugar de simulaciones continuas. En el mismo diseño, se desconoce de antemano si la estructura hidráulica será más sensible a las tasas de escorrentía pico o al escurrimiento de volúmenes (Caviedes y Gracia, 2011). Por lo tanto, en este caso se va a considerar como buena práctica la introducción para su simulación de diferentes hietogramas para distintos periodos de retorno, los cuales permiten conocer la respuesta del sistema tanto para el caudal pico de escorrentía generada, como para el volumen total escurrido. Debido a la ausencia de hietogramas característicos para la zona en la que se encuentra la población de Agullent, es necesaria la creación de hietogramas sintéticos. La mayor parte de la bibliografía consultada en relación a los sistemas de drenaje urbano establecen un intervalo de periodos de retorno para el diseño de los mismos de

entre 2 y 25 años. El diseño de los hietogramas sintéticos es realizado para unos periodos de retorno de 5, 10 y 25 años.

Dentro de los métodos experimentales para la creación de hietogramas sintéticos, los dos más usados son los métodos de Kiefer y Chu o método Chicago y el método de Yen y Chow. Los resultados de ambos métodos son muy similares, por lo que por su mayor sencillez en este proyecto se usara el método Yen y Chow. Este método parte del establecimiento de la precipitación caída para un determinado periodo de retorno, y un determinado tiempo de duración de la tormenta. Con estos datos, Yen y Chow proponen tres ecuaciones para el diseño del correspondiente hietograma: una para el cálculo de la intensidad pico, otra para el cálculo de la intensidad en cualquier momento anterior al pico y otra más para el cálculo de la intensidad en cualquier momento posterior al pico. Yen y Chow derivan de sus estudios que para tormentas de poca frecuencia el pico de intensidad se sitúa siempre en el segundo cuarto de la tormenta, por lo que el tiempo desde el inicio de la precipitación hasta el pico de intensidad será aproximadamente en el 37.5% de la duración del evento (Mays, et al., 2004).

De esta manera, para crear el hietograma sintético es necesario conocer la precipitación correspondiente a los diferentes periodos de retorno seleccionados, para una duración determinada del evento. La zona en estudio se encuentra clasificada como de primer orden en la aparición de precipitaciones de corta duración, y como segundo orden en las de más larga duración; por este motivo, la duración de la precipitación seleccionada será de 2 horas (tiempo que establecen diferentes autores como la barrera entre lo que se consideraría larga y corta duración). Para el cálculo de la precipitación obtenida para cada periodo de retorno se cuenta con el escrito del MOPU de 1999. Siguiendo el método expuesto en el mismo documento, se consiguen las precipitaciones máximas diarias para los periodos de retorno. Posteriormente, mediante la aplicación de una ley de intensidad-duración (MOPU, 1999) resultan las intensidades medias para el tiempo de duración de 2 horas (y por lo tanto la cantidad precipitada en ese periodo) y las distintas frecuencias de ocurrencia. Por último mediante la aplicación del método Yen y Chow, con un intervalo de tiempo de 5 minutos para la construcción, se obtienen los siguientes hietogramas (ver Figura 2):

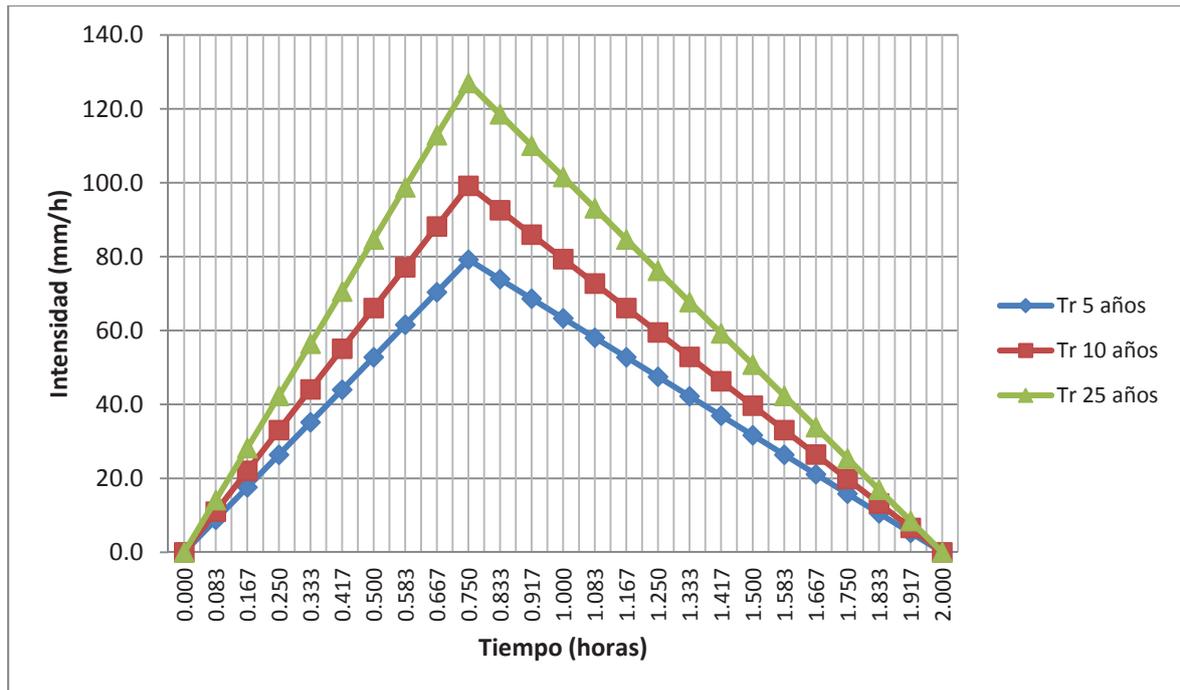


Fig. 2 Hietograma sintético diseñado para los diferentes periodos de retorno.

Los caudales de salida, así como en todo el sistema, se considera que corresponden al mismo periodo de retorno que la precipitación simulada, aunque en este tipo de eventos aislados puede no corresponderse totalmente con la realidad, pero se aproxima a la realidad a largo plazo. En cualquier caso se considera cierta la suposición ya que actualmente no existe otra alternativa aceptable.

La síntesis de los cálculos realizados para la obtención de los hietogramas queda expuesta en el Anexo IV del presente proyecto.

## 8. Simulaciones y resultados

Una vez tomadas las decisiones sobre los parámetros de control del modelo, se introducen todos estos datos en el SWMM. El objetivo una vez se tiene el modelo introducido en el software, es la simulación del transporte de agua en la red original para cada uno de los eventos de lluvia diseñados (5, 10 y 25 años de periodo de retorno). Este análisis queda registrado en un primer apartado del presente punto. Posteriormente, con los datos extraídos del análisis anterior, se modifica la red original de manera que se intente mejorar algunos de sus aspectos (por ejemplo que el sistema sufra menos encharcamiento o que los hidrogramas de salida se suavicen) y se simula estas modificaciones para realizar un análisis comparativo del sistema original contra el sistema modificado. Estas

modificaciones, así como su análisis, quedan presentes en un segundo apartado de este punto.

Posteriormente a la realización de las simulaciones, SWMM proporciona los datos calculados y la estabilidad de los mismos. Una vez comprobada la estabilidad numérica del cálculo, de todos los datos que el programa suministra, los únicos que se consideran de interés para el análisis de la red de drenaje son el encharcamiento que se produce en los pozos y el hidrograma a las salidas de la red (criterio principal), y la velocidad del fluido en las conducciones.

Para evaluar el encharcamiento de los pozos se ha volcado la información de este apartado desde el programa informático a una hoja de cálculo. En la hoja de cálculo, además de los datos ya importados, se realiza el cálculo de la altura de lámina del agua encharcada (SWMM proporciona la altura respecto al fondo del pozo) y se calcula la variable llamada X, la cual se obtiene del producto de la altura de la lámina encharcada por el tiempo de ocurrencia del suceso. La creación de esta variable dará idea de la gravedad del encharcamiento de un pozo al combinar los dos efectos que rigen la gravedad de estas situaciones. Una vez realizados estos cálculos, son analizados los pozos que han tenido un encharcamiento que sea notorio. Es decir, se eliminan del análisis de la inundación de pozos aquellos que no superen 1 cm de altura de encharcamiento o la variable X sea 0 o muy próxima a él.

Para realizar un pequeño análisis de la posible afectación de la velocidad de la corriente a la red de drenaje se va a proceder a incluir un análisis de las velocidades máximas en los conductos. Este análisis ha de ser realizado ya que una velocidad elevada en las conducciones puede producir deterioro en la red por la erosión de la misma, e incluso por este efecto puede destrozar una conducción colapsando el sistema (Mays, et al., 2004). En la bibliografía (Mays, et al., 2004) se pueden encontrar tabuladas las velocidades de diseño en redes de drenaje. La velocidad máxima aconsejable para tuberías rígidas se encuentra en el intervalo de 4.6 a 6.4 m/s. Para la realización del estudio de la velocidad se cuenta también con una hoja de cálculo a la cual han sido importados los datos de flujo en las tuberías. Dicha hoja de cálculo devuelve las líneas las cuales han superado la velocidad máxima aconsejable, que en el actual proyecto se fija en 6 m/s.

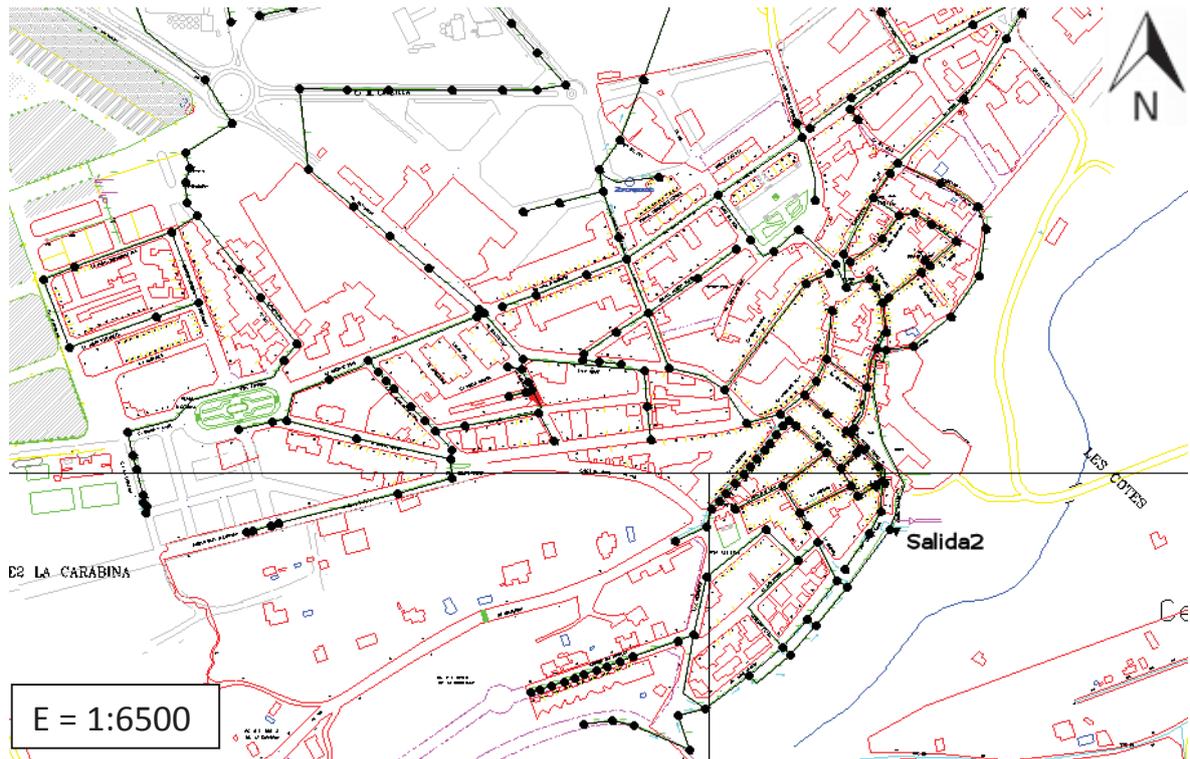


Fig. 3 Imagen capturada de SWMM en la que se puede observar la parte residencial (sur) de la cuenca.

