

Trabajo Fin de Máster

ANÁLISIS Y PROPUESTA DE SOLUCIONES PARA LA RED DE SANEAMIENTO DE LA PEDANÍA HORNO DE ALCEDO (VALENCIA)

Intensificación: *HIDRÁULICA URBANA*

Autor:

JORDI FUENTES CEBOLLA

Tutor:

DR. IGNACIO ANDRÉS DOMÉNECH

SEPTIEMBRE, 2017



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

máster en ingeniería
hidráulica y medio ambiente
mihma

Resumen del Trabajo de Fin de Máster

Datos del proyecto

Título del TFM en español: Análisis y propuesta de soluciones para la red de saneamiento de la pedanía Horno de Alcedo (Valencia)

Título del TFM en inglés: Analysis and proposal of solutions for the wastewater network of Horno de Alcedo (Valencia)

Título del TFM en Valenciano: Anàlisi i proposta de solucions per a la xarxa de sanejament de la pedania Forn d'Alcedo (València)

Alumno: Jordi Fuentes Cebolla

Tutor: Ignacio Andrés Doménech

Cotutor/es:

Director experimental:

Fecha de Lectura: Septiembre, 2017

Resumen

En español (máximo 5000 caracteres)

El presente Trabajo de Fin de Máster tiene como objeto la modelación, el análisis de funcionamiento y la propuesta de mejoras para la red de saneamiento de la pedanía Horno de Alcedo de la ciudad de Valencia, perteneciente al distrito Poblados del Sur, el cual está compuesto por un pequeño núcleo urbano, un gran terreno agrícola y un extenso polígono industrial. El clima característico mediterráneo suele ser un problema para las redes de colectores debido al carácter torrencial de sus lluvias, y este aspecto se ve agravado en el caso de sistemas obsoletos e infradimensionados como es el caso de Horno de Alcedo. Estos aspectos unidos a la conexión existente entre los conductos de saneamiento y la red de acequias de riego, provocan un mal funcionamiento general del sistema. La modelización, realizada con el software Stormwater Management Model SWMM 5.1, es la fase previa al diagnóstico. En dicha etapa se definen componentes y parámetros hidrológicos e hidráulicos, así como opciones de simulación, en base a normativas, reglamentos, planos, sistemas de información geográfica, planes de urbanismo o la propia experiencia a pie de campo. Para el análisis del funcionamiento de la red se realizan dos hipótesis: una primera que representa la situación actual en la que se producen aportes desde La Torre, aguas arriba del sistema, mediante el Colector Oeste; y una segunda hipótesis en la que no se producen aportes, solución del trabajo *Diagnóstico y estudio de soluciones de la red de colectores de la pedanía de La Torre (Valencia)* (Apaza Sergio, 2016) en la que se desconecta la red

de La Torre mediante una nueva red de pluviales y un depósito de tormentas. La propuesta de soluciones busca establecer una serie de medidas necesarias que solucionen dentro de lo posible el mal funcionamiento y las deficiencias aparecidas durante la simulación. Se proponen cambios hidráulicos como es la sustitución de tramos de conductos, pero sobretodo se opta por cambios hidrológicos y ambientales mediante la aplicación de Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS), con los que se contribuye al desarrollo sostenible, reduciendo las escorrentías superficiales, aumentando la calidad de las aguas y mejorando el paisaje urbano.

En valenciano (máximo 5000 caracteres)

El present Treball de Fi de Màster té com a objecte la modelació, l'anàlisi de funcionament i la proposta de millores per a la xarxa de sanejament de la pedania Forn d'Alcedo de la ciutat de València, pertanyent al districte Poblats del Sud, el qual està compost per un xicotet nucli urbà, un gran terreny agrícola i un extens polígon industrial. El clima característic mediterrani sol ser un problema per a les xarxes de col·lectors a causa del caràcter torrencial de les seues pluges, i este aspecte es veu agreujat en el cas de sistemes obsolets i infradimensionats com és el cas de Forn d'Alcedo. Estos aspectes units a la connexió existent entre els conductes de sanejament i la xarxa de séquies de reg, provoquen un mal funcionament general del sistema. La modelització, realitzada amb el programari Stormwater Management Model SWMM 5.1, és la fase prèvia al diagnòstic. En la dita etapa es definixen components i paràmetres hidrològics i hidràulics, així com opcions de simulació, basant-se en normatives, reglaments, plans, sistemes d'informació geogràfica, plans d'urbanisme o la pròpia experiència a peu de camp. Per a l'anàlisi del funcionament de la xarxa es realitzen dos hipòtesis: una primera que representa la situació actual en què es produïxen aportacions des de La Torre, aigües dalt del sistema, per mitjà del Col·lector Oest; i una segona hipòtesi en què no es produïxen aportacions, solució del treball Diagnòstic i estudi de solucions de la xarxa de col·lectors de la pedania de La Torre (València) (Apaza Sergio, 2016) en la que es desconnecta la xarxa de La Torre per mitjà d'una nova xarxa de pluvials i un depòsit de tempestats. La proposta de solucions busca establir una sèrie de mesures necessàries que solucionen en tant que siga possible el mal funcionament i les deficiències aparegudes durant la simulació. Es proposen canvis hidràulics com és la substitució de trams de conductes, però sobretot s'opta per canvis hidrològics i ambientals per mitjà de l'aplicació de Sistemes Urbans de Drenatge Sostenible (SUDS), amb els que es contribuïx al desenrotllament sostenible, reduint els escolaments superficials, augmentant la qualitat de les aigües i millorant el paisatge urbà.

En inglés (máximo 5000 caracteres)

This Master thesis aims to model, to analyze the running and to make recommendation for the improvement of the wastewater network of Horno de Alcedo, a town belonging to the district of Poblados del Sur, Valencia. The town is composed of a small city centre, wide agricultural fields and an extended industrial area. The typical Mediterranean climate is usually a problem for drainage networks, due to the torrential rain, and it is worsened even more in case of obsolete and undersized systems like those in Horno de Alcedo. All these aspects, along with the connection between wastewater networks and irrigation ditches, lead to a general malfunctioning of the

system. The modeling, built with the Stormwater Management Model SWMM 5.1, represents the pre-diagnosis phase. During this stage, hydrological and hydraulic components and parameters are defined, as well as simulation options, based on regulations, plans, geographical information systems, urban plans or fieldwork experiences. Two hypotheses have been elaborated to analyze the functioning of the network. The first one represents the current situation in which contributions are made from La Torre, upstream, through the Western Pipe. The second one deals with the disconnection of the old network through a new drainage network and a storm water tank, as stated in *Diagnóstico y estudio de soluciones de la red de colectores de la pedanía de La Torre (Valencia)* (Apaza Sergio, 2016). The solutions elaborated aim at establishing a series of necessary measures to fix the shortcomings arisen during the simulation. The main proposals deal with hydraulic renovations such as the replacement of pipe sections, but especially with hydrological and environmental renovations, through the application of the Sustainable Urban Drainage Systems (SUDS). Such measures are expected to contribute to the sustainable development of the area, decreasing runoffs, increasing water quality and improving the urban landscape.

Palabras clave español (máximo 5): red de saneamiento, modelo matemático, SUDS, drenaje sostenible

Palabras clave valenciano (máximo 5): xarxa de sanejament, model matemàtic, SUDS, drenatge sostenible

Palabras clave inglés (máximo 5): wastewater network, mathematical model, SUDS, sustainable drainage.

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	1
2. ANTECEDENTES	4
3. INFORMACIÓN DE PARTIDA	6
4. CRITERIOS DE ANÁLISIS	13
5. DEFINICIÓN DEL MODELO	30
6. DIAGNÓSTICO DEL FUNCIONAMIENTO DEL MODELO	44
7. ESTUDIO DE SOLUCIONES	51
8. CONCLUSIONES GENERALES	81
9. BIBLIOGRAFÍA	82

1. INTRODUCCIÓN

La urbanización es una consecuencia directa del crecimiento demográfico y económico de la sociedad. Las ciudades se expanden hacia las afueras donde predomina el entorno rural y el uso agrícola y se realiza un cambio de cubierta vegetal por infraestructuras que permiten la actividad humana como carreteras, terrenos residenciales o industriales. Los factores demográficos y el aumento de la renta per cápita conllevan un mayor consumo de los recursos naturales. Es por ello que se plantea la necesidad de implementar y mejorar los servicios básicos, entre ellos el sistema de saneamiento de aguas residuales y evacuación de aguas pluviales.

En las zonas urbanas y suburbanas la superficie está impermeabilizada en gran parte, con lo cual el ciclo hidrológico se ve altamente afectado por debido al aumento de superficies impermeables, que sellan el suelo y con ello aumenta la escorrentía superficial y se reduce la infiltración para la recarga de acuíferos. La red de alcantarillado se ve forzada a transportar unas cantidades de agua de escorrentía procedentes de calles y tejados. Muchos de los conductos fueron diseñados en un contexto de menor desarrollo urbano, por lo que en la actualidad se originan problemas de incapacidad de la red e inundación de la superficie. Pero no sólo existe el problema del aumento de la escorrentía superficial, sino también de la calidad de dichas aguas que transportan altas cargas contaminantes que se acumulan en la superficie.

Por tanto, los objetivos principales en materia de evacuación de aguas pluviales en entornos urbanos es gestionar bien los grandes caudales procedentes de la escorrentía superficial y evitar que los contaminantes lleguen al medio natural provocando un problema ambiental.

En el presente trabajo se realiza un modelo de la red de saneamiento de Horno de Alcedo para analizar su comportamiento frente a un chaparrón de diseño

predeterminado. Una vez se tiene un diagnóstico claro, se pretende dar solución a los problemas acaecidos para alcanzar los objetivos marcados en base a criterios técnicos, económicos y ambientales.

1.1. PROBLEMÁTICA EXISTENTE

La actual red de saneamiento de la pedanía Horno de Alcedo fue diseñada para prestar servicio a una pequeña población de algo más de 1000 habitantes con un 90% de suelo destinado a la agricultura. Se trata de una pequeña red unitaria de reducidos diámetros y tradicionalmente conectada al sistema de acequias para servir al riego de los cultivos.