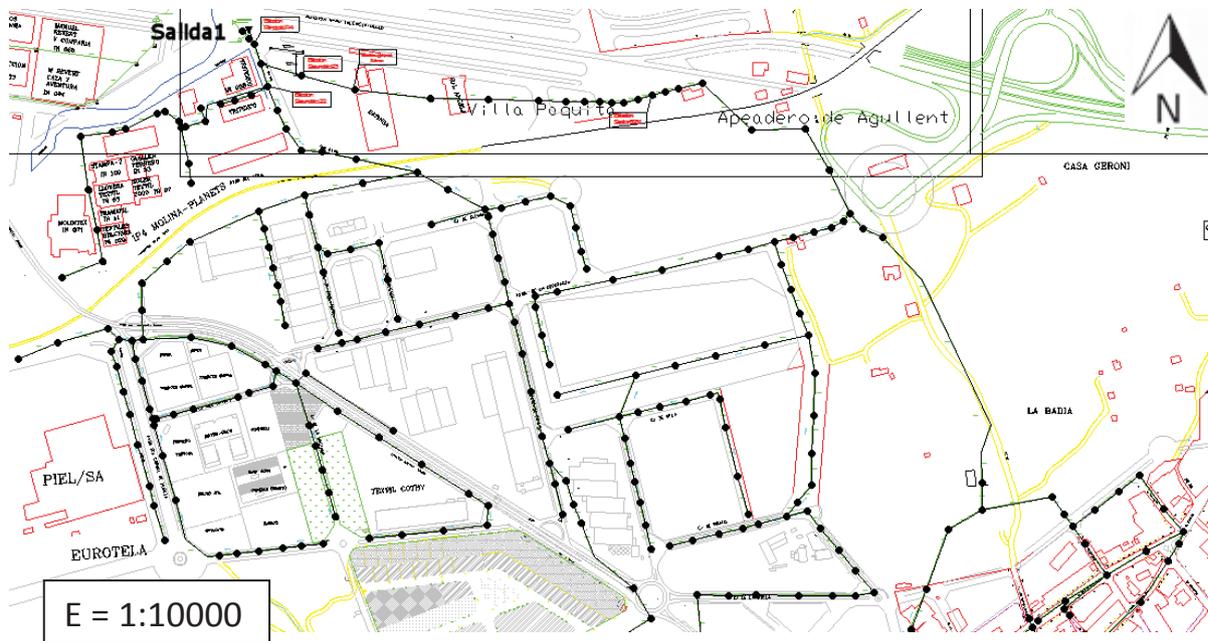


Fig. 4 Imagen capturada de SWMM en la que se puede observar la parte industrial (norte) de la cuenca.

## 8.1. Red original

### 8.1.1. Evento de lluvia con periodo de retorno igual a 5 años

De la simulación del escenario modelado, con la lluvia para un periodo de retorno de 5 años, se observó que se producía fenómeno de encharcamiento en 81 pozos. Se adjuntan los datos correspondientes al encharcamiento dentro de esta simulación en el Anexo V del presente proyecto.

Se observó durante la simulación que la red de drenaje en general tiene una buena respuesta para este evento. De los 81 pozos inundados hay varios que no tendrían ningún tipo de afectación a la zona residencial en unos casos o la zona industrial en otros, debido a que por su ubicación el volumen encharcado fluiría naturalmente hacia puntos más bajos en los cuales la afectación no tiene importancia. Un ejemplo de lo anterior son los pozos número 35, 36, 37 y 38, que al estar en el límite del municipio, el agua saliente de los pozos fluiría ladera abajo no afectando al pueblo. Otro ejemplo pueden ser los pozos 432, 433 y 434 o los 262, 263, 270, 441 y 442, que se encuentran en la zona del polígono, pero el volumen de encharcamiento fluiría a la vía del tren que pasa cerca de los pozos (la vía pasa por un terreno en depresión respecto al que le rodea) y dejaría sin afectación a la zona industrial, además de que para la vía la afectación es menor ya que se realiza en terrenos de grava (alta infiltración) y la misma vía conduce el agua hacia el barranco que pasa cerca de los pozos enumerados.

En la parte sur del municipio, por la propia topografía del mismo, y por la geometría de las líneas 121 a 127, junto a los pozos que unen, se observa como esta parte de la red no tiene ninguna función. La misma podría ser suprimida o, mejor aún, podría ser conectada al pozo 70 (cercano al inicio de la línea) para que esta mandara su contenido a la salida 2.

El resto de los pozos con un encharcamiento que afectaría a la zona (se consideran que para un valor de  $X=0.2$  la afectación ya pasa de leve, ya que de la experiencia de las simulaciones se concluye con que este valor limite corresponde para alturas bajas y tiempos de encharcamiento mayores a 6 horas, o por el contrario alturas a partir de los 10 cm y tiempos de suceso de 2 horas) se observa que son pertenecientes a líneas concretas de la red. Estas líneas como cabía de esperar son líneas principales a las cuales se incorporan ramificaciones con su consecuente aporte de caudal. Las líneas críticas que contienen nodos con afectación de encharcamiento son:

- Líneas que van desde el pozo 353 hasta el pozo 398.
- Líneas que van desde el pozo 175 hasta el pozo 450.
- Líneas que van desde el pozo 398 hasta el pozo 213

Algunas de las líneas que se acaban de citar podrían entrar también en la categoría de pozos que su desbordamiento no conllevaría alguna afectación, pero al pertenecer a una línea primaria por la cual circula el agua recogida en la zona residencial, se cree de importancia su estudio.

En la zona residencial el comportamiento observado de la red es muy bueno salvo la intersección en la que se encuentran los pozos 167, 168 y 169, que es la única zona conflictiva. En cuanto a las velocidades en los conductos, estudiadas como altas, se pueden observar las siguientes incidencias:

Línea	Hora ocurrencia	Max Vel (m/s)
L45	0:59	8.47
L120	0:49	6.13
L262	0:54	6.66
L278	15:07	7.68
L279	10:53	6.05
L280	10:54	16.13
L281	11:23	18.08
L282	13:07	7.67
L310	1:53	6.07
L311	1:52	6.53
L448	1:05	6.42

Salvo en las tuberías 45, 278, 280, 281 y 282 las velocidades máximas son adecuadas. En el caso de la línea numero 45, se ha observado como su pendiente de fondo debería ser reducida para minimizar la erosión del conducto, el cual tiene importancia estratégica. El resto de pozos (con una velocidad demasiado elevada) pertenecen a una de las líneas que se consideraba conflictiva en el análisis del encharcamiento. Por último, el hidrograma de salida de la red es el siguiente (Figura 5):

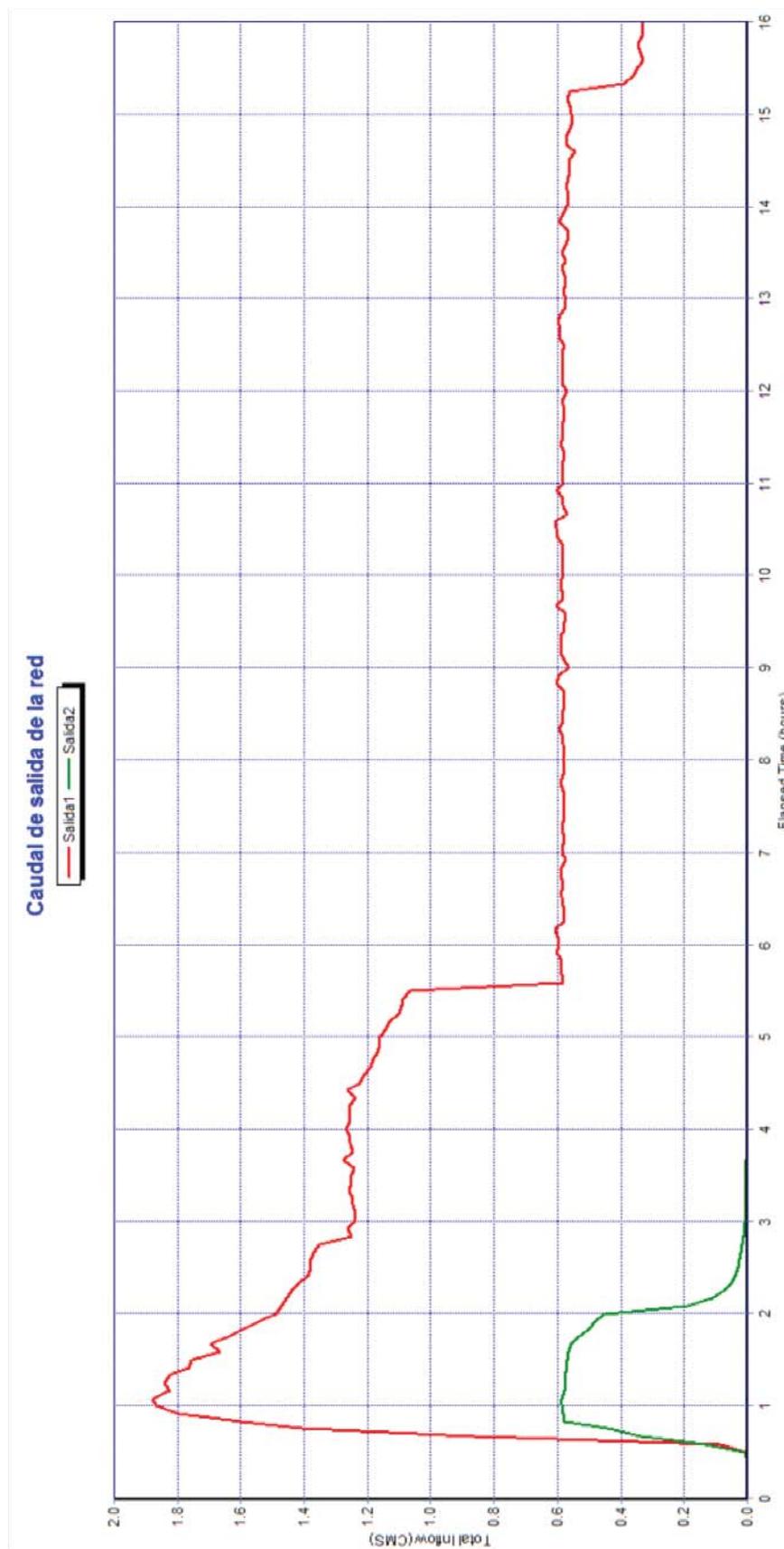


Fig. 5 Hidrograma de salida de la red simulada con precipitación de periodo de retorno 5 años

### 8.1.2. Evento de lluvia con periodo de retorno igual a 10 años

De la simulación del escenario con lluvia, para un periodo de retorno de 10 años, se observó que se producía fenómeno de encharcamiento en 102 pozos. Se adjunta los datos correspondientes al encharcamiento dentro de esta simulación en el Anexo VI del presente proyecto.

El funcionamiento de la red observado para esta precipitación se puede basar perfectamente en el funcionamiento de la misma con la lluvia anterior. Ha sido observado que los 21 pozos más en los que se produce encharcamiento, respecto a la situación anterior, no reviste gravedad. El encharcamiento producido en estos pozos es muy corto o de una altura que no supone ningún problema (por ejemplo el pozo 112 que antes no sufría desbordamiento, en este caso se produce un encharcamiento de 1 hora y una altura máxima de 3 cm). En ninguno de los casos el encharcamiento que se produce en estos 21 pozos reviste importancia, más si se comparan con los pozos restantes que han desbordado.

Los efectos del mayor volumen de agua que debe despejar la red, provoca que los pozos que ya en el escenario anterior habían sufrido una inundación importante, en este escenario, esta inundación aun se agrave más. Los tres grupos de líneas que en el apartado anterior se consideraban críticas, siguen siendo las mismas que tienen esta consideración en el presente escenario. Al mismo tiempo, en la parte residencial se observa una buena evacuación de los volúmenes de agua caídos, siendo la única zona con alguna incidencia la intersección en la que se encuentran los pozos 167, 168 y 169 (los mismos que en el escenario anterior).

Las velocidades en las conducciones tienen un comportamiento prácticamente idéntico al escenario anterior. Las tuberías en las cuales la velocidad máxima del agua supera los valores recomendados son las mismas más la línea 279, en la cual se ha doblado la velocidad que adquiere el fluido en este escenario. En la siguiente tabla se pueden observar las velocidades máximas de las tuberías más rápidas del modelo con esta precipitación, y a continuación se expone el hidrograma de salida de la red (Figura 6):

Línea	Hora ocurrencia	Max Vel (m/s)
L45	0:55	9
L120	0:51	6.25
L262	0:47	6.66
L278	12:14	7.6
L279	13:03	12.06
L280	2:17	18.97
L281	15:00	18.39
L310	2:05	6.09
L311	2:05	6.6
L448	1:12	6.43

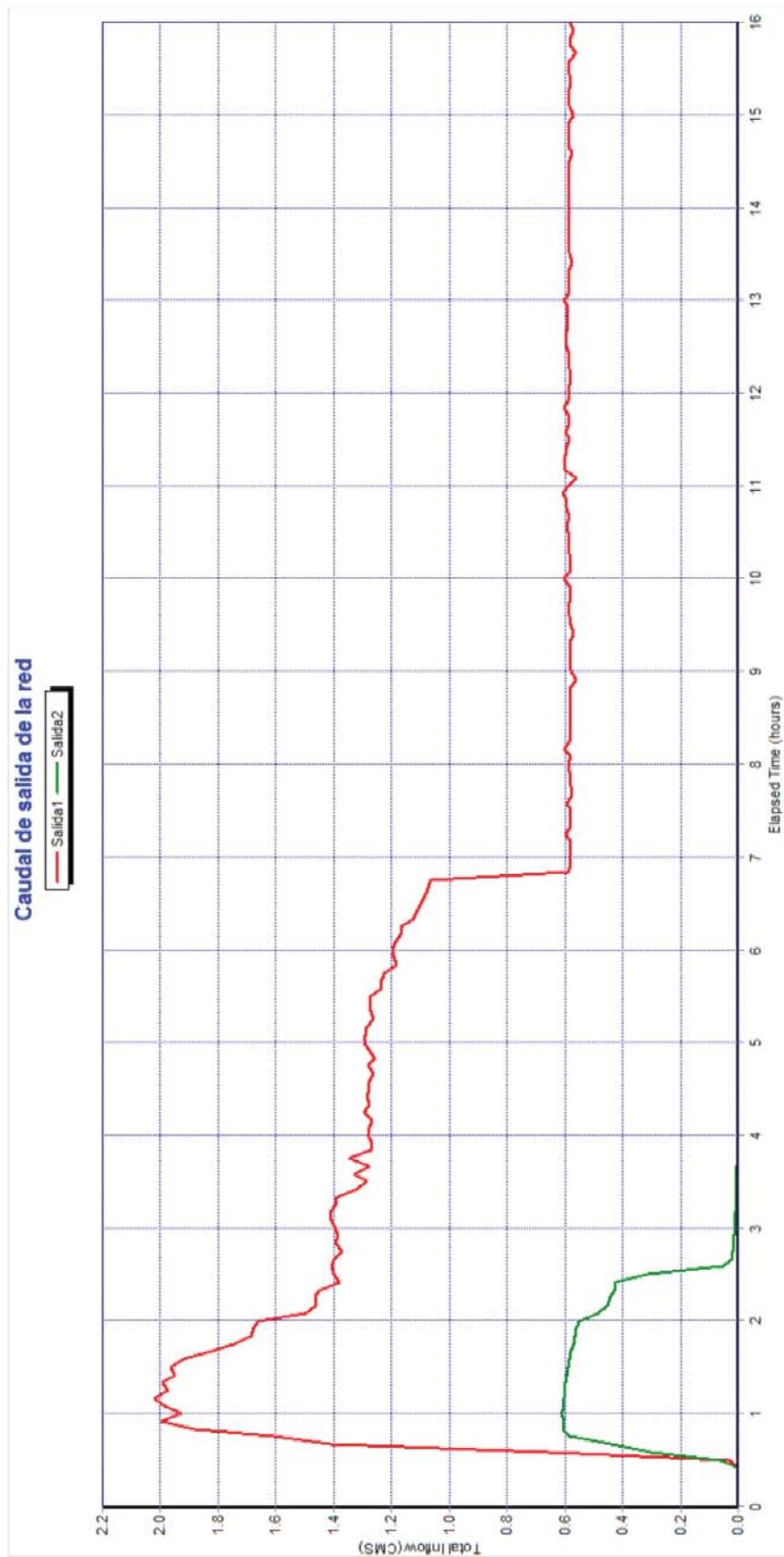


Fig. 6 Hidrograma de salida de la red simulada con precipitación de periodo de retorno 10 años

### 8.1.3. Evento de lluvia con periodo de retorno igual a 25 años

De la simulación del escenario con un evento de lluvia aislado de 25 años de periodo de retorno se observó que se producía fenómeno de encharcamiento en 126 pozos. Se adjunta los datos correspondientes al encharcamiento dentro de esta simulación en el Anexo VI del presente proyecto.

Al comparar los resultados de este escenario con los dos anteriores se ha observado como la similitud de las zonas críticas es la misma pero con mayor afectación de encharcamientos, como es obvio al manejar un volumen de agua mayor. Respecto al escenario simulado con un periodo de retorno de 10 años, la afectación de los 21 pozos que no desbordaban en el primer escenario es más notable en el actual, haciendo que se consideren en este escenario como encharcamientos ya de importancia moderada. En esta simulación también aparecieron nuevos pozos con encharcamiento que no lo sufrían en las situaciones anteriores, pero como en las simulaciones anteriores, el riesgo de estos es leve.

Esta simulación ha confirmado como críticas las líneas ya consideradas en los apartados anteriores. El encharcamiento de los pozos de estas líneas hace que se determine el sistema de drenaje como no apto ante una lluvia de las características simuladas. Apartando este hecho, se ha observado como (con excepción de los pozos 167, 168 y 169, que ya han sido comentados antes) la red de drenaje tiene un buen comportamiento en la zona residencial para este evento de lluvia. Durante la tormenta se puede observar algún pequeño fenómeno de encharcamiento, pero pasados los 40 minutos de la finalización de la tormenta, la situación de la zona es buena. Esto no reduce la gran importancia de la insuficiencia de drenaje de la red aguas abajo.

En cuanto a las velocidades máximas en las conducciones dentro de este escenario, la similitud con los dos anteriores escenarios se conserva como se puede ver en la siguiente tabla. Posteriormente se muestra el hidrograma de salida de la red (Figura 7).

Línea	Hora ocurrencia	Max Vel (m/s)
L45	1:00	9.08
L120	0:58	6.48
L262	0:41	6.66
L278	14:47	7.61
L280	14:21	20.08
L281	5:21	15.99
L310	2:41	6.1
L311	1:46	6.78
L441	0:54	6.02
L448	1:10	6.48

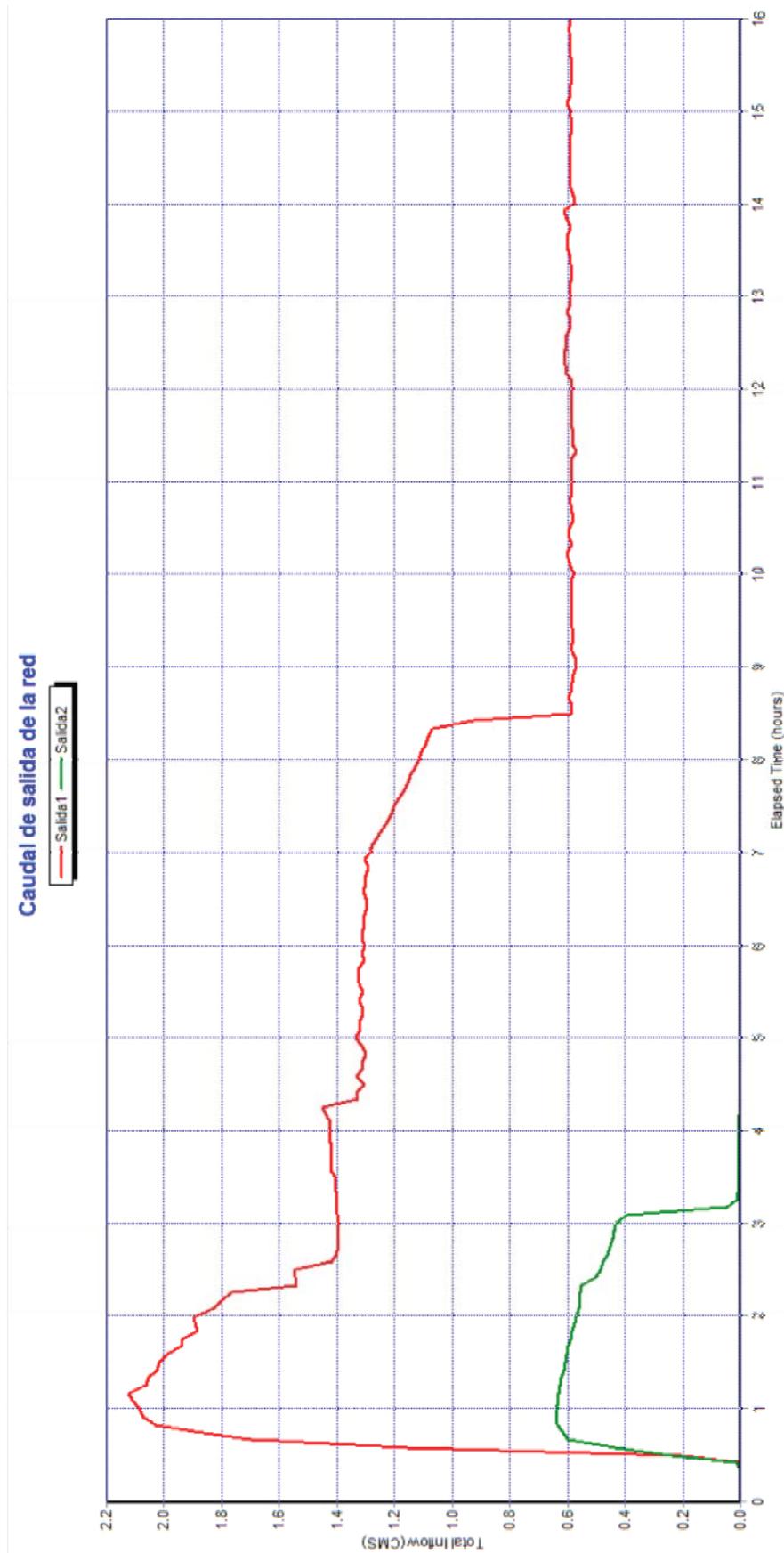


Fig. 7 Hidrograma de salida de la red simulada con precipitación de periodo de retorno 25 años

#### 8.1.4. Resumen simulaciones red original

De la simulación del escenario modelado, alimentado por los tres hietogramas sintéticos creados, se puede concluir que la red de drenaje para el primer evento de lluvia (5 años de periodo de retorno) tiene en general una muy buena respuesta, quedando solo dos zonas en las que el encharcamiento puede tener algún efecto negativo. La primera zona es la ya comentada en el interior de la zona residencial, y la otra se encuentra dentro de la línea principal que viene desde la zona residencial, y pasa por debajo de la parte del polígono que queda al norte, cerca de la carretera.

Si la lluvia corresponde a un periodo de retorno de 10 años, la importancia de estas dos zonas con inundación puede hacer (no se puede determinar a ciencia cierta al no conocer la dinámica que tomaría ese volumen encharcado) que la red de drenaje sea insuficiente. Este hecho se acrecienta con la precipitación de retorno de 25 años, la cual por las inundaciones sufridas en el polígono determina a la red como deficiente para este escenario.

Como resumen a las velocidades máximas adquiridas en las tuberías, se ha comprobado que para las tres precipitaciones simuladas, las tuberías que superan los valores recomendados son las mismas, lo cual sugiere que la pendiente de fondo de las mismas habría de ser reducida para evitar problemas de erosión.

Todo lo comentado en cuanto a la comparación de los encharcamientos para los tres escenarios queda plasmado en los dos siguientes gráficos (ver Figura 8 y Figura 9), en los cuales se muestra la variable X (altura máxima encharcada\*tiempo del suceso) que da cuenta de la gravedad del encharcamiento, para cada tiempo de retorno de los eventos de lluvia y para todos los pozos que sufren desbordamiento en cada escenario. Las conclusiones que se obtienen de dichos gráficos son las ya comentadas en los puntos anteriores. Se puede observar como hay unos determinados nodos, que se les puede llamar críticos, los cuales se inundan en el primer escenario, pero su relevancia es más importante cuanto mayor es la lluvia.

De la comparación de los hidrogramas de salida para las tres posibles precipitaciones se puede concluir con que el subsistema que alimenta a la salida2 tiene un caudal máximo de conducción de  $0.6 \text{ m}^3/\text{s}$ . Se observa como la altura del hidrograma en esta salida es idéntica para los tres escenarios, lo único que cambia es el tiempo en el que tarda en drenar el agua el sistema, mayor a mayor es la precipitación. En la salida principal se puede observar como el pico de caudal es coincidente en el tiempo para las tres precipitaciones, pero este es mayor a más agua precipitada. Entre el pico de periodo de retorno de 5 años y el de 25, el pico ha sufrido un aumento del 20%. Por último se pueden observar una serie de escalones en el hidrograma, los cuales son más largos a mayor

precipitación, ya que dan cuenta del origen de las aguas que se están drenando. Cada descenso de caudal de salida quiere decir que una de las zonas de aporte más alejadas ha dejado de aportar caudal a la red. Como es obvio, a la red le cuesta más quedar despejada después de un evento de características mayores. (En el punto 7.2.1. se pueden observar las líneas críticas). La conclusión es que el diseño es ineficiente e insuficiente, por lo que en los capítulos próximos se estudia la mejora de la capacidad drenante del sistema y se comparan los escenarios creados.