Durante las últimas décadas se ha visto afectada por la construcción de un gran polígono industrial en su término municipal, el cual cubre e impermeabiliza cerca del 30% de su superficie. Además, los últimos planes de urbanismo han asignado a parte del terreno no urbanizado la calificación de suelo industrial, por lo que se prevé que aumenten más aún las impermeabilizaciones y los caudales de escorrentía. El funcionamiento es deficiente: además del vertido de aguas residuales a canales abiertos de riego, se ha sumado el aumento de la escorrentía superficial lo cual provoca la incapacidad de la red de evacuar el caudal requerido y el incumplimiento de las nuevas normativas en materia de aguas.



Ilustración 1. Punto de vertido N-267 en tiempo seco y en lluvia

1.2. DEFINICIÓN DE OBJETIVOS

Una vez identificada la problemática existente, se deben asignar unos objetivos que se deben alcanzar al final del presente trabajo.

- Eliminar vertidos a red de acequias. La directiva 91/271/CEE establece que “las aglomeraciones urbanas deben disponer de sistemas de colectores para la recogida y conducción de las aguas residuales” y “se deben prever distintos tratamientos a los que deberán someterse dichas aguas antes de su vertido a las aguas continentales o marinas”.
- Eliminar rebose de flujo a la superficie: una muestra clara del funcionamiento deficiente del sistema es el rebose de agua a la superficie a través de los pozos de registro. Se deben rediseñar los conductos situados aguas debajo de los pozos que rebosan para solucionar el problema.
- Uso de Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS): La Directiva 2000/60/CE establece un marco comunitario en el ámbito de la política de aguas para la gestión de todas las aguas, en el que entre otras cosas, se fomenta el uso sostenible y la protección del medio ambiente. Se debe hacer uso de sistemas sostenibles para reducir los caudales en entrada a la red y reducir los contaminantes.
- Dirigir todo el flujo al Colector Oeste. Una vez eliminados los vertidos irregulares se deben dirigir todos los caudales a la EDAR de Pinedo mediante el colector Oeste.

2. ANTECEDENTES

En el apartado de antecedentes se aporta información sobre las características más relevantes de la pedanía Horno de Alcedo y los estudios previos realizados relacionados con la red de saneamiento.

2.1. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ZONA DE ESTUDIO

Horno de Alcedo tiene una población de 1.215 habitantes (Padrón Municipal de Habitantes, 2016). Es una de las siete pedanías con las que cuenta el distrito 19, Poblats del Sud, de la ciudad de Valencia. Limita al norte con el autovía V30 y el nuevo cauce del río Turia, al este con Castellar-Oliveral, al oeste con La Torre y al sur con la población de Sedaví.



Ilustración 2. Ubicación de la pedanía Horno de Alcedo.

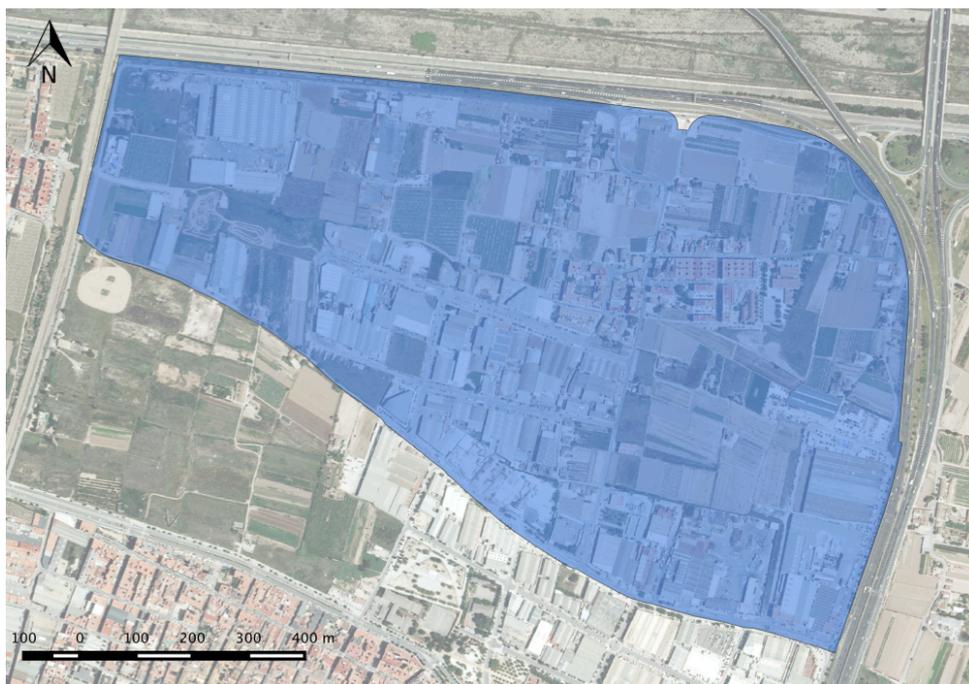


Ilustración 3. Vista general de la zona de estudio

2.2. ESTUDIOS PREVIOS REALIZADOS

- Informe de viabilidad de la actuación 3.2.h Reordenación de la infraestructura hidráulica de la huerta y red de saneamiento del área metropolitana de Valencia. Nuevo Colector Oeste de la Albufera. Remodelación de la acequia de Favara. Confederación Hidrográfica del Júcar. Año 2005.
- Estudio de la red de las pedanías del sur de Valencia La Torre, Horno de Alcedo y Castellar-Oliveral. Plan General de Saneamiento de Valencia. Universitat Politècnica de València.

3. INFORMACIÓN DE PARTIDA

La información de partida son todos los datos necesarios, recopilados y ordenados a partir de los cuales se va a realizar un estudio. Una correcta gestión de la información va a permitir realizar análisis de más detalle y alcanzar con mayor probabilidad los objetivos planteados.

Cualquier proyecto, además de la información debe estar regido por unos criterios que deben respetarse durante el análisis. En el presente trabajo, los criterios bajo los cuales se deben regir las actuaciones son planteados por la Normativa para Obras de Saneamiento y Drenaje Urbano de la Ciudad de Valencia. Año 2015.

3.1. TOPOGRAFÍA DEL TERRENO

A partir de la información de partida que se tiene se pueden extraer datos que ayuden a obtener datos topográficos. La cota de la tapa de cada pozo se corresponde con la cota del terreno, de modo que mediante herramientas ráster del programa QGIS se obtiene el relieve de la superficie.

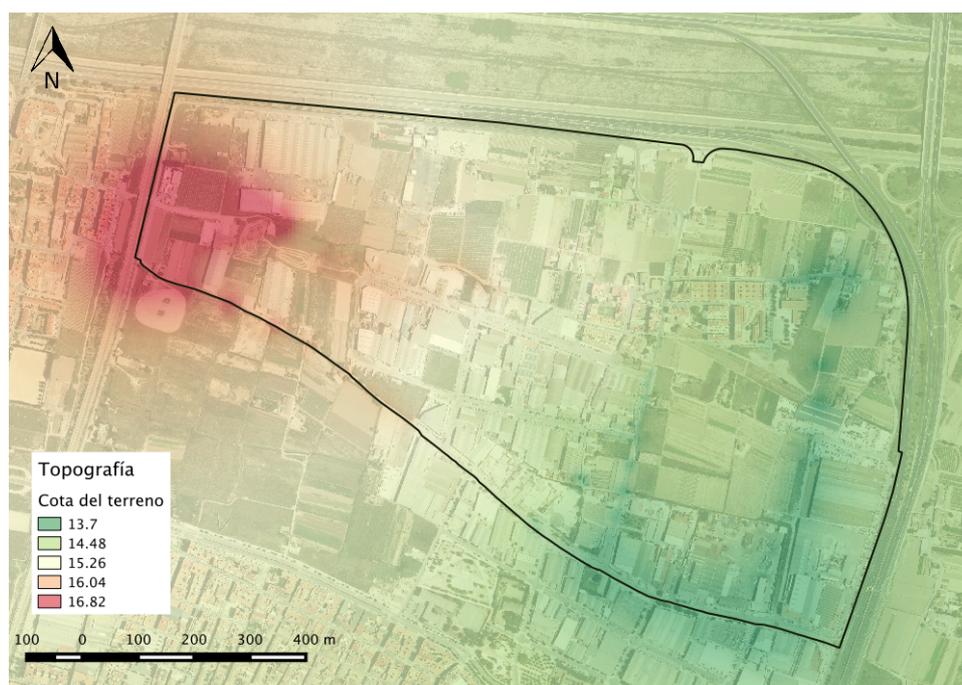


Ilustración 4. Topografía de la zona de estudio

El área de estudio tiene una superficie total de 95.7 hectáreas con una pendiente media de 0.21% descendiente en dirección sureste y un desnivel máximo de 3.12 metros. El punto más alto se encuentra en la zona oeste junto al ferrocarril a cota 16.82 metros mientras que el punto más bajo está a cota 13.7 metros y es el punto de descarga del colector Oeste.

3.2. TOPOLOGÍA DE LA RED ACTUAL

Toda la información referente a la red de saneamiento actual se ha obtenido del Servicio del Ciclo Integral del Agua del Ayuntamiento de Valencia. Se encuentra en formato de Sistemas de Información Geográfica, y esta compuesto por dos shapefiles: uno compuesto por polilíneas que representan los conductos y uno de puntos que representan los pozos de registro.