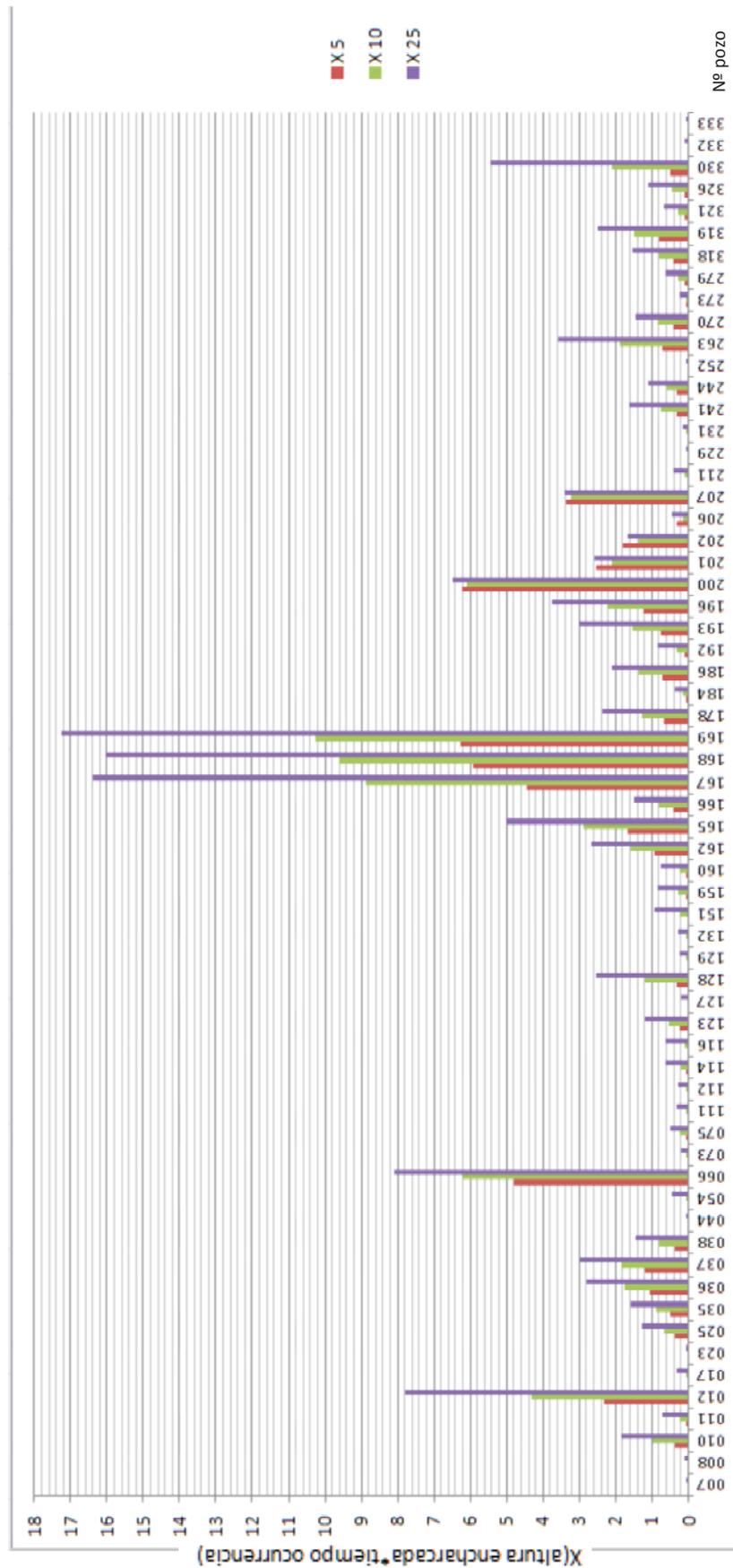


Fig. 8 Gráfica comparativa de la importancia del encharcamiento en los pozos

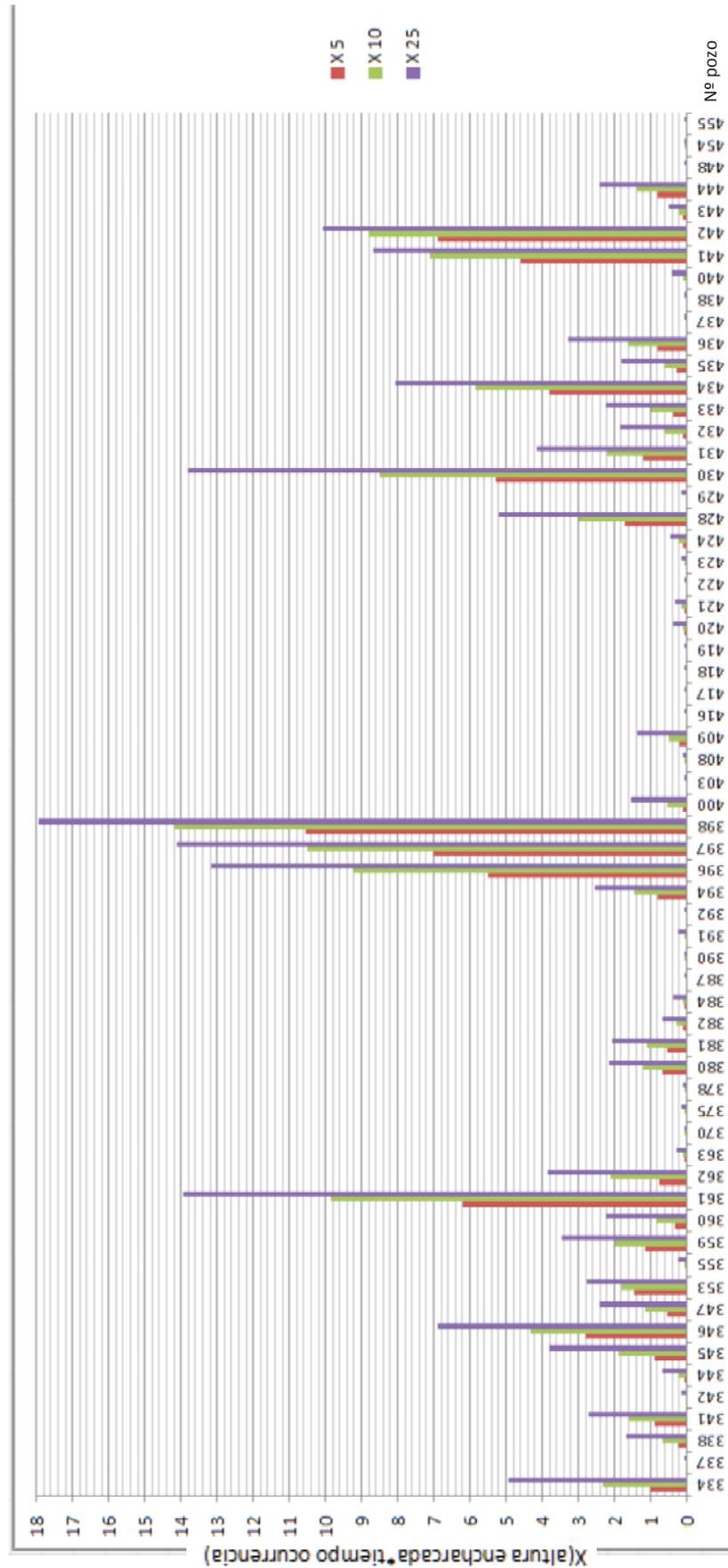


Fig. 9 Gráfica comparativa de la importancia del encharcamiento en los pozos

## 8.2. Red modificada

Basándose en la experiencia de las simulaciones anteriores, se realizan modificaciones en las líneas críticas para el estudio mediante el modelo creado de posibles alternativas que mejoren el funcionamiento de la red. En los dos siguientes puntos del presente Capítulo se expone dos posibles mejoras a la red y mediante la simulación de las mismas, se compara la red modificada con la versión original para estudiar la validez de las mejoras propuestas. La primera modificación que se le ha realizado a la red ha sido un aumento de los diámetros de las líneas críticas que se desprendían de los anteriores estudios para aumentar la capacidad drenante. La segunda modificación parte de la red con aumento de diámetros, pero a las mismas líneas que han sido modificadas se les ha disminuido la pendiente para reducir velocidades en los tramos modificados.

Para la propuesta de mejoras, previamente se estudian las leyes vigentes en torno a las redes de drenaje (o alcantarillado). Las normativas que intervienen son bien urbanísticas o bien hidrológicas. A efectos de diseño, las normativas hidrológicas no interfieren en el planteamiento de las mejoras en cuestión ya que en su mayoría la normativa tiene carácter medioambiental, regulando el tipo de vertido que se realiza; pero al tratarse de un sistema separativo (solo de agua pluvial), si no hay indicios de lo contrario (como es el caso), se considera que el vertido no es contaminante.

En cuanto a la normativa que ha de ser de aplicación para la propuesta de nuevas mejoras en el sistema de drenaje, se encuentran las normativas urbanísticas de la Comunidad Autónoma en cuestión, en este caso la Comunidad Valenciana, y sí procede la de estamentos de gobierno menores. En la propuesta de las mejoras se considera:

- Ley 16/2.005, de 30 de diciembre, de la Generalitat Valenciana, urbanística valenciana (LUV).

-Decreto 67/2.006, de 19 de mayo, del Consell, por el que se aprueba el Reglamento de ordenación y gestión territorial y urbanística (ROGTU).

De estas normativas se extrae, que salvo situaciones que justifiquen lo contrario, el periodo de retorno de diseño de la instalación debe ser de 25 años, además se limita tanto las pendientes de los colectores como las velocidades en los mismos. La pendiente ha de ser mayor al 1% en los ramales iniciales (no es el caso) o tal que garantice que para una precipitación de 2 años de retorno, la velocidad sea mayor a 0.5 m/s, o que garantice la correcta limpieza de sedimentos en el colector. La velocidad máxima aconsejada para el caudal de diseño es de 5 m/s para conducciones de plástico y de 6 m/s para las conducciones de hormigón armado. El diámetro mínimo para estos colectores ha

de ser de 400 milímetros. El material de las conducciones puede ser: hormigón, gres, fundición dúctil, plásticos (PVC o PE) y poliéster reforzado de fibra de vidrio.

La LUV y el ROGTU también marcan una serie de requisitos a la hora de la colocación de los conductos, respecto al posicionamiento en la calzada (siempre enterrados) y a la distancia con las conducciones de otros servicios urbanos. Además se debe garantizar la seguridad estructural previniendo el aplastamiento de la conducción ante el tráfico rodado si fuera necesario.

No se consideran normativas como las que envuelven a la construcción de los elementos que formaran la red o sobre obra, instalación y pruebas, ya que se considera que no afectan al objetivo del presente proyecto.

### **8.2.1. Red con aumento de diámetros**

En este nuevo escenario, las modificaciones que se le han realizado a la red han sido las siguientes (ver Figura 10):

-Línea desde el pozo 169 al pozo 363, tubería de 0.4 metros de diámetro a 0.6 metros de diámetro.

-Línea del pozo 363 al 398, tubería de 0.4 metros de diámetro a 0.8 metros.

-Línea del pozo 398 al 213, tubería de 0.4 metros de diámetro a 1 metro.

- Línea del pozo 179 al 192, tubería de 0.4 metros de diámetro a 0.6 metros.

-Línea del pozo 192 al 452, tubería de 0.4 metros de diámetro a 0.8 metros.

Con el aumento de diámetro de las conducciones se pretende dar mayor capacidad de drenaje a la red, con ello, el encharcamiento en los nodos debería ser menor. En principio no tiene lógica únicamente disminuir las pendientes del escenario original para conseguir un menor hidrograma de salida (mejor opción medioambiental), ya que los problemas de encharcamiento se acrecentaría. Es obvio que esta solución conlleva un gasto económico elevado debido a las grandes excavaciones a realizar y el mayor coste de las tuberías de mayor diámetro.

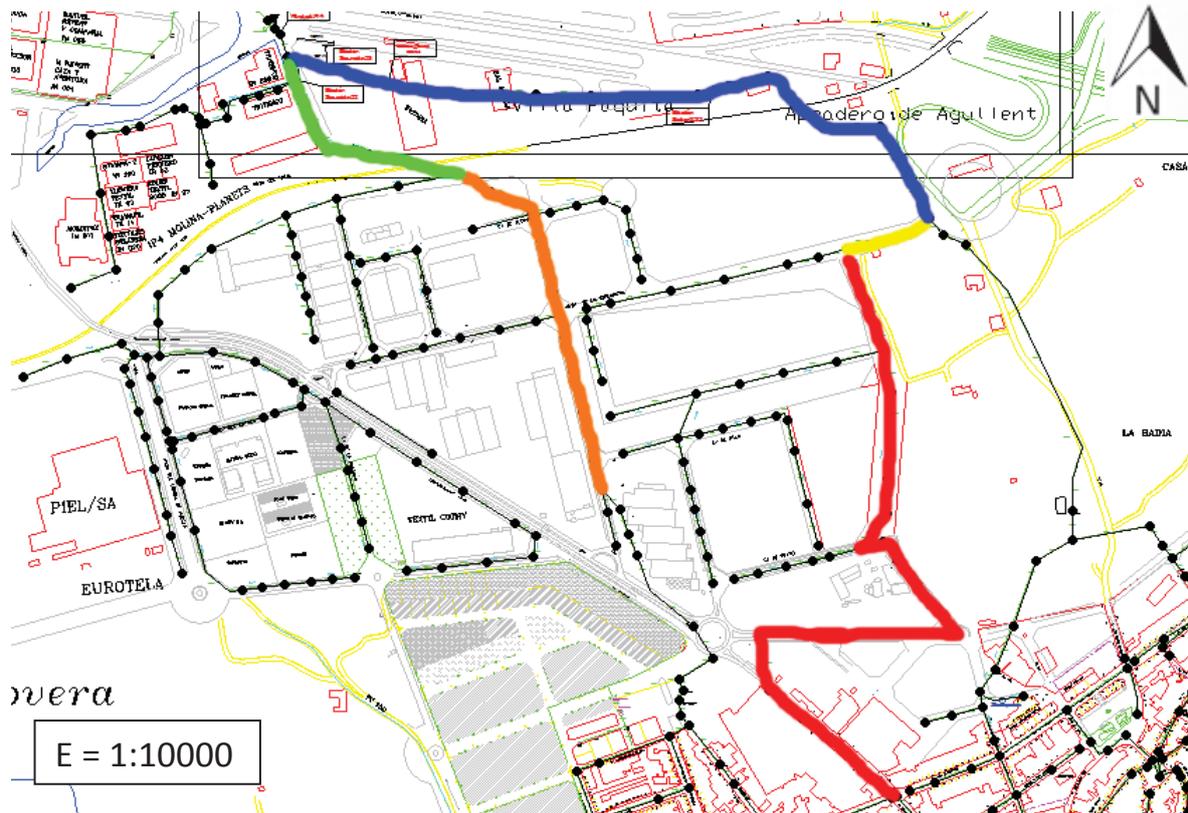


Fig. 10 Imagen en planta de la red en la que se pueden observar las líneas críticas. En color rojo, la línea del pozo 169 al 363, en amarillo la del pozo 363 a 398, en azul la del pozo 398 al 213, en naranja la del pozo 179 al 192, y de verde la del pozo 192 al 452.