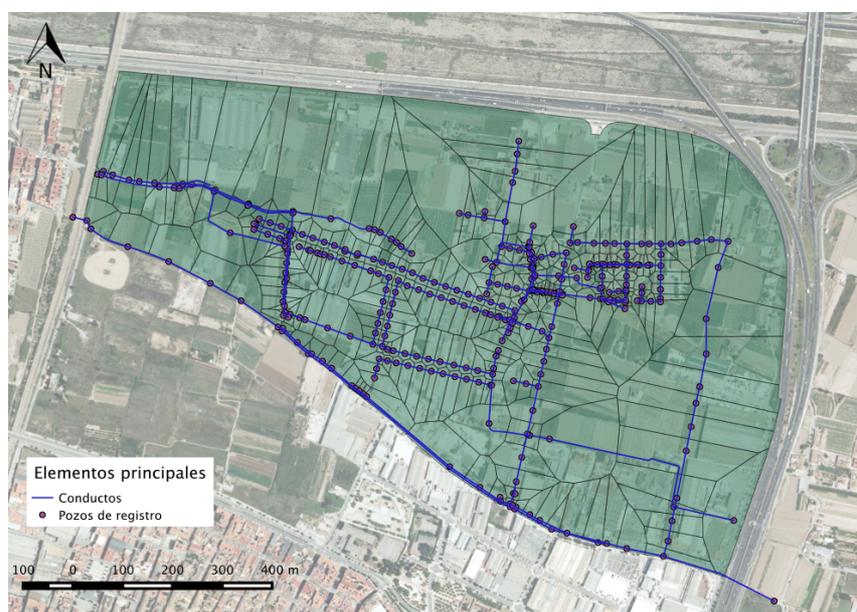


Ilustración 5. Topología de la red de saneamiento actual

Una vez realizada una ordenación y evaluación de todos los datos, se determina que la red tiene un total de 350 conductos, todos ellos unitarios, que suman una longitud de 11.81 km y un total de 338 pozos de registro. En cuanto a la forma

ANÁLISIS Y PROPUESTA DE SOLUCIONES PARA LA RED DE SANEAMIENTO DE LA PEDANÍA HORNO DE ALCEDO (VALENCIA)

transversal, del total de los conductos: 310 de los conductos son circulares, 36 son rectangulares cerrados, 2 rectangulares abiertos y 2 abovedados:

Tabla 1. Conductos en función del tipo de sección transversal

Sección transversal	Número	%
Circular	310	88.57%
Rectangular cerrada	36	10.29%
Rectangular abierta	2	0.57%
Abovedada	2	0.57%

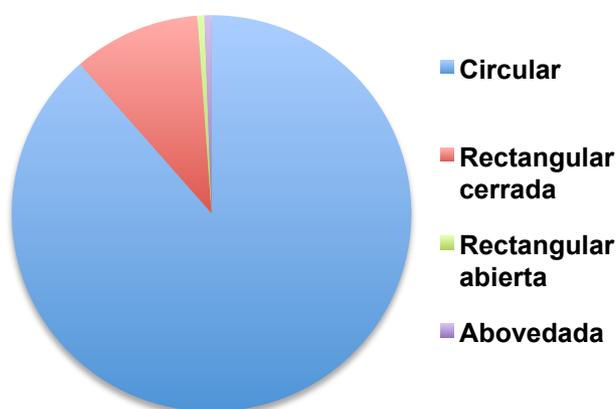


Figura 1. Conductos en función del tipo de sección transversal.

En cuanto a los materiales de los que están contruidos: 299 conductos son de hormigón, 31 conductos de PVC, 19 conductos de PEAD y 1 conducto de materiales no homogéneos:

Tabla 2. Conductos en función del material

Sección transversal	Número	%
Hormigón	299	85.43%
PVC	31	8.86%
PEAD	19	5.43%
No homogéneo	1	0.29%

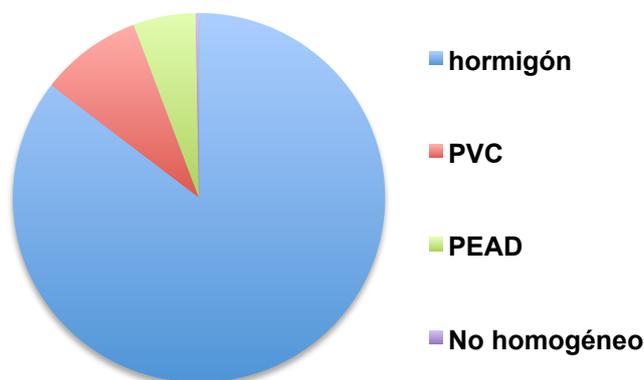


Figura 2. Conductos en función del material.

3.3. USOS DEL SUELO

Los distintos usos del suelo tienen una gran importancia en los trabajos hidrológicos al ser determinantes en la formación y propagación de la escorrentía superficial. En el presente trabajo se definen los distintos usos según lo establecido en las Normas Urbanísticas del Plan General de Ordenación Urbana de Valencia (PGOU de ahora en adelante).

De acuerdo con el PGOU, y en conformidad con la vigente Ley de Régimen del Suelo y Ordenación Urbana, se clasifica el territorio municipal de Valencia en cuatro categorías de Clasificación del Suelo: Suelo Urbano, Suelo Urbanizable Programado, Suelo Urbanizable No Programado y Suelo No Urbanizable.

ANÁLISIS Y PROPUESTA DE SOLUCIONES PARA LA RED DE SANEAMIENTO DE LA PEDANÍA HORNO DE ALCEDO (VALENCIA)

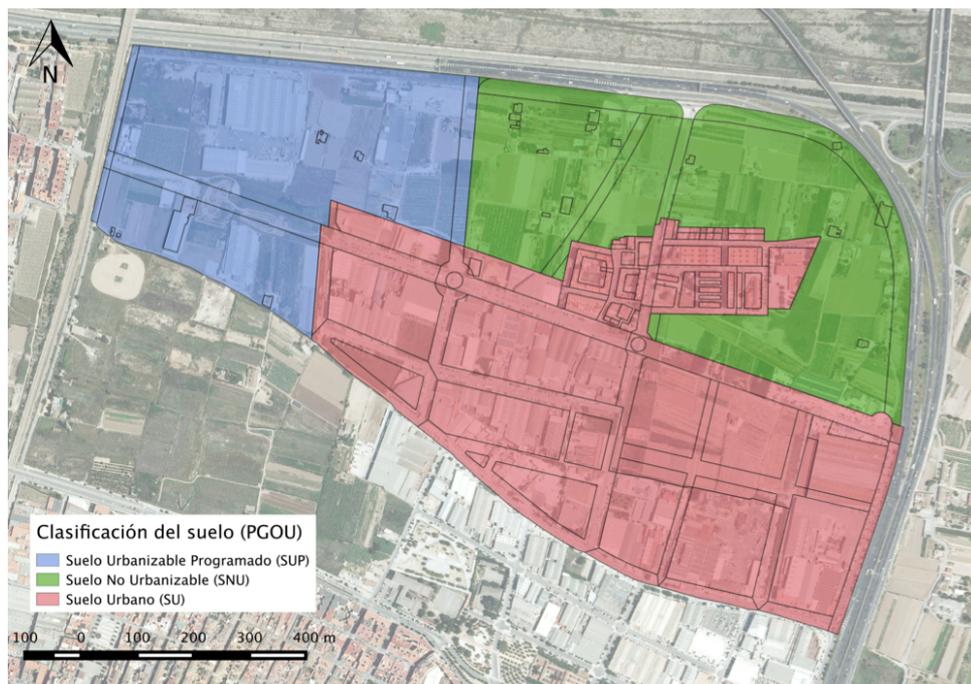


Ilustración 6. Clasificación del suelo según el PGOU.

Se denomina Calificación Urbanística al conjunto de terrenos de una misma clase de suelo que se encuentran sujetos a determinadas condiciones homogéneas de uso, edificación, ejecución y, en ciertos casos, de desarrollo del presente Plan.

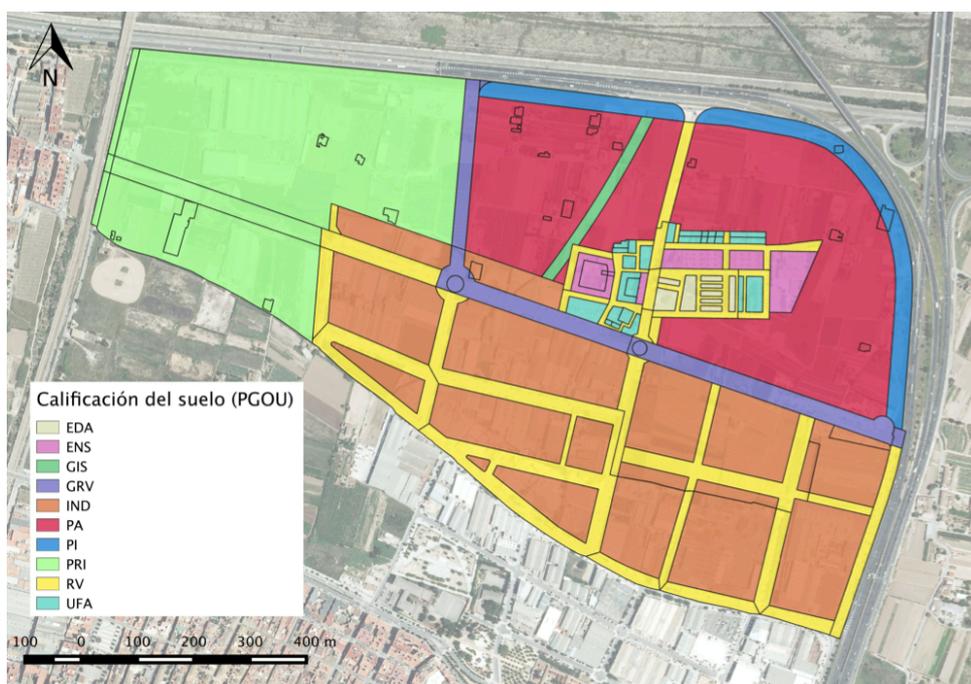


Ilustración 7. Calificación del suelo según el PGOU

3.3.1. Suelo Urbano (SU)

Se consideran suelos urbanos las superficies con urbanización consolidada o semiconsolidada del núcleo central de la ciudad de Valencia o de las pedanías (PGOUV, 2010). Existe gran diversidad de suelos clasificados como urbanos, pero el presente trabajo solo se va a centrar en los que aparecen en el término municipal de Horno de Alcedo:

- **ENS:** zona de ensanche, su uso es el residencial multifamiliar con configuración de manzana cerrada o abierta con patio interior edificable o no.
- **EDA:** zona de edificación abierta, su uso es el residencial plurifamiliar o mixto.
- **UFA:** zona de vivienda unifamiliar, su uso son edificaciones residenciales unifamiliares agrupadas, se caracterizan por estar compuestas por parcelas privadas ajardinadas.
- **IND:** industrias y almacenes, su uso son naves industriales en zonas altamente impermeables.
- **GRV y RV:** Sistema General de Red Viaria y Red Viaria, su uso son las vías de comunicación para vehículos rodados. Pueden encontrarse en cualquier clase de suelo.
- **GIS:** Sistema General de Infraestructuras Básicas y de Servicios, su uso es como servidumbre de paso de instalaciones servicios básicos. Puede encontrarse en cualquier clase de suelo.