El modelo ha sido alimentado con la lluvia creada para un periodo de retorno de 25 años y de los datos observados en la simulación, al compararlos con el escenario sin modificaciones y la misma precipitación, se han extraído las siguientes conclusiones. Para comenzar como puede observarse, el hidrograma de salida de la red (solo se ha modificado partes que van a la salida<sup>1</sup>) es mucho más brusco (Ver Figura 11).

Al poseer mayor capacidad de drenaje de la red, el desagüe de las aguas precipitadas es más rápido como se puede apreciar en el hidrograma, pero sería necesario estudiar el cauce al que vierte la red para poder sacar conclusiones sobre si resultaría perjudicial la velocidad de desagüe o no. El objetivo del aumento de diámetros es la mejora de la red, y por tanto, de los posibles encharcamientos de pozos de la misma. En los siguientes gráficos (Figuras 12 y 13) se compara la gravedad de los encharcamientos en el actual escenario y en el original con el mismo periodo de retorno.

De esta manera, se puede observar como la red con el aumento de diámetro en las líneas críticas tiene un mejor comportamiento ante los problemas de inundación. Los pozos considerados críticos (por ejemplo los numero 396, 397 y

398) en este nuevo diseño dejan de serlo. En el gráfico se observa cómo hay pozos con gran afectación en este escenario también, pero estos pozos corresponden a lo que ya se había descrito como zonas en las que no tiene importancia el encharcamiento, o pozos de la línea sin función.

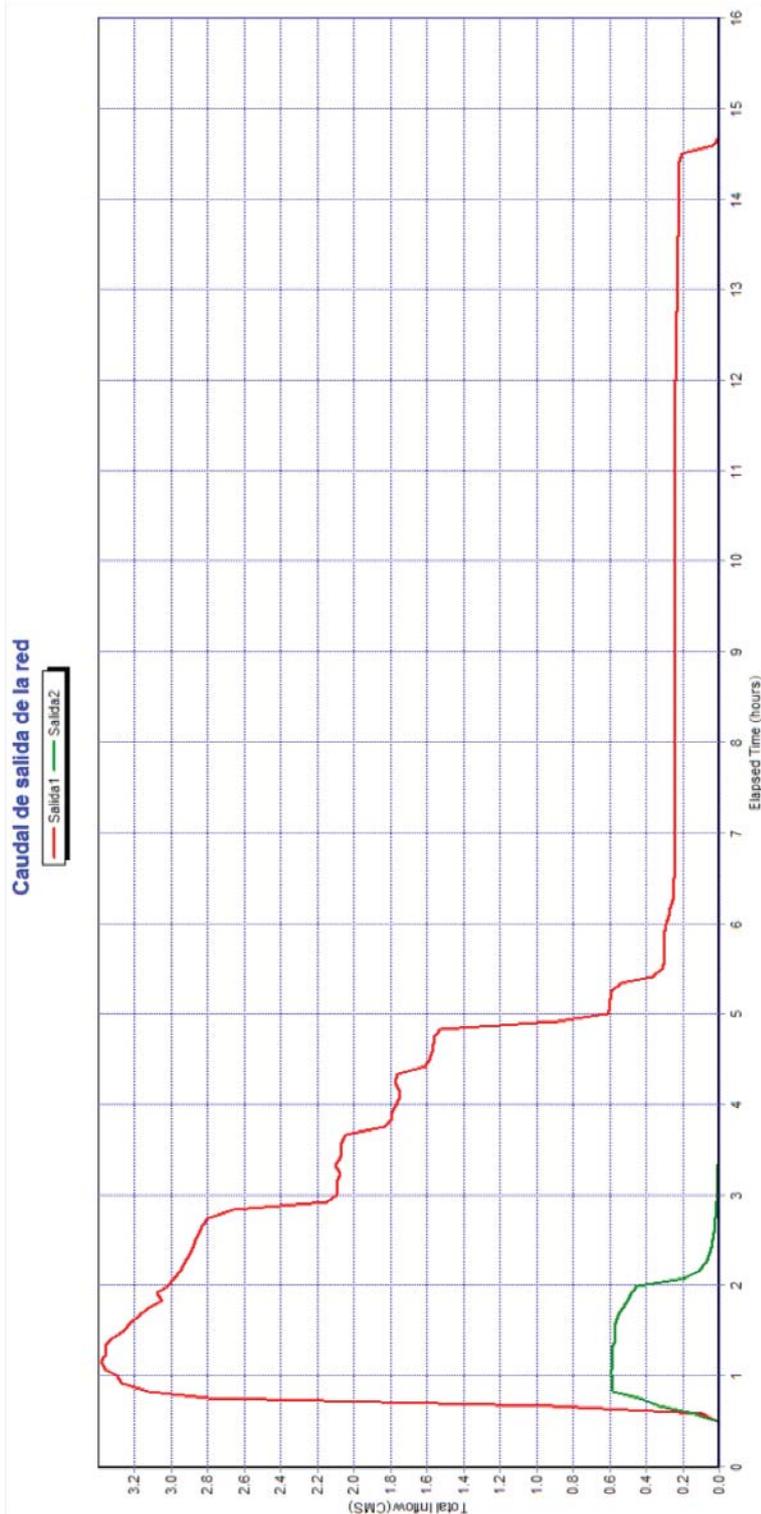


Fig. 11 Hidrograma de salida de la red con el aumento de diámetros y precipitación de retorno 5 años.

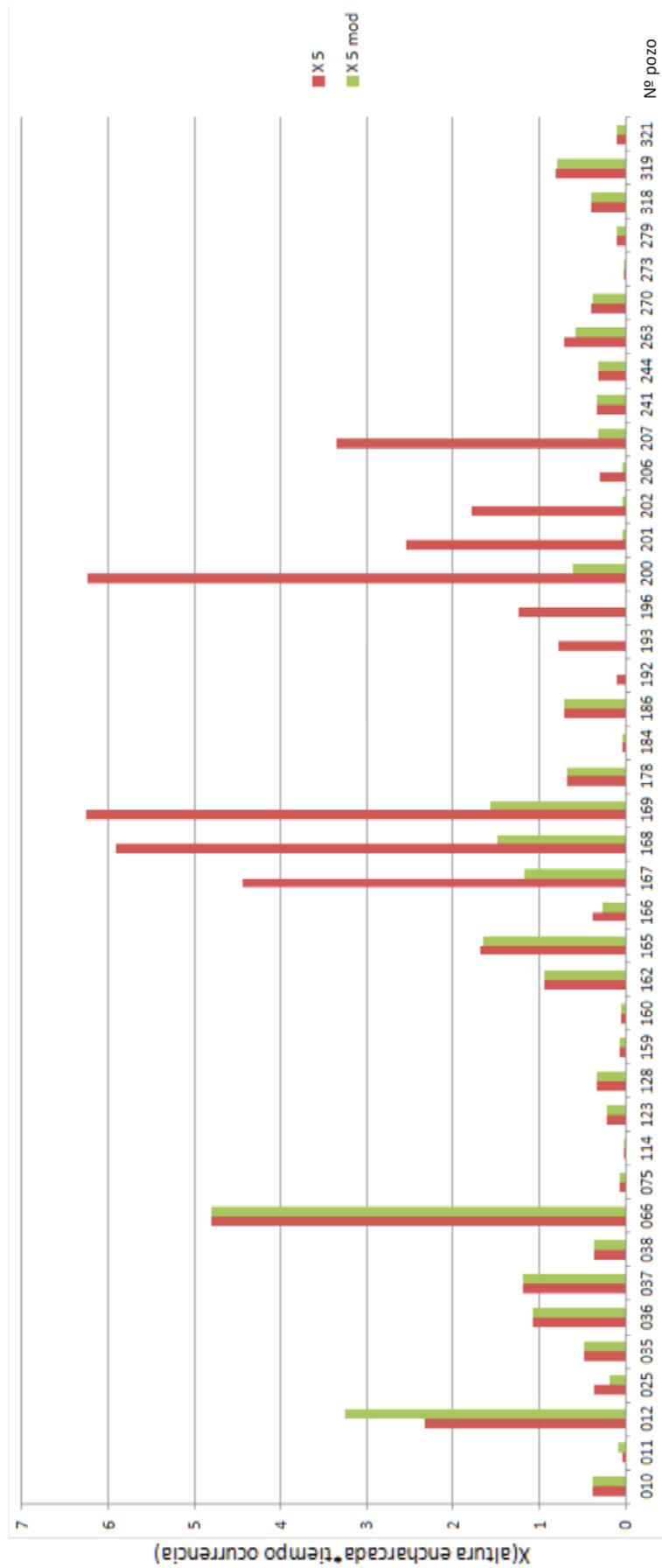


Fig. 12 Gráfica comparativa de la importancia de los encharcamientos en los pozos del escenario original y con aumento de diámetros.

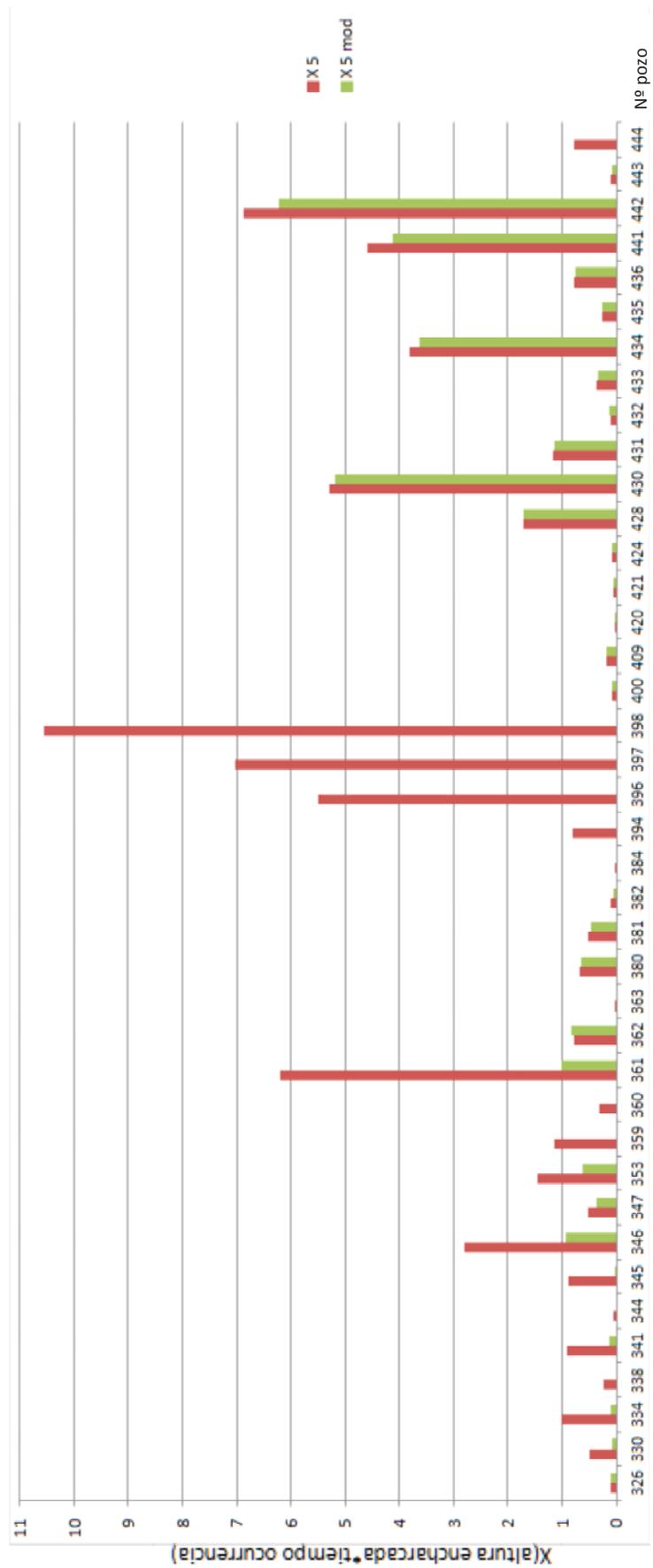


Fig. 13 Gráfica comparativa de la importancia de los encharcamientos en los pozos del escenario original y con aumento de diámetros.

### 8.2.2. Red con aumento de diámetros y reducción de pendientes

A partir del escenario anterior con los diámetros de las líneas críticas aumentados, las pendientes de las mismas son reducidas a valores de entre 0.1% y 4% de pendiente. Además en este escenario también han sido disminuidas las pendientes de la subred sur, que es la principal aportadora de caudal a la salida. Para dar idea de los cambios realizados, a continuación se presenta una línea del escenario anterior, y posteriormente, la misma línea modificada para este escenario (Ver Figura 14).