3.3.2. Suelo Urbanizable programado (SUP)

Se consideran suelos urbanizables programados a los terrenos rústicos que el PGOU municipal declare adecuados para ser urbanizados y que deban

urbanizarse conforme al programa del propio Plan, que por lo general tiene una duración de un cuatrienio (PGOUV, 2010).

- **PRI:** Programado de Uso Dominante Industrial, su uso será industrial en un futuro, hasta entonces puede tener otros usos.

3.3.3. Suelo No urbanizable (SNU)

Se consideran suelos no urbanizables las áreas del territorio municipal que, ya sea por sus valores naturales, agrícolas, forestales, paisajísticos y ecológicos, son así clasificadas al objeto de que permanezcan al margen del proceso de urbanización y preserven sus características naturales y/o su riqueza productiva (PGOUV, 2010).

- **PA:** Protección Agrícola, su uso es el cultivo de productos agrícolas, bien de huerta (PA-1) o de secano (PA-2).
- **PI:** Protección de infraestructuras, su uso es como servidumbre de paso de instalaciones de servicios básicos o vías de comunicación para vehículos, en suelo no urbanizable.

4. CRITERIOS DE ANÁLISIS

Para poder definir un modelo, es necesario tener claros los criterios que se van a seguir para cumplir con toda la normativa disponible y tener una base teórica sobre la que apoyarse durante el proceso de modelación.

La totalidad de las obras de saneamiento que se ejecuten en suelo urbano de la ciudad de Valencia y que puedan afectar al sistema municipal de saneamiento deben ajustarse a la Normativa para obras de saneamiento y drenaje urbano de la ciudad de Valencia. Año 2015. Dicha normativa hace una actualización, revisión y adaptación a la nueva normativa europea de la normativa refundida en el año 2004, desarrollando las exigencias de las Normas Urbanísticas del vigente Plan General de Ordenación Urbana en materia de saneamiento.

Los principales criterios a tener en cuenta en un estudio de redes de saneamiento son los aspectos hidrológicos e hidráulicos, pero también deben valorarse criterios estructurales, económicos y ambientales.

4.1. CRITERIOS HIDROLÓGICOS

Es imprescindible tener en cuenta los procesos hidrológicos cuando se quiere abordar un estudio sobre redes de saneamiento u otros ámbitos en los que se produzca una interacción con eventos de lluvia. Existen diversos métodos para estudiar y simular los fenómenos hidrológicos que se producen, y su elección está condicionada por los objetivos que se quieran alcanzar y la cantidad de información de la que se disponga.

Para el cálculo de los caudales de diseño de cada tramo de la red de saneamiento, la Normativa para obras de saneamiento y drenaje urbano de la ciudad de Valencia. Año 2015 propone el Método Racional Calibrado (MRC), basado en el Método Racional pero adaptado a las características hidrológicas específicas de la ciudad de Valencia. Dicho método se basa en hipótesis: la precipitación es uniforme en espacio y tiempo; la intensidad de lluvia en cada punto es la

correspondiente a la de un aguacero de duración igual al tiempo de concentración de la cuenca; se asigna un sólo coeficiente de esorrentía para cada cuenca; en tiempos de concentración menores a diez minutos, la intensidad de cálculo es igual a 133 mm/h.

4.1.1. PRECIPITACIÓN: CHAPARRÓN DE PROYECTO

Los eventos de lluvia de la vertiente mediterránea se caracterizan por presentar bajas intensidades para bajos periodos de retorno, pero muy altas intensidades para periodos de retorno medios y altos. Esta especial característica provocaría frecuentes insuficiencias en la red en diseños tradicionales de diez años de periodo de retorno. Es por ello que el nivel de protección adoptado para aguas pluviales en la ciudad de Valencia es el correspondiente a un periodo de retorno de 25 años. Para dicho periodo, la curva IDF a emplear es la siguiente:

$$I = 157.22 - 2.645 \cdot d + 0.02662 \cdot d^2 - 0.0001122 \cdot d^3$$

Ecuación 1. Curva IDF

Donde:

I = Intensidad de la precipitación (mm/h)

D = duración de la precipitación (minutos)

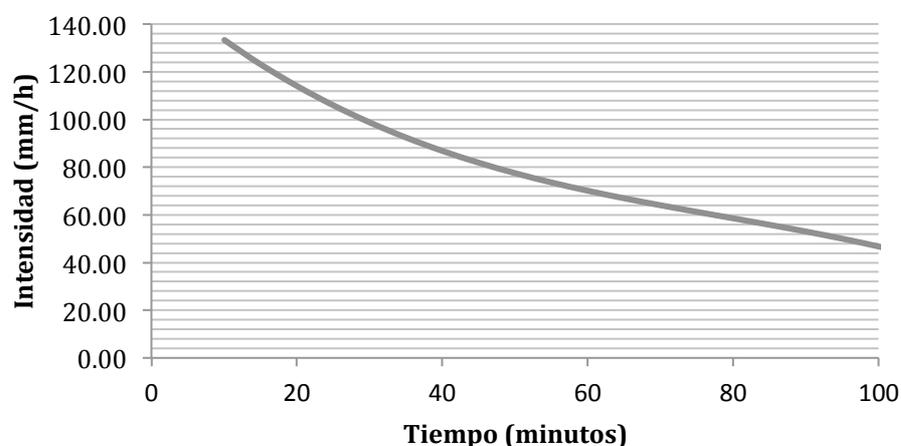


Figura 3. Curva IDF de la ciudad de Valencia para T = 25 años

Como se ha comentado en las hipótesis del Método Racional Calibrado, para tiempos de concentración menores a diez minutos, se adoptará como duración de lluvia la de 10 minutos, lo cual supondría un valor de la intensidad de 133 mm/h. De cualquier modo, el área de estudio está formada por subcuencas menores a 4 hectáreas, por lo que, del lado de la seguridad, puede adoptarse directamente el valor de la intensidad de lluvia para duraciones de diez minutos.

A partir de la curva IDF se obtiene la lluvia sintética mediante el método de bloques alternativos, para intervalos de cinco minutos y duración de una hora.

$$b_k = k \cdot I_{(k\Delta t)} - \sum_{j=1}^{k-1} b_j$$

Ecuación 2. Intensidad de los bloques hietograma

Donde:

b_k = Intensidad del bloque k (mm/h)

k = número de bloque

I = Intensidad correspondiente al bloque $k \cdot \Delta t$ minutos (mm/h)

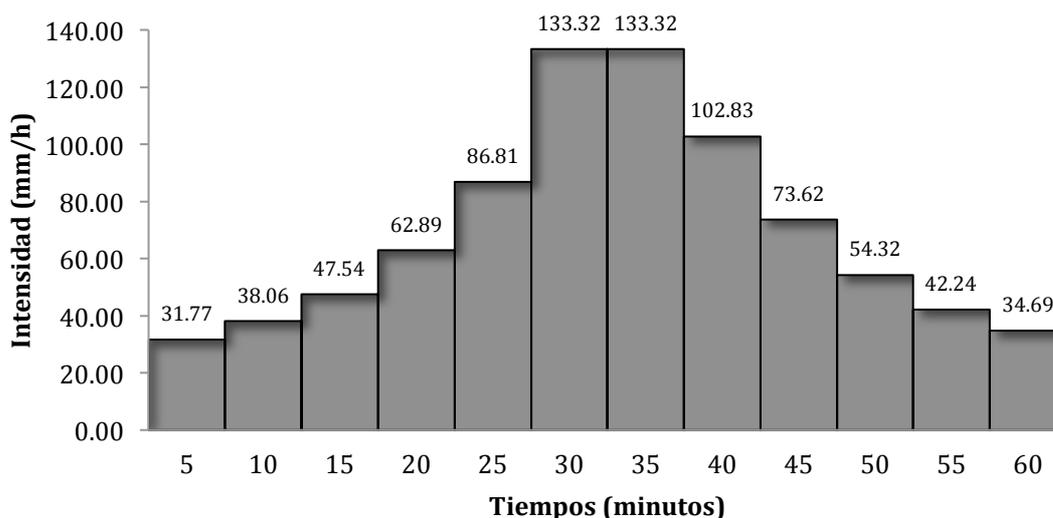


Figura 4. Hietograma de bloques de Valencia para T=25 años

4.1.2. INFILTRACIÓN

En el ciclo hidrológico, una parte importante del movimiento del agua viene determinada por la infiltración. La infiltración es el proceso por el que la precipitación se mueve hacia abajo a través de la superficie del suelo, aumentando la humedad del suelo (M.Ferrer & J.Rodríguez & T.Estrela, 1995). Se trata de un fenómeno de difícil valoración exacta ya que depende de diversos factores como el tipo de suelo, la pendiente del terreno o la porosidad, por lo que la mayoría de parámetros referentes a la infiltración son empíricos.

Existe gran variedad de métodos que representan la infiltración entre los que destacan el modelo de Horton, el modelo de Green-Ampt y el modelo del Número de Curva del SCS, cada uno con sus ventajas e inconvenientes. En el presente trabajo el método empleado es el Método del número de curva de SCS por ser muy estudiado y empleado debido a la gran cantidad de valores tabulados que facilitan su implementación.

El modelo del número de curva asume una hipótesis empírica:

$$\frac{Q}{F} = \frac{P - P_0}{S}$$

Ecuación 3. Relación empírica para escorrentía superficial

Donde:

Q = escorrentía superficial

F = infiltración real

P = precipitación

P₀ = umbral de escorrentía

S = máxima infiltración potencial

Considerando la ecuación de continuidad:

$$P = Q + F + P_0$$

Ecuación 4. Ecuación de continuidad

Y combinando ambas ecuaciones, se obtiene la expresión básica de modelo de infiltración en la que solamente aparecen dos parámetros, S y P_0 :

$$Q = \frac{(P - P_0)^2}{P - P_0 + S}$$

Ecuación 5. Escorrentía superficial en función de los parámetros S y P_0

El método de la curva relaciona mediante estudios empíricos la máxima infiltración potencial con un parámetro de referencia, denominado número de curva (CN), cuyos valores están tabulados de 0 a 100 donde 0 es un suelo con capacidad de almacenamiento infinita y 100 es un suelo totalmente impermeable. La relación es la siguiente:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10$$

Ecuación 6. Relación entre la máxima infiltración potencial y el número de curva CN

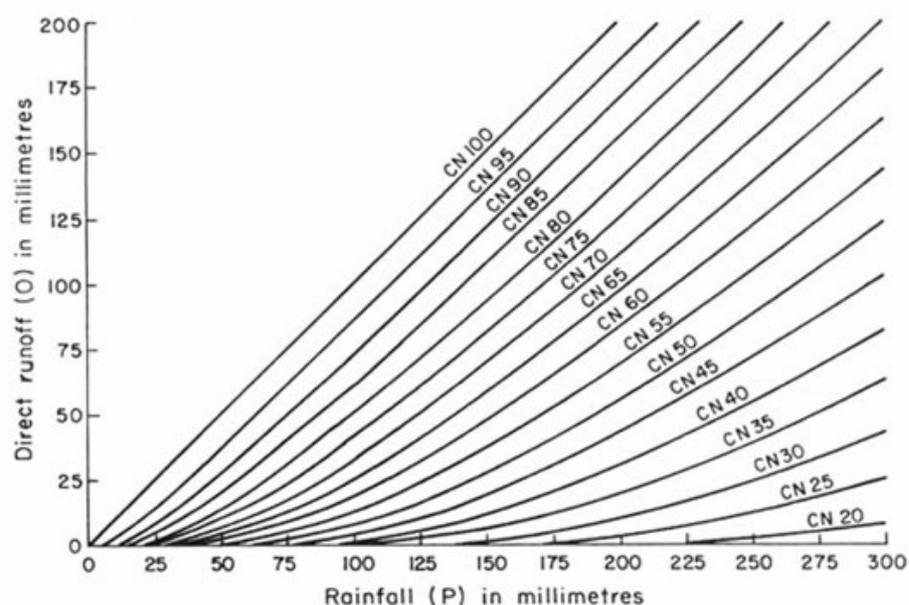


Figura 5. Gráfico Número de curva CN

Tabla 3. Valores típicos de parámetros CN, S y P₀. (Andrés Doménech, 2015)

Uso del suelo	CN	S	P ₀
Grandes zonas pavimentadas	98	5	1
Edificación de alta densidad	93	19	4
Edificación de baja densidad	74	89	18
Zonas verdes	42	351	70

4.1.3. ALMACENAMIENTO EN DEPRESIONES

El almacenamiento en depresiones representa el volumen de suelo que debe ser llenado previo a la propagación de la escorrentía y representa, junto a la interceptación vegetal, la pérdida o abstracción inicial. Es función de la pendiente del terreno y de la superficie, por lo que el parámetro que lo representa es difícil de estimar debido a la heterogeneidad de la superficie y su carácter variable. Finalmente una parte del volumen se evapora y otra se infiltra en el terreno.

Los modelos de infiltración como Horton o Green-Ampt sólo se aplican a la porción permeable del suelo, mientras que el modelo de Onda Cinemática de SWMM sí considera los almacenamientos en depresiones tanto en suelos permeables como impermeables. El valor del almacenamiento en depresiones se puede calcular en función de la pendiente mediante la siguiente ecuación:

$$d_p = 0.0303 \cdot S^{-0.49}$$

Ecuación 7. Ecuación almacenamiento en depresiones (Kidd, 1978)

Donde:

d_p = almaceamiento en depresiones (pulgadas)

S = pendiente de la cuenca (%)

Aunque existe la ecuación para calcular su valor exacto, se trata de un parámetro altamente tabulado y existen numerosas publicaciones sobre estudios empíricos que presentan valores típicos según el tipo de cubierta del suelo.

Tabla 4. Valores típicos del almacenamiento en depresiones (ASCE, 1992)

Cubierta de suelo	Almacenamiento en depresiones
Superficie impermeable	1.25-2-50
Césped y hierba	2.50-5.00
Pastos y prados	5.00
Lecho forestal	7.50

4.1.4. PROPAGACIÓN DE LA ESCORRENTÍA

En hidrología urbana se puede realizar la modelación de la propagación según modelos hidráulicos mediante las ecuaciones de onda cinemática, modelos de embalse lineal y modelos de cascada de embalse. Debido a las características de la cuenca y las ventajas e inconvenientes de cada método, se determina que el modelo más adecuado es el de cascada de embalses ya que considera un balance de entradas y salidas de flujos en cada subcuenca y tiene en cuenta las abstracciones iniciales.

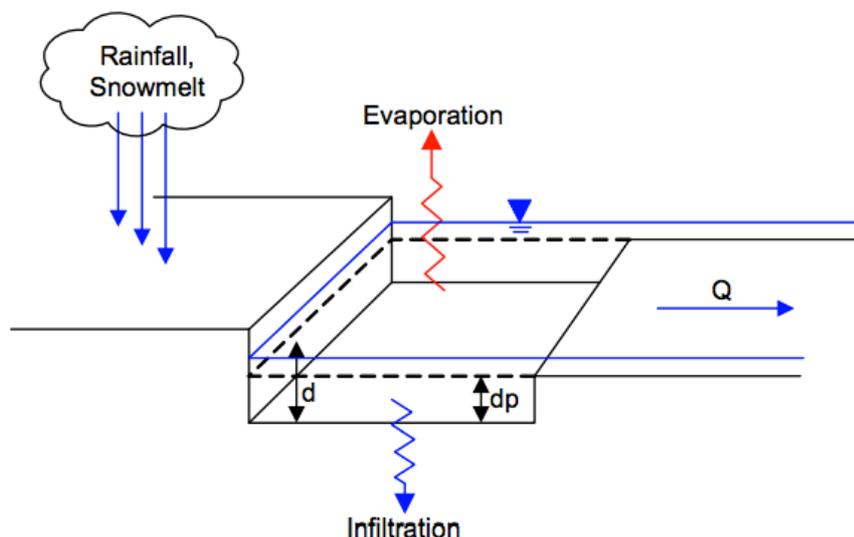


Figura 6. Esquema modelo infiltración cascada de embalses. (Autodesk Storm and Sanitary Analysis, 2014)

Cada subcuenca experimenta un flujo de entrada proveniente de la precipitación, bien de lluvia o de deshielo) y unas pérdidas debidas a la evaporación e infiltración. El almacenamiento de depresión es el causante de la profundidad d_p

y es el responsable de las abstracciones iniciales, tales como la acumulación superficial, interceptación en cubiertas planas y en vegetación. El agua estancada por encima de una profundidad d_p se convierte en escorrentía superficial de modo que va a transvasarse de una cuenca a otra.

Este método se basa en el principio de conservación de la masa, donde el cambio neto de profundidad d por unidad de tiempo t es la diferencia entre las tasas de entrada y salida en la subcuenca:

$$\frac{\partial d}{\partial t} = i - e - f - q$$

Ecuación 8. Cambio neto de profundidad por unidad de tiempo. (EPA SWMM Hydrology, 2016)

i = intensidad de la precipitación

e = evaporación

f = infiltración

q = escorrentía superficial

donde i , e , f i q están expresados en unidades de altura por unidad de tiempo.

Suponiendo que el flujo q se comporta a través de la superficie de la subcuenca como si fuera transportado dentro un canal rectangular de ancho W , altura d - d_s y pendiente S , se puede calcular el caudal volumétrico Q a partir de la ecuación de Manning:

$$Q = \frac{A \cdot R_H^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n}$$

Ecuación 9. Ecuación de Manning (Manning, 1889)

Donde:

Q = caudal

A = Área sección del flujo

R_H = radio hidráulico del flujo

S = pendiente del canal

n = coeficiente de rugosidad de Manning

El área A a través de la cual se propaga el flujo se puede representar como $A = (d-ds) \cdot W$, mientras que el radio hidráulico R_H se puede simplificar para canales muy anchos como $R_H \approx (d-ds)$, de modo que se deduce la ecuación de la escorrentía superficial para el modelo de embalse no lineal o en cascada:

$$q = \frac{w \cdot (d - ds)^{5/3} \cdot S^{1/2}}{n}$$

Ecuación 10. Adaptación de la ecuación de Manning para escorrentía superficial

El coeficiente de rugosidad de Manning empleado en la anterior ecuación es un parámetro muy estudiado y tabulado según el tipo de superficie:

Tabla 5. Valores típicos rugosidad superficies urbanas (Autodesk Storm and Sanitary Analysis, 2014)

Tipo de superficie	n Manning
Entorno urbano	
3-10 edificios/acre	0.2
1-3 edificio/acre	0.3
>10 edificios/acre	0.15
Hormigón o asfalto	0.005-0.015
Entorno natural	
Cobertura de pastos pobre	0.30-0.40

4.1.5. PARÁMETROS DEL SUELO

Para simular el comportamiento de la escorrentía superficial es necesario definir los parámetros que conforman las ecuaciones. Cada tipo de suelo será definido según sus características de acuerdo con la normativa de saneamiento y el plan general de urbanismo. La Normativa de la Ciudad de Valencia clasifica los usos del suelo en 4 grupos:

- Grandes áreas pavimentadas: zonas de aparcamiento de gran extensión y grandes plazas sin jardines.
- Áreas urbanas: calles pequeñas plazas y edificaciones en altura.
- Áreas residenciales: urbanizaciones formadas por edificación unifamiliar con jardines.
- Áreas no pavimentadas: parques y jardines.

Según la clase y la calificación que se le da a los suelos de la ciudad de Valencia en el Plan General de Ordenación Urbanística, y los parámetros referentes a la rugosidad, infiltración según el número de curva y almacenamiento de depresiones, se obtienen los siguientes valores:

4.2. CRITERIOS HIDRÁULICOS

Una vez definidos los fenómenos superficiales a partir de los criterios hidrológicos, se debe hacer un estudio de los fenómenos que pueden ocurrir en el interior de la red de colectores durante la simulación, a través de los criterios hidráulicos.