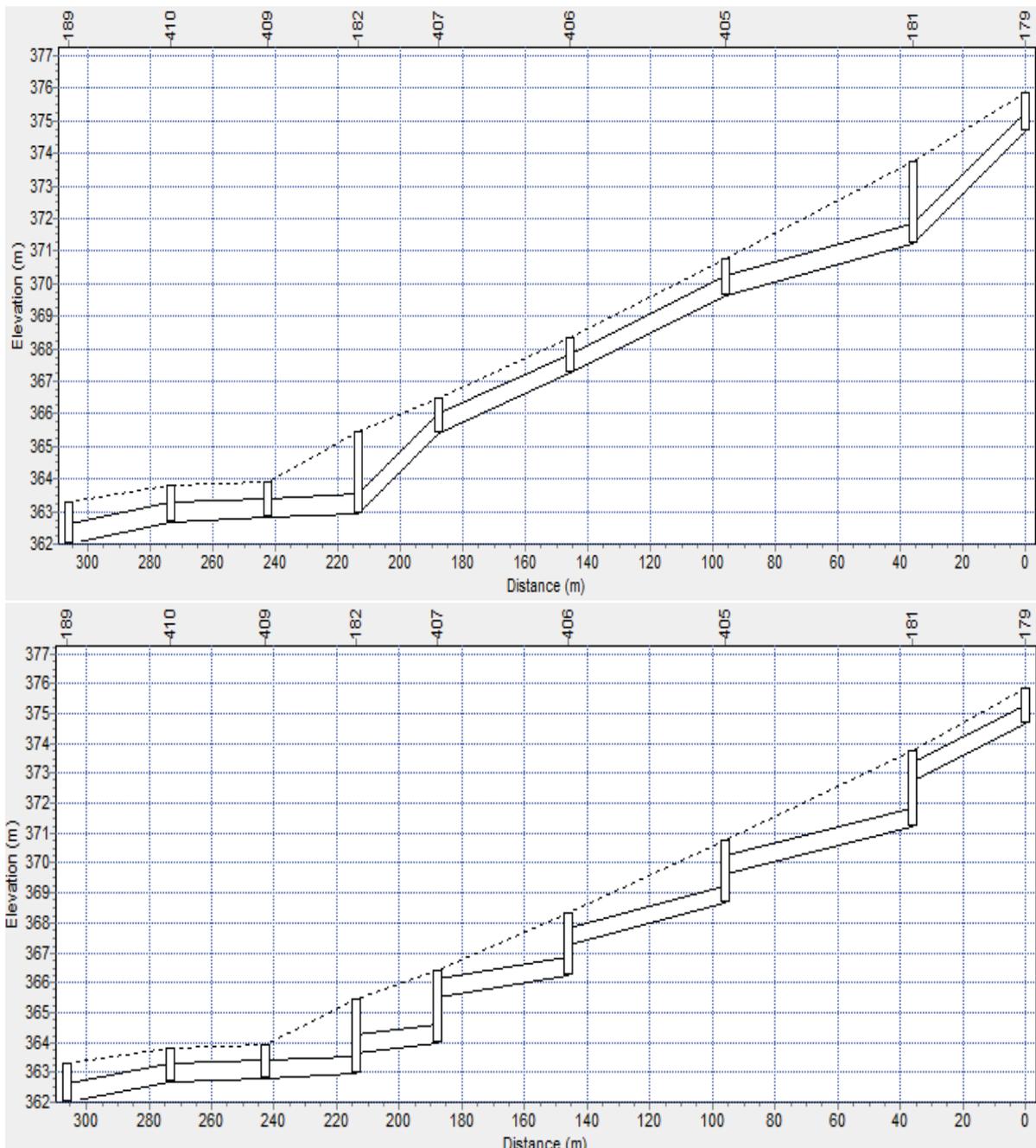


Fig. 14 Comparación de un tramo sin reducción de pendientes (arriba) y el mismo con la reducción de pendientes mediante el escalonado (abajo)

La primera intención de esta modificación es la intención de evitar la coincidencia de picos de caudal de entrada a la línea de salida. A la vez, por la manera en la que se ha disminuido la pendiente de los conductos, añadiendo alturas de entrada de las tuberías a los pozos, se consigue reducir el volumen de excavación necesario y por lo tanto el coste de la obra.

Por la forma de la red y el tiempo en el que se van aportando los caudales a la salida principal de la red, se puede observar en el hidrograma de salida de la red (Figura 15) como este escenario empeora las condiciones del anterior. Aun no siendo la situación esperada, el pico de caudal ha aumentado en un 10% y el hidrograma tan apenas ha cambiado. Esto en cuanto a la salida principal, pero en este escenario también se habían modificado las pendientes de la subred que aporta a la salida<sup>2</sup>. Al ser pequeña la parte de la red que aporta a esta salida y pocas las líneas de las que se ha podido cambiar la pendiente (por ya ser baja), el cambio en el hidrograma ha sido mínimo, sufriendo un pequeño alargamiento.

A continuación del hidrograma, se adjuntan los gráficos de comparación de la gravedad de los encharcamientos (de la misma manera que en el punto anterior) de este escenario, respecto al escenario original con la misma precipitación (Ver Figuras 16 y 17). De este gráfico como cabía esperar, por el aumento de diámetro de las tuberías, se puede observar como el comportamiento de muchos pozos mejora, pero por el cambio de pendientes otros sufren más inundación.

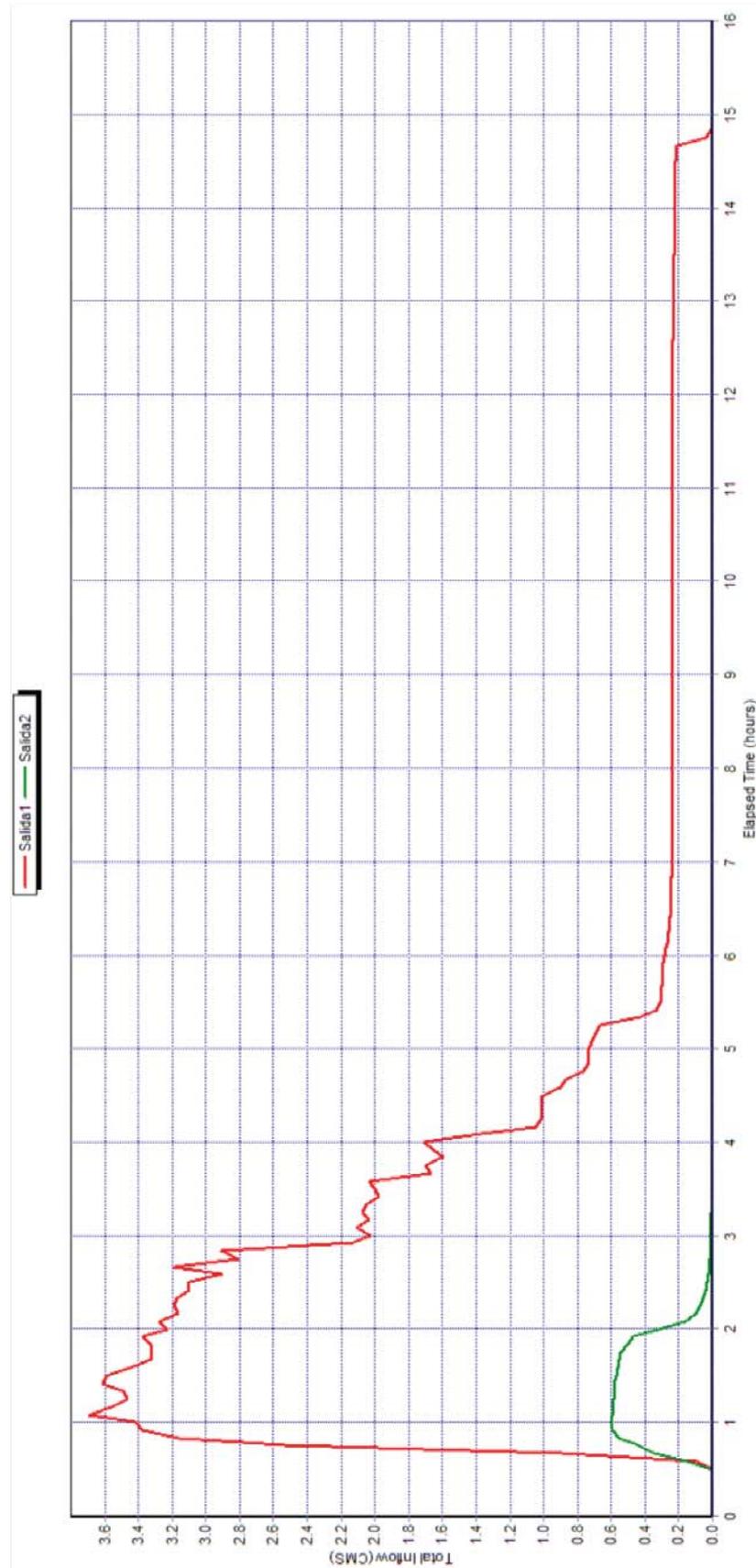


Fig. 15 Hidrograma de salida de la red con el aumento de diámetros y reducción de pendientes, y precipitación de retorno 5 años.

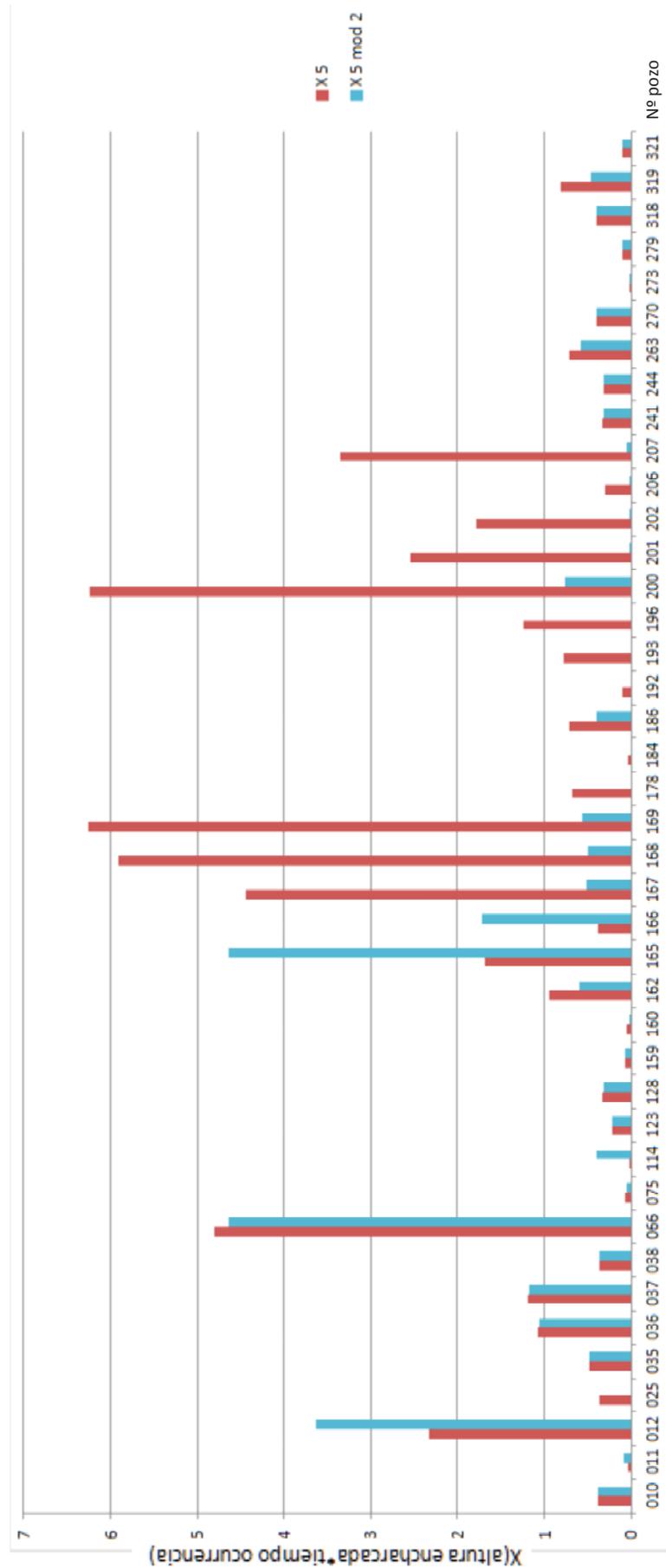


Fig. 16 Gráfica comparativa de la importancia de los encharcamientos en los pozos del escenario original y con aumento de diámetros y reducción de pendientes.