4.2.1. DIÁMETRO MÍNIMO

La normativa establece unos diámetros mínimos en función del uso que se le vaya a dar con el objetivo de evitar obstrucciones y facilitar labores de mantenimiento:

Tabla 6. Diámetro mínimo interior en función del tipo de colector (Normativa Saneamiento Valencia, 2015)

Tipo colector	Diámetro mínimo interior aproximado (mm)
Unitario	335
Pluviales	335

Residuales	335
Acometida domiciliaria	263
Albañales	209

4.2.2. COEFICIENTE DE MANNING CONDUCTOS

La rugosidad se define mediante el coeficiente de Manning, un parámetro altamente estudiado y tabulado. La normativa es conservadora en este aspecto y aumenta los valores de rugosidad respecto a la norma anterior, teniendo en cuenta en este caso el incremento de rugosidad que supone el paso del tiempo debido a los desperfectos que sufre el conducto. Las rugosidad que propone la normativa son:

Tabla 7. Rugosidad interior de los conductos (Normativa Saneamiento Valencia, 2015)

Material	Coeficiente n
Hormigón	0.015
Materiales plásticos	0.011

Los materiales plásticos definidos en la normativa incluyen los conductos cuyo material es Policloruro de vinilo (PVC), Polietileno de alta densidad (PEAD) y Polipropileno (PP). En el caso de que existieran conductos de otros materiales como bloques de fábrica, ladrillos o cauces naturales se recurriría a otras fuentes para obtener sus rugosidades.

4.2.3. COMPROBACION DE VELOCIDAD

La normativa establece un límite inferior y uno superior para velocidad del flujo en el interior de los colectores. La velocidad mínima se establece con el fin de garantizar un cierto nivel de autolimpieza del colector evitando así la posible sedimentación de las partículas en suspensión procedentes de la superficie, mientras que la velocidad máxima limita los daños por fricción y erosión que pueden producirse en el interior de los conductos. Las velocidades establecidas para colectores de pluviales son:

Tabla 8. Velocidad mínima y máxima en conducciones (Normativa Saneamiento Valencia, 2015)

Caudal	Velocidad mínima (m/s)	Velocidad máxima (m/s)
Q25	1.2	4

4.2.4. COMPROBACIÓN LÍNEA DE ENERGÍA

La normativa establece tres criterios que se deben cumplir para asegurar un funcionamiento óptimo de la red: comprobación respecto a la cota del terreno, respecto de su continuidad y respecto de los resaltos hidráulicos:

- En la comprobación respecto de la cota del terreno, la línea de energía debe situarse siempre por debajo de la cota del terreno, calculando la cota de energía según la expresión:

$$H = z + y + \frac{v^2}{2g}$$

Ecuación 11. Línea de energía

donde:

z es la cota de la solera del conducto (m)

y es el calado normal correspondiente al caudal de diseño (m)

v es la velocidad correspondiente al caudal de diseño para calado normal

La comprobación se realizará por el principio de conservación de la energía al principio y final de cada conducto.

- En la comprobación respecto de su continuidad, la línea de energía aguas debajo de un cambio de sección, entronque o pozo de registro debe ser inferior a la que se tiene inmediatamente aguas arriba de dichos elementos.
- En la comprobación respecto al resalto hidráulico se debe procurar que el cambio de régimen rápido a régimen lento se forma aguas abajo del cambio físico del

conducto que lo ha provocado, fijando la posición a una distancia inferior a diez veces el diámetro.

4.2.5. COMPROBACIÓN NIVELES DE CARGA

Según la normativa, se deben tener una serie de consideraciones relativas al nivel de carga de los conductos:

- Se evitarán en la medida de lo posible la instalación de sifones y tramos en carga.
- Los sifones o falsos sifones deben estar constituidos por dos o más conductos en paralelo.
- Se dispondrá preferentemente la entrada en servicio progresiva.
- La velocidad de diseño de los conductos que entren en carga debe ser al menos un 20% superior a la de los tramos adyacentes.
- Se dispondrá de ataguías para poder poner fuera de servicio sin afectar a los demás conductos.

4.3. CRITERIOS ESTRUCTURALES

Teniendo en cuenta lo establecido en la Normativa, en el presente trabajo se consideran solamente los aspectos estructurales que puedan impedir una correcta implementación de las medidas a realizar en el estudio de soluciones y su posterior funcionamiento.

4.3.1. RESISTENCIA DE LAS TUBERÍAS

La normativa describe las secciones tipo, los materiales y los pertinentes cálculos resistentes teniendo en cuenta parámetros como el ángulo del talud de

instalación de la zanja, el material del relleno superior, los módulos de deformación del terreno, las cargas fijas en función del ancho de zanja y altura de tierras, las cargas móviles, coeficientes de seguridad, factores de apoyo y presencia de nivel freático, que sirven como garantía del cumplimiento de la propia. Para ello se han realizado ensayos con diferentes situaciones de zanjas a partir de los cuales se ha efectuado el cálculo resistente y se han limitado los diámetros mínimo y máximo:

Tabla 9. Diámetro máximo y mínimo según el material (Normativa Saneamiento Valencia, 2015)

Tipo colector	Diámetro mínimo interior aproximado (mm)	Diámetro máximo interior aproximado (mm)
Hormigón armado	800	1500
PEAD corrugado	209	1005
PVC sin rigidez estructural	386	1468
PVC corrugado reforzado con fleje de acero	680	1037
P.P	209	1005

4.3.2. RECUBRIMIENTO MÍNIMO

A partir de los materiales definidos en la tabla anterior y sus diámetros mínimos, la normativa establece una clasificación de zanjas en función de la tipología de material del conducto a emplear y la altura de recubrimiento mínima.

Para el presente trabajo se tendrá en cuenta la zanja tipo B destinada a colectores de pequeños diámetros (diámetro exterior entre 400 y 1200 mm):

ANÁLISIS Y PROPUESTA DE SOLUCIONES PARA LA RED DE SANEAMIENTO DE LA PEDANÍA HORNO DE ALCEDO (VALENCIA)

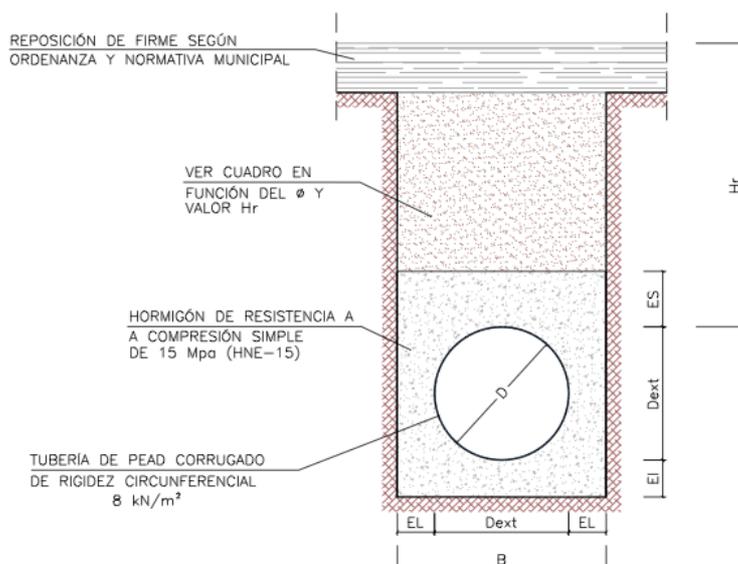


Figura 7. Sección transversal de conducto en zanja tipo B (Normativa Saneamiento Valencia, 2015)

Tabla 10. Dimensiones zanja tipo B (Normativa Saneamiento Valencia, 2015)

Dext (mm)	El (cm)	ES (cm)	EL (cm)	B*(m)	MATERIALES				CLASE RIGIDEZ CIRCUNFERENCIAL MÍNIMA (KN/m ²)
					Hr ≤ 0,5	Hr > 0,5	Hr ≤ 1,0	Hr > 1,0	
400	20	30	20	1,20	HNE-15	SUELO ADECUADO AL 95% P.N.	-	-	8
500	20	30	20	1,40	HNE-15	SUELO ADECUADO AL 95% P.N.	-	-	8
630	20	30	20	1,60	HNE-15	SUELO ADECUADO AL 95% P.N.	-	-	8
800	20	30	20	1,20	-	-	HNE-15	SUELO ADECUADO AL 95% P.N.	8
1000	20	30	20	1,40	-	-	HNE-15	SUELO ADECUADO AL 95% P.N.	8
1200	20	30	20	1,60	-	-	HNE-15	SUELO ADECUADO AL 95% P.N.	8

4.3.3. SEPARACIÓN MÁXIMA ENTRE REGISTROS

La normativa, en los elementos singulares, distingue una clase de registros que está formada por arquetas, pozos de registro y arquetones de registro:

- Arquetas: elementos singulares situados junto a las fachadas de las edificaciones, encargadas de recoger las aguas pluviales y residuales procedentes del desagüe interior del edificio y de la bajante si existe.

- Pozos de registro: son pozos utilizados en colectores de diámetro inferior a 1500 mm para realizar funciones de:
 - cambio de dirección, diámetro o pendiente del colector
 - cambio de sección
 - intersección de varios colectores
 - acometidas e imbornales
 - limpieza del colector

- Arquetón de registro: tiene las mismas funciones que los pozos de registro, pero en este caso para colectores de diámetro nominal superior a 1000 mm.

Tabla 11. Distancia máxima entre elementos de registro (Normativa Saneamiento Valencia, 2015)

Tipo de registro	Diámetro nominal del colector (mm)	Distancia máxima en alineaciones rectas (m)
Pozo de registro	400 < D < 1000	25
Arquetones de registro	D > 1000	-
Arquetones de registro visitables	D > 1000	-

4.4. CRITERIOS ECONÓMICOS

En el presente trabajo se busca optimizar los recursos económicos, por lo que solamente se proponen cambios en los elementos que provoquen un mal funcionamiento hidrológico e hidráulico del sistema general. Los elementos que no cumplan con la normativa pero tengan un buen funcionamiento hidrológico e hidráulico no serán objeto de ninguna actuación.

La primera medida en visos de optimizar los recursos económicos es el uso de conductos del mínimo diámetro posible siempre que esto no altere el correcto funcionamiento del sistema. Se intenta en la medida de lo posible que los conductos se encuentren a la menor profundidad posible para reducir los costes referidos a las zanjas. Por último, siempre que no se provoque una alteración de

las capacidades hidráulicas de los colectores, los nuevos conductos serán de materiales plásticos, preferiblemente PEAD corrugado.

4.5. CRITERIOS AMBIENTALES

La Ordenanza de Saneamiento (BOP 27 de 10/02/2016) en su artículo 67 afirma “no se permitirá ningún vertido de aguas residuales, sin ser previamente tratadas, al sistema de acequias de titularidad municipal”. El objeto del presente trabajo es la gestión de la escorrentía superficial procedente de un evento de lluvia, pero al tratarse de una red unitaria, deben evitarse todos los vertidos a la red de acequias.

Además, también es interesante eliminar el almacenamiento de agua en los colectores ya que provoca el estancamiento y en consecuencia la descomposición de materia orgánica, provocando malos olores que salen a la superficie.

5. DEFINICIÓN DEL MODELO

El proceso previo a la propuesta de soluciones es el diagnóstico del estado actual, el cual adquiere gran importancia en cualquier proyecto de ingeniería o de cualquier ámbito. A partir del diagnóstico se obtienen unos conocimientos que permiten realizar un análisis parcial y total del sistema y fijar un punto de partida para planificar las futuras actuaciones.

Para realizar un correcto diagnóstico se debe construir un modelo que permita simular la red y conocer los procesos que se producen durante la simulación. Realizar un modelo a escala real de la red resultaría inviable y muy costoso económicamente, por lo que se suele optar por modelos matemáticos que permiten trabajar de forma segura, rápida y económica.

Stormwater Management Model es un modelo dinámico de simulación de precipitaciones. Fue desarrollado por primera vez en 1971 por la EPA, habiendo publicado numerosas actualizaciones desde entonces. La versión del programa empleada en el presente trabajo es SWMM 5.1, que proporciona la posibilidad de introducir datos de entrada para el área de drenaje, conductos y pozos, simular el comportamiento hidráulico frente a un único acontecimiento o realizar una simulación continua, y obtener todos los resultados tanto en formato tabular como gráfico.

5.1. ELEMENTOS HIDROLÓGICOS

5.1.1. ÁREA DE LAS SUBCUENCAS

En todo estudio hidrológico se debe tener delimitada la cuenca sobre la que se va a realizar el análisis. Dicha cuenca debe dividirse en subcuencas lo más homogéneas posible en cuanto al tamaño y la forma, aunque estos aspectos no siempre son realizables ya que la distribución está condicionada por la posición de los pozos de registro. La propiedad que sí deben tener es que la superficie no

supere valores de aproximadamente 30 hectáreas ya que se puede desvirtuar la respuesta global del modelo al existir zonas con mayor detalle que otras.

El método por el que se ha optado para delimitar las subcuencas es el de los Polígonos de Thiessen, implementado por una herramienta del programa informático QGIS.

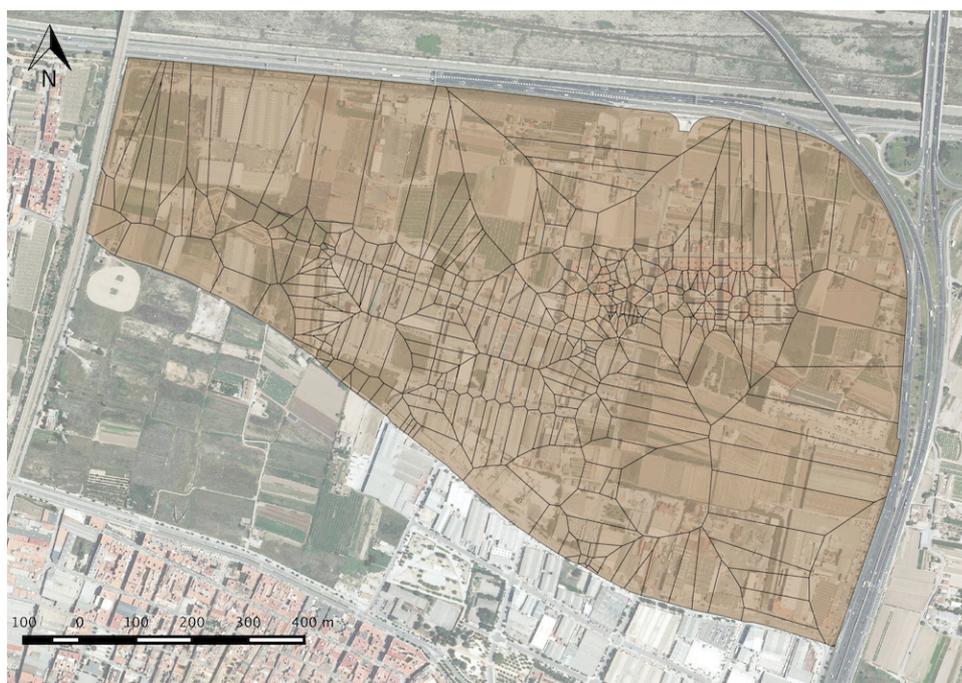


Ilustración 8. Subcuencas obtenidas por el método de Thiessen

Tabla 12. Características generales de las subcuencas

Número de subcuencas	352
Mayor superficie (ha)	3.094755
Menor superficie (ha)	0.002309

5.1.2. ANCHO DE LAS SUBCUENCAS

El ancho de cuenca es un parámetro que proviene del Modelo de Depósito No Lineal que usa SWMM para calcular el caudal de escorrentía. Se define

físicamente como la distancia máxima de la escorrentía en una subcuenca hasta el punto de drenaje más alejado.

Se trata de una variable de ajuste, pero en el presente estudio no va a realizarse una calibración del modelo, por tanto se calcula según recomienda el manual de SWMM 5 como una cuantificación inicial:

$$W = A \cdot L$$

Ecuación 12. Ancho de cuenca (Manual SWMM 5.1)

donde W es el ancho de la subcuenca, A es el área de la subcuenca y L es la longitud máxima del flujo superficial que se produce en la subcuenca. En el caso de subcuencas de planta rectangular, el ancho es un parámetro inmediato, mientras que en el caso de subcuencas de formas no homogéneas debe calcularse geoméricamente.

En el presente trabajo se ha considerado que todos los usos de suelo producen escorrentía durante el evento de lluvia. A consecuencia de esto, el ancho en todas las subcuencas del estudio se calcula mediante el cociente del área de la subcuenca entre la distancia del pozo de registro hasta el punto más alejado de la subcuenca asociada a dicho pozo.

5.1.3. PENDIENTE MEDIA

La pendiente media de las subcuencas es determinante en el proceso de propagación de la escorrentía superficial, ya que determina la velocidad del caudal hasta el punto de salida o de vertido. El modelo requiere asignar una pendiente media a cada subcuenca. A partir del modelo digital del terreno (MDT) se obtiene el ráster de las elevaciones del terreno y posteriormente las líneas de nivel a partir de las cuales se determina la pendiente media de cada subcuenca.

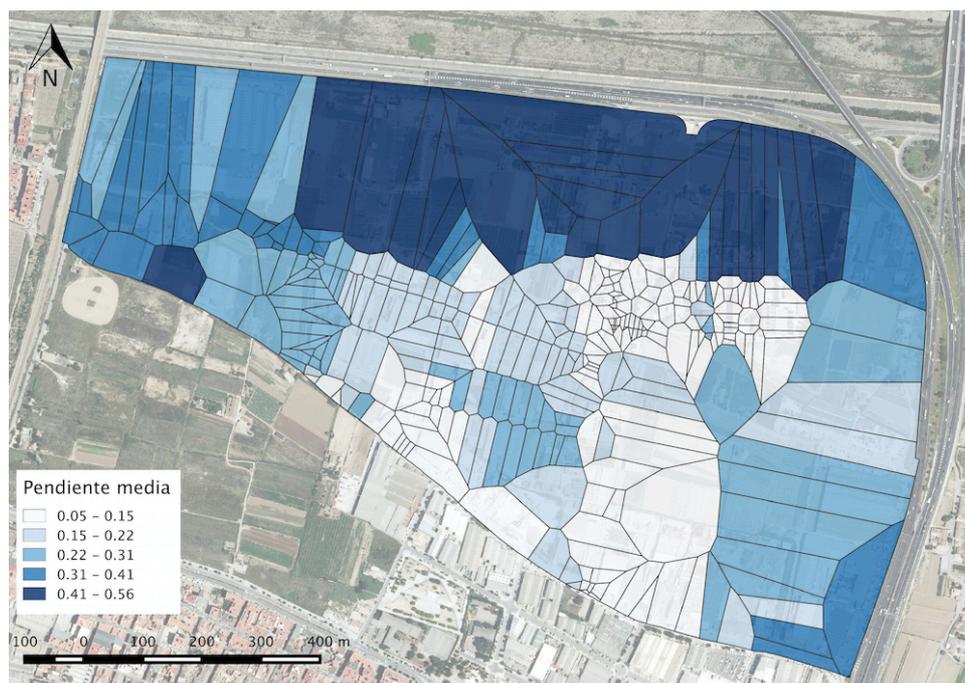


Ilustración 9. Pendiente media de las subcuencas

5.1.4. PORCENTAJE DE ÁREA IMPERMEABLE

Al contrario de lo que es habitual en cuencas naturales, en las cuencas urbanas es común que las subcuencas compartan suelos impermeables y suelos permeables, lo cual provoca una infiltración poco homogénea. Las superficies impermeables están constituidas básicamente por tejados de casas y edificios y áreas pavimentadas como calles y carreteras, y se caracterizan por tener una infiltración muy baja o nula y en consecuencia una gran producción de escorrentía.

Para calcular el parámetro del porcentaje de área impermeable, el procedimiento que se ha seguido ha sido, en primer lugar, dividir la cuenca en dos grandes grupos en función del uso de suelo que indica el PGOU de la ciudad de Valencia: permeables e impermeables. En segundo lugar se ha decidido que el grado máximo de impermeabilidad es del 100%, mientras que el mínimo es del 5%, por lo que si una cuenca está formada exclusivamente por suelo permeable, se considera igualmente que la permeabilidad nunca es superior a 95%, es decir, que siempre aporta agua a la red.

5.1.5. COEFICIENTE MANNING

El coeficiente de Manning en una subcuenca es el parámetro que permite cuantificar la rugosidad del suelo, el cual será determinante durante el proceso de propagación de la escorrentía.