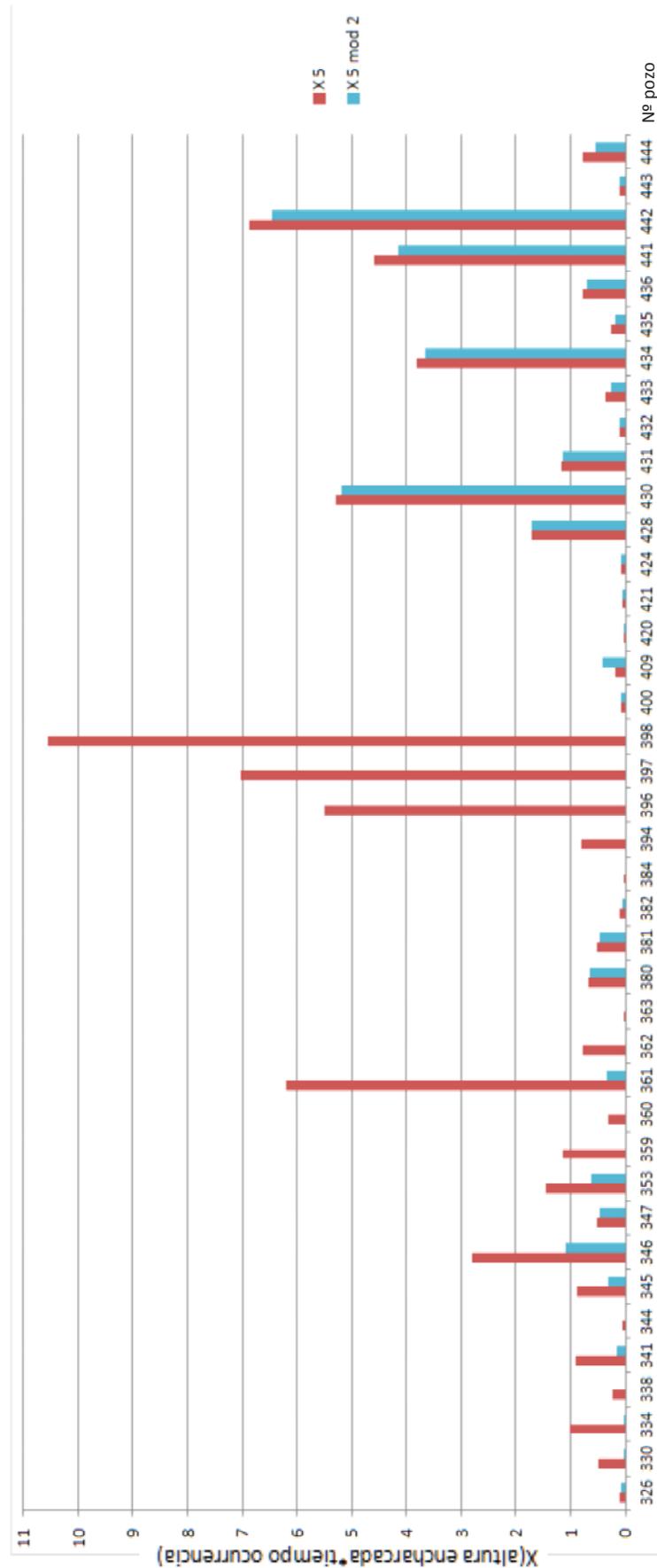


Fig. 17 Gráfica comparativa de la importancia de los encharcamientos en los pozos del escenario original y con aumento de diámetros y reducción de pendientes.

### **8.2.3. Comparación redes modificadas**

Como ya se ha comentado, según lo observado y como cabía de esperar, las dos modificaciones que se le han realizado a la red suponen una mejora de la misma. Además de la comparación de un escenario modificado y otro, se puede concluir con que el primero de ellos, solo con el aumento de diámetros, es el mejor de los dos. Esto es debido a que su hidrograma de salida presenta un pico de caudal menor y la afectación por encharcamiento de los pozos es menor. Todo ello puede observarse en las siguientes gráficas (ver Figuras 18 y 19) las cuales comparan estos dos escenarios con el original.

Entre simulaciones se ha podido comprobar también como este primer escenario modificado para una lluvia de retorno igual a 5 años, a los 40 minutos de la finalización de la precipitación no existía encharcamiento. El mismo escenario para un retorno igual a 25 años presentaba un comportamiento muy bueno, encontrándose únicamente 8 pozos encharcados a las 2 horas de finalizar la precipitación.

De lo expuesto resulta que ambas propuestas son viables para la mejora de la red de colectores. Además se han comprobado las velocidades en las conducciones, resultando estas dentro del rango especificado. Hay que resaltar que en la modificación donde solo se cambian los diámetros de los colectores, la velocidad en alguno de los conductos es muy cercana al límite superior del rango de velocidades fijado. En la modificación a la que también se le ha disminuido las pendientes, esta velocidad en los conductos es más baja como resulta obvio al disminuir la velocidad. Se hace hincapié en este aspecto ya que puede resultar limitante a la hora de la elección del material de los colectores, esto se estudia en el apartado 9.1 del presente proyecto.

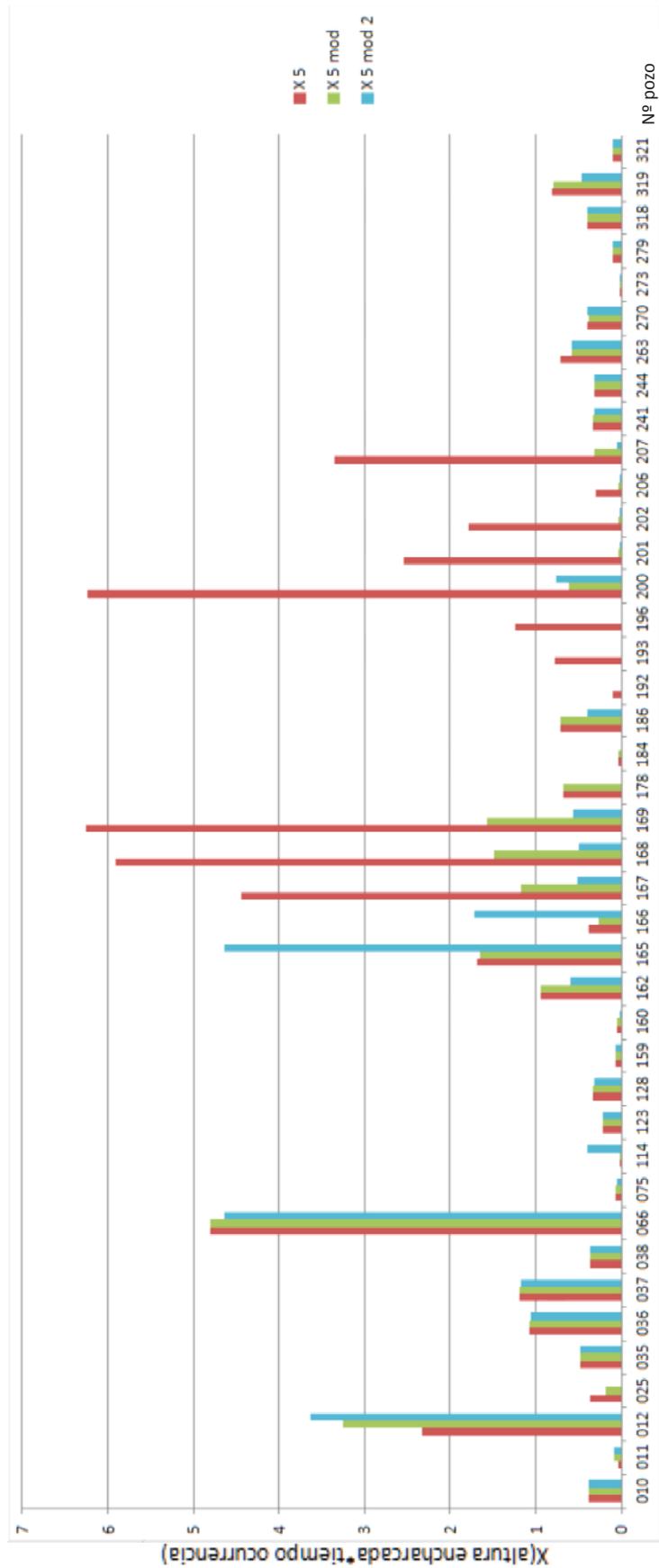


Fig. 18 Gráfica comparativa de la importancia de los encharcamientos en los pozos del escenario original y los escenarios modificados.



Fig. 19 Gráfica comparativa de la importancia de los encharcamientos en los pozos del escenario original y los escenarios modificados.

## **9. Estudio económico de las propuestas**

### **9.1. Características de la obra a realizar**

Para la realización de la obra necesaria en cualquiera de las mejoras se necesita: excavación de la zanja, retirada de los colectores a sustituir, realización de la adecuación de los pozos a las nuevas características de la red, colocación de los nuevos colectores, añadir refuerzos en las situaciones necesarias y relleno de la zanja.

La zanja tipo será recta, con ancho mínimo de 100 cm (para tuberías de 600 mm de diámetro, con una holgura de 20 cm por lado). La colocación de los nuevos colectores constará del colector de saneamiento enterrado colocado en zanja, sobre una cama de arena de río de 10 cm. debidamente compactada y nivelada, relleno lateral y superior hasta 30 cm. por encima de la generatriz con la misma arena, compactando ésta hasta los riñones. En el caso que sea necesario, por estar la generatriz del colector a menos de medio metro del firme, se añadirá un refuerzo a base de 15 cm de hormigón en masa HM-20. La adecuación de los pozos se realiza con la eliminación de los orificios para las conducciones, la realización de los nuevos orificios y la colocación de las juntas en los mismos. Por último, la zanja se rellena de la misma tierra extraída y se compacta.

A continuación se van a desarrollar tres presupuestos para ayudar a comparar las mejoras propuestas. Uno para el aumento de diámetros con los colectores de hormigón armado, otro para el añadido de disminución de pendientes con colectores de hormigón armado y otro para el mismo con colectores de material plástico. Como ya había quedado constancia de ello en el anterior punto del proyecto, solo es viable la instalación de tuberías plásticas en el escenario con reducción de pendientes, ya que la superficie hidráulica de estos materiales es más lisa (menor coeficiente de fricción de Manning) que el hormigón, y por tanto las velocidades son mayores.

Las conducciones de hormigón son más estables estructuralmente y su vida útil es mayor. Pero las tuberías plásticas pueden resultar una opción económicamente viable, por su menor peso y fabricación en barras más largas se contrarresta su mayor precio. Además de otras muchas propiedades mejoradas respecto a las conducciones de hormigón, las conducciones plásticas son inertes ante comportamientos químicos. El material plástico seleccionado para las conducciones plásticas es el Polietileno.

## 9.2. Presupuestos

### 9.2.1. Presupuestos parciales

#### Excavación de la zanja

Unidad	Descomposición	Cantidad	Precio unitario	Precio partida
h	Retroexcavadora hidráulica sobre neumáticos 100 CV.	0.25	48.54	12.14
h	Peón ordinario construcción.	0.15	14.31	2.15
%	Medios auxiliares	2.00	29.01	0.58
%	Costes indirectos	3.00	29.59	0.89
			<b>Total:</b>	<b>15.76 €/m<sup>3</sup></b>

#### Retirada de colectores

Unidad	Descomposición	Cantidad	Precio unitario	Precio partida
h	Peón ordinario construcción	0.66	14.31	9.49
h	Martillo rompedor	0.35	37.46	13.11
%	Medios auxiliares	2.00	9.49	0.19
%	Costes indirectos	3.00	9.68	0.29
m <sup>3</sup>	Transporte de residuos inertes de hormigón con contenedor de 7 m <sup>3</sup> (costes indirectos y medios auxiliares incluidos)	0,084	18.64	1.57
			<b>Total:</b>	<b>24.65 €/m</b>

#### Adecuación de los pozos

Unidad	Descomposición	Cantidad	Precio unitario	Precio partida
h	Peón ordinario construcción	1.2	14.31	17.17
h	Oficial de primera	0.3	18.28	5.48
h	Martillo rompedor	0.4	37.46	14.98
m <sup>3</sup>	Hormigón H-100	0.023	44.85	1.03
ud	Juntas estandar	2	64.21	128.42
%	Medios auxiliares	2.00	13.38	0.27
%	Costes indirectos	3.00	13.87	0.42
			<b>Total:</b>	<b>167.77 €/ud</b>

Colocación colectores hormigón armado diámetro 600 mm

Unidad	Descomposición	Cantidad	Precio unitario	Precio partida
m	Tubo hormigón armado D-600X2400 UNE EN-1916/2003, unión de campana (incluyendo junta)	1	37.87	37.87
m <sup>3</sup>	Arena de río 0/6	0.72	16.8	12.10
h	Camión con grúa autocargante	0.31	45.07	13.97
h	Excavadora hidráulica	0.28	37.08	10.38
h	Oficial de primera	0.4	18.28	7.31
h	Peón especializado	0.4	15.93	6.37
<b>Total:</b>				<b>88 €/m</b>

Colocación colectores hormigón armado diámetro 800 mm

Unidad	Descomposición	Cantidad	Precio unitario	Precio partida
m	Tubo hormigón armado D-800X2400 UNE EN-1916/2003, unión de campana (incluyendo junta)	1	60.22	60.22
m <sup>3</sup>	Arena de río 0/6	0.85	16.8	14.28
h	Camión con grúa autocargante	0.35	45.07	15.78
h	Excavadora hidráulica	0.29	37.08	10.75
h	Oficial de primera	0.45	18.28	8.27
h	Peón especializado	0.45	15.93	7.17
<b>Total:</b>				<b>116.42 €/m</b>

Colocación colectores hormigón armado diámetro 1000 mm

Unidad	Descomposición	Cantidad	Precio unitario	Precio partida
m	Tubo hormigón armado D-1000X2400 UNE EN-1916/2003, unión de campana (incluyendo junta)	1	77.88	77.88
m <sup>3</sup>	Arena de río 0/6	0.85	16.8	14.28
h	Camión con grúa 55	0.36	57.43	20.68
h	Excavadora neumáticos 144	0.29	56.79	16.47
h	Oficial de primera	0.48	18.28	8.77
h	Peón especializado	0.8	15.93	12.74
<b>Total:</b>				<b>150.82 €/m</b>

Colocación colectores polietileno diámetro 630 mm

Unidad	Descomposición	Cantidad	Precio unitario	Precio partida
m	Tubo polietileno D-630X12000 UNE EN-12201 (incluyendo junta)	1	101.59	101.59
m <sup>3</sup>	Arena de río 0/6	0.72	16.8	12.10
h	Camión con grúa autocargante	0.05	45.07	2.25
h	Excavadora hidráulica	0.28	37.08	10.38
h	Oficial de primera	0.05	18.28	0.91
h	Peón especializado	0.1	15.93	1.59
<b>Total:</b>				<b>128.82 €/m</b>

Colocación colectores polietileno diámetro 800 mm

Unidad	Descomposición	Cantidad	Precio unitario	Precio partida
m	Tubo polietileno D-800X12000 UNE EN-12201 (incluyendo junta)	1	163.56	163.56
m <sup>3</sup>	Arena de río 0/6	0.85	16.8	14.28
h	Camión con grúa autocargante	0.05	45.07	2.25
h	Excavadora hidráulica	0.29	37.08	10.75
h	Oficial de primera	0.05	18.28	0.91
h	Peón especializado	0.12	15.93	1.91
<b>Total:</b>				<b>193.66 €/m</b>

Colocación colectores polietileno diámetro 1000 mm

Unidad	Descomposición	Cantidad	Precio unitario	Precio partida
m	Tubo polietileno D-1000X12000 UNE EN-12201 (incluyendo junta)	1	255.26	255.26
m <sup>3</sup>	Arena de río 0/6	0.85	16.8	14.28
h	Camión con grúa autocargante	0.06	45.07	2.71
h	Excavadora hidráulica	0.29	37.08	10.75
h	Oficial de primera	0.08	18.28	1.46
h	Peón especializado	0.18	15.93	2.87
<b>Total:</b>				<b>287.33 €/m</b>

### Refuerzo aplastamiento

Unidad	Descomposición	Cantidad	Precio unitario	Precio partida
m <sup>3</sup>	Hormigón HM20/P/20 plan. central	0.16	86.19	13.79
h	Oficial albañil	0.08	19.24	1.54
h	Peón ordinario construcción	0.19	16.96	3.22
ud	Material complementario	1	0.69	0.69
			<b>Total:</b>	<b>19.24 €/m<sup>2</sup></b>

### Relleno de la zanja

Unidad	Descomposición	Cantidad	Precio unitario	Precio partida
h	Retroexcavadora hidráulica sobre neumáticos 100 CV.	0.25	48.54	12.13
h	Bandeja vibrante 300 kg	0.3	7.38	2.21
h	Peón ordinario construcción.	0.5	14.31	7.16
%	Medios auxiliares	2.000	29.01	0.58
%	Costes indirectos	3.000	29.59	0.89
			<b>Total:</b>	<b>22.97 €/m<sup>3</sup></b>

## 9.2.2. Presupuesto alternativa con aumento de diámetros

Unidad	Descomposición	Cantidad	Precio unitario	Precio partida
m <sup>3</sup>	Excavación de la zanja	4582.39	15.76	72218.47
m	Retirada de colectores	2687.05	24.65	66235.78
ud	Adecuación de los pozos	70	167.77	11743.9
m	Colocación colectores hormigón armado diámetro 600mm	1474.3	88	129738.4
m	Colocación colectores hormigón armado diámetro 800mm	353.74	116.42	41182.41
m	Colocación colectores hormigón armado diámetro 1000mm	859.01	150.82	129555.89
m <sup>2</sup>	Refuerzo aplastamiento	57.26	19.24	1101.68
m <sup>3</sup>	Relleno de la zanja	2184.37	22.97	50174.98
			<b>Total:</b>	<b>501951.51€</b>

-El presupuesto de obra para la sustitución de los antiguos colectores por los nuevos de mayor diámetro, asciende a un total de 501951.51€

### 9.2.3. Presupuesto alternativa con aumento de diámetros y reducción de pendiente con colectores de hormigón armado

Unidad	Descomposición	Cantidad	Precio unitario	Precio partida
m <sup>3</sup>	Excavación de la zanja	4582.39	15.76	72218.47
m	Retirada de colectores	2687.05	24.65	66235.78
ud	Adecuación de los pozos	70	167.77	11743.9
m	Colocación colectores hormigón armado diámetro 600mm	1466.92	88	129088.96
m	Colocación colectores hormigón armado diámetro 800mm	351.97	116.42	40976.35
m	Colocación colectores hormigón armado diámetro 1000mm	854.71	150.82	128907.36
m <sup>2</sup>	Refuerzo aplastamiento	367.84	19.24	7077.24
m <sup>3</sup>	Relleno de la zanja	2184.37	22.97	50174.98
Total:				506423.04€

-El presupuesto de obra para la sustitución de los antiguos colectores por los nuevos de mayor diámetro y menor pendiente, asciende a un total de 506423.04€.

### 9.2.4. Presupuesto alternativa con aumento de diámetros y reducción de pendiente con colectores de polietileno

Unidad	Descomposición	Cantidad	Precio unitario	Precio partida
m <sup>3</sup>	Excavación de la zanja	4582.39	15.76	72218.47
m	Retirada de colectores	2687.05	24.65	66235.78
ud	Adecuación de los pozos	70	167.77	11743.9
m	Colocación colectores polietileno diámetro 630mm	1466.92	128.82	188968.63
m	Colocación colectores polietileno diámetro 800mm	351.97	193.66	68162.51
m	Colocación colectores polietileno diámetro 1000mm	854.71	287.33	245583.82
m <sup>2</sup>	Refuerzo aplastamiento	579.14	19.24	11142.65
m <sup>3</sup>	Relleno de la zanja	2184.37	22.97	50174.98
Total:				714230.74€

-El presupuesto de obra para la sustitución de los antiguos colectores por los nuevos de polietileno de mayor diámetro y menor pendiente, asciende a un total de 714230.74€.

### 9.3. Comparación de presupuestos

-En el presente proyecto ya se ha constatado la viabilidad de las dos mejoras; ambas validas, en principio con la propuesta de diámetros aumentados como la mejor. Este hecho se puede confirmar con los presupuestos expuestos ya que es la mejor alternativa técnicamente y económicamente.

El salto de precio entre las dos opciones para un mismo material de los colectores, hormigón armado, es pequeño en comparación al montante total; no así, si se comparan la misma obra (aumento de diámetros y reducción de pendientes) con diferentes materiales, en este caso la obra con las conducciones plásticas tiene un coste del 70 % más que en hormigón armado. Como el contexto del sistema es una red a gravedad para el agua pluvial únicamente, el sobre coste de la instalación en polietileno no es justificable. Esta sería justificable si la red fuera con partes a presión o si la calidad del agua condujera a pensar que se produciría deterioro de los conductos de hormigón, y formación de algas u otros microorganismo.

La obra de la instalación con la disminución de pendientes reduce ligeramente los costes de conducción, pero al necesitar en algún tramo refuerzo, el coste total de la instalación es algo mayor. Si en vez de ser una obra de rehabilitación, fuera una obra nueva, por necesitar menos excavación (ya que no habría que excavar hasta donde se encuentran las antiguas conducciones para quitarlas) y menos relleno, la obra sería más barata que la propuesta únicamente con el aumento de diámetros. En un caso en el que tras realizar el escalonamiento no hiciera falta el uso de refuerzos, el coste sería a un menor. Por lo que se estaría hablando de un menor coste económico de la opción de pendiente reducida, factor que, teniendo en cuenta que en el aspecto técnico esta opción es un poco inferior, podría colocarla como la mejor opción.

## 10. Conclusiones

-La principal conclusión que se obtiene de este proyecto es que mediante una correcta modelización de un escenario real, es posible conocer la respuesta del mismo (o por lo menos un orden de magnitud) ante determinadas situaciones. Esto sirve tanto para anticiparse a una posible situación, sabiendo cómo responderá el sistema, o también para poder evaluar algún cambio en el mismo (de estructura, geometría, etc.) que posibilite su mejor funcionamiento.

-Se ha comprobado también como las variables hidrológicas y su definición son de vital importancia para los cálculos de un escenario como el diseñado, ya que estas variables marcaran la entrada de caudales a la red.

-A lo largo de las simulaciones llevadas a cabo, también se ha podido dar cuenta de parámetros que introducen una cierta incertidumbre al modelo. A parte de que todos los datos introducidos pueden ser sometidos a revisión, el ingreso de datos topográficos se ha realizado basándose en la topografía sin urbanizar y con celdas de 5x5 metros, lo que en algún caso ha podido llevar a cometer algún error.

-Otro de los elementos que introduce cierta incertidumbre al modelo, es el manejo que realiza el programa de los volúmenes encharcados (inmóviles y que se reintroducen al sistema), ya que este no se ajusta a la realidad.

-Mediante la simulación del escenario original con los tres eventos de lluvia creados, se ha realizado un estudio de los pozos encharcados y la velocidad máxima del agua en los conductos. De estos se ha concluido con que la velocidad es excesiva en 4 tuberías específicas, lo que indica que no funcionan correctamente ya que se puede producir erosión. En cuanto a la respuesta de la red ante las precipitaciones, se ha observado como para un periodo de retorno igual a 5 años la red tiene un buen comportamiento. Si el periodo de retorno es igual a 10 años ya se encuentran dos zonas en las cuales la inundación podría afectar a las vías de transporte, y si es de 25 años la situación sobretodo en estas dos zonas es inviable.

-Del estudio de los encharcamientos en el escenario original con las tres precipitaciones, se ha podido observar como alguna de las líneas críticas no tiene importancia su inundación (el agua sería despejada de la zona por las corrientes naturales), o no tienen utilidad, o son de vital importancia para el correcto funcionamiento de la red.

-Mediante la modificación para mejorar las líneas que del estudio del escenario original se habían extraído como importantes y críticas, se realiza un estudio del cambio de los dos escenarios propuestos (mayores diámetros, y mayores diámetros y menores pendientes). De este estudio se concluye que la

mejor de las dos propuestas es el incremento de diámetros en las líneas críticas, ya que respecto a la situación original el hidrograma es más brusco, pero menor que con pendientes más bajas, y que hay menos encharcamiento en los pozos.

-El coste computacional de las simulaciones ha sido elevado (simulaciones de más de media hora). Para conservar la estabilidad numérica de los cálculos en la red se han usado tiempos de cálculo (routing) de entre 0.01 y 0.05 segundos. Esto es debido a que muchos de los conductos trabajan a presión y las ecuaciones usadas son para cálculo en lámina libre; pero estas ecuaciones son modificadas mediante el método de la ranura de Priessman para poder trabajar con los conductos a presión y para este cálculo son necesarios intervalos temporales muy cortos para mantener la estabilidad numérica del método.

-Del estudio económico de las dos mejoras propuestas con conductos de hormigón armado, y de la propuesta de aumento de diámetros con pendiente reducida, se concluye con que la mejor opción, por las características de comportamiento de la red y su menor precio, es la sustitución de la red actual por la propuesta de aumento de diámetros, en las líneas estudiadas como críticas, y conducciones de hormigón armado.

## 11. Trabajos futuros

El principal trabajo futuro que se puede llevar a cabo con el modelo es su mejora para un mejor ajuste a la realidad. Para realizar esta acción serían necesarios unos datos de más calidad de la topografía real y el diseño existente de la red, además de la medida a pie de campo de parámetros físicos que pueden ser medidos.

Sería de gran interés para poder llevar a cabo una calibración del modelo, el poder disponer de datos reales de eventos de lluvia ocurridos y la respuesta que ha tenido la red ante ellos. Para ello podría registrarse los hidrogramas de salida de la red y facilitar arquetas de registro.

Con el modelo ya diseñado es posible realizarse una idea (por lo menos en orden de magnitud) de lo que podría suponer ciertos cambios de la red para poder estudiar su viabilidad o no. También se podría realizar simulaciones continuas, para lo que habría que introducir el agua en el subsuelo al modelo.

El modelo creado puede servir para el cálculo de la contaminación y calidad del agua con la previa introducción de los datos necesarios al programa informático.

En principio el trabajo futuro al que puede ser sometido el modelo de la red urbana de drenaje es el de calibración para ajustar los valores obtenidos a la realidad y así esperar un mejor ajuste y calidad de los resultados de las simulaciones.

## **Bibliografía**

- Apuntes de “Modelos en hidrología urbana”; Daniel Caviedes Voullième y Pilar García Navarro; Máster en Ingeniería de los Recursos Hídricos, Universidad de Zaragoza, 2011, España.
- “Storm Water Management Model user’s manual version 5.0”; Lewis A. Rossman; EPA, Julio 2010, EEUU.
- “Gravity Sanitary Sewer Design and Construction”; ASCE, 1982, EEUU.
- “SCS Urban Hydrology for Small Watersheds”; 2ª Ed., June 1986, EEUU.
- “Design & Construction of Urban Stormwater Management Systems”; ASCE, (1992), EEUU.
- “Hydrology”; McCuen, R. et al., 1996, EEUU.
- “Stormwater Collection Systems Design Handbook”; Larry W. Mays, PH. D., PE., P.H.; McGraw Hill, 2004, EEUU.
- “Máximas lluvias diarias en la España peninsular”; MOPU, 1999, España.
- “Estudio de la red de alcantarillado de la cuenca urbana de la Riereta, Sant Boi de Llobregat, España”; Norma Piccoli, Raphael Barbosa dos Santos y Domenico Sciolla Piñeyro; España.
- Ley 16/2.005, de 30 de diciembre, de la Generalitat Valenciana, urbanística valenciana (LUV).
- Decreto 67/2.006, de 19 de mayo, del Consell, por el que se aprueba el Reglamento de ordenación y gestión territorial y urbanística (ROGTU).

## **Referencias para precios:**

- Generador de precios CYPE Ingenieros: <http://www.generadordeprecios.info>
- Banco de precios Construífo: <http://www.construinfo.com>
- Productos de hormigón: <http://gadeahermanos.es>
- Conducciones plásticas: <http://www.masa.es>