El modelo de SWMM asigna un coeficiente N de Manning independiente en cada subcuenca para la fracción de suelo permeable y otro para la fracción impermeable. Se asignan los siguientes coeficientes para cada uso de suelo:

La heterogeneidad de los suelos implica que una misma subcuenca presente diferentes rugosidades, realizando una media ponderada en función del área en aquellas subcuencas que presenten más de un uso. En el caso de los suelos permeables se caracteriza los suelos PA, PI y GIS con una rugosidad de 0.35 y los suelos con uso PRI de 0.2. Los suelos impermeables se dividen las rugosidades entre 0.015 para usos sobre superficies altamente impermeables, o 0.2 para usos en los que puede haber parte de vegetación, por lo general en usos domésticos.

5.1.6. ALMACENAMIENTO DE DEPRESIONES

Este parámetro representa las abstracciones iniciales que se producen en una subcuenca al inicio de un evento de lluvia, previamente a la producción de escorrentía.

El modelo de SWMM distingue entre el almacenamiento de suelo permeable y de suelo impermeable. A partir de los valores de la Tabla 4, al suelo permeable se le asigna la media de cubierta “césped y hierba” con un valor de 3.75 mm, ya que las superficies permeables encontradas presentan gran variedad, desde cultivos de hortalizas hasta zonas extensas de vegetación baja. El almacenamiento de suelo impermeable se le asigna la media de “superficies impermeables” que se valora con 1.875 mm. Los viales del polígono industrial tienen una superficie irregular que no evacua transversalmente el agua de lluvia, por lo que se espera un almacenamiento en depresión algo superior al mínimo.



Ilustración 10. Estado del firme en la avenida Karl Marx

5.1.7. ÁREA IMPERMEABLE SIN ALMACENAMIENTO DE DEPRESIONES

El modelo SWMM permite definir un porcentaje de área impermeable en el que no se produce almacenamiento, es decir, abstracciones iniciales por depresiones del terreno. Esto es debido a que considera que las superficies impermeables, como pueden ser las áreas pavimentadas, pueden ser perfectamente lisas y por tanto no tener ninguna concavidad, o las superficies de las cubiertas de edificaciones que están conectadas a la red de pluviales y no producen ningún tipo de almacenamiento.

Para estimar este parámetro se requiere realizar un pormenorizado estudio que no es objeto del presente trabajo, por lo que se decide adoptar un valor nulo de este parámetro para todas las subcuencas, con lo cual se está asumiendo que todas las superficies tienen imperfecciones que provocan almacenamiento.

5.1.8. FLUJO ENTRE SUBCUENCAS

Este parámetro está referido al sentido del flujo interno entre las áreas impermeable y permeable de la cuenca. Durante el proceso de propagación de la escorrentía se pueden producir diversos efectos, entre los que el modelo SWMM propone alternativas: IMPERV., en la que el flujo se desplaza desde al área permeable hasta la impermeable; PERV., en la que el flujo va de la superficie impermeable hasta la permeable; OUTLET, el modelo en el que ambas áreas aportan directamente a la descarga.

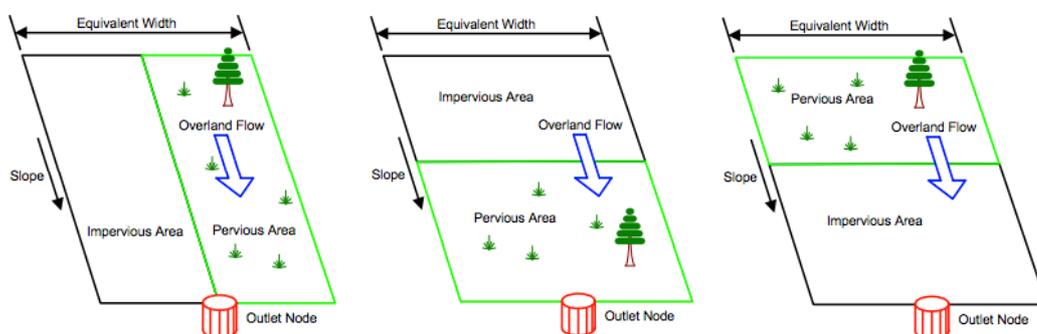


Ilustración 11. Modelos del flujo entre subcuencas. (Autodesk Storm and Sanitary Analysis, 2014)

La elección del modelo de transporte entre subcuencas va a influir directamente en el tiempo de respuesta. Puesto que el pozo de descarga de todo el sistema se encuentra en suelo permeable, para la elección del tipo de transferencia de flujo entre subcuencas se opta por asignar a los suelos permeables el modelo PERV, y a los suelos impermeables el modelo OUTLET, de modo que se hace una analogía de toda la superficie en cada subcuenca.

5.1.9. ESCORRENTÍA TRANSPORTADA

Este parámetro representa el porcentaje del caudal de escorrentía superficial que se propaga entre las superficies permeable e impermeable. Se requiere un estudio complejo y detallado para obtener su valor, por lo que se ha asignado a todas las subcuencas un valor del 100%, de modo que la totalidad del caudal es transportado entra las diferentes áreas.

5.1.10. MODELO DE INFILTRACIÓN

El programa SWMM ofrece cinco modelos de infiltración:

- Modelo de Horton (y modelo de Horton modificado)
- Modelo de Green-Ampt (y modelo de Green-Ampt modificado)
- Modelo del Número de Curva

En el presente trabajo se han asignado los valores típicos de la Tabla 3 a las distintas calificaciones de suelo. A los suelos altamente impermeables como las calzadas de los viales y las naves industriales se les ha dado un valor de CN de 98. A los suelos compuestos por viviendas se les ha asignado 93 o 74 en función de la tipología y a los suelos agrícolas se les ha asignado un valor de CN de 42.

Para realizar un ajuste del modelo, debe comprobarse que efectivamente los números de curva se corresponden realmente a los usos que se les ha asociado, ya que se está trabajando con superficies de gran tamaño y una tasa de infiltración mal asignada puede provocar una sobreestimación o subestimación de la escorrentía, lo cual podría llegar a ser peligroso.

La clase Suelo Urbanizable Programado (SUP) está formada en gran parte por parcelas de clasificación Industrial (IND). Con una ortofoto actuada y sobre todo con una visita de campo, se comprueba que pese a tener programada una ampliación de polígono industrial, no está construido y está en gran parte ocupada por terreno agrícola. Para no caer en sobredimensionamientos, se estima todo el suelo de clase SUP como si fuera Suelo No Urbanizable (SNU) con un número de curva de 42, pero teniendo en cuenta las naves industriales ya construidas, con un número de curva de 93.

Del mismo modo, el suelo de clase Suelo Urbanizable (SU) está construido en casi su totalidad, excepto una gran parcela que se mantiene como cultivo. De forma análoga, se calcula la superficie de dicha parcela y se le da un número de curva de 42.

ANÁLISIS Y PROPUESTA DE SOLUCIONES PARA LA RED DE SANEAMIENTO DE LA PEDANÍA HORNO DE ALCEDO (VALENCIA)

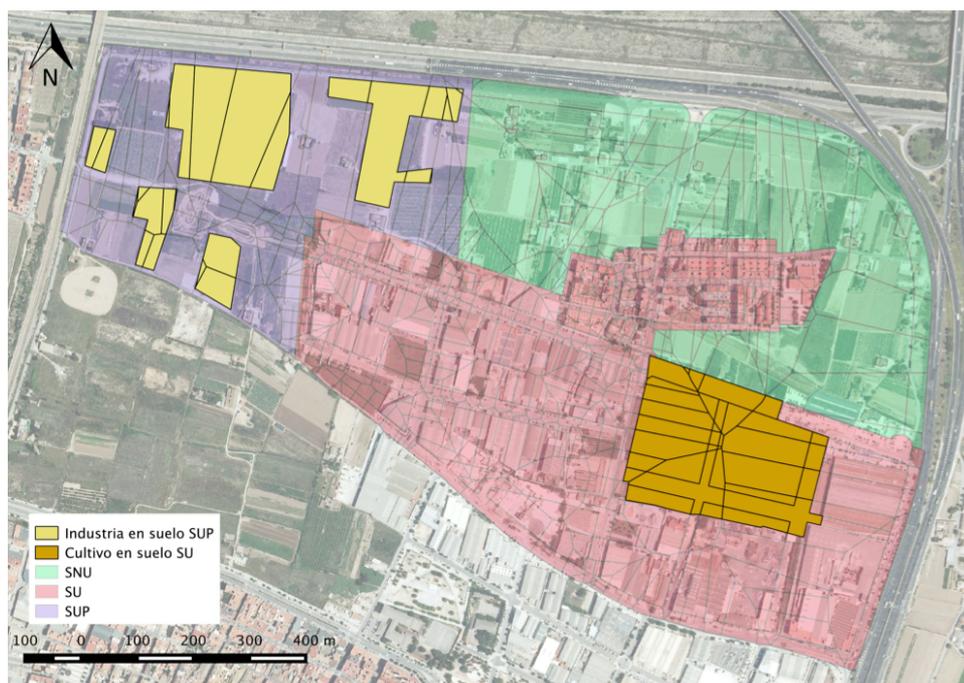


Ilustración 12. Polígonos reajustados para calibración del modelo.

5.1.11. RESUMEN PARÁMETROS HIDROLÓGICOS

Tabla 13. Resumen de los parámetros adoptados en función de la calificación de suelo

Calificación	n Manning	CN	Alm. depresiones
ENS	0.2	93	1.875
EDA	0.2	93	1.875
UFA	0.3	74	1.875
IND	0.015	98	1.875
GRV	0.015	98	1.875
RV	0.015	98	1.875
GIS	0.35	42	3.75
PRI	0.2	42	3.75
PA	0.35	42	3.75
PI	0.35	42	3.75

5.2. ELEMENTOS HIDRÁULICOS

Una vez definidos los componentes hidrológicos, debe hacerse lo propio con los referentes a la hidráulica de la simulación. SWMM exige definir la geometría para realizar todos los escenarios de simulación, por lo que es necesario describir los parámetros referidos a los elementos por los que circulará el agua. La escorrentía superficial se propaga por las calles y se introduce mediante imbornales y sumideros en la red.

5.2.1. CONDUCTOS

Los conductos son los elementos lineales por los que transcurre el flujo entre los distintos pozos. SWMM ofrece una gran variedad de parámetros que permiten definirlos perfectamente, tanto la geometría como los materiales.

La red está formada por 350 conductos, los cuales deben ser definidos para que la simulación sea lo más cercana posible a la realidad. Se le puede asignar a la sección transversal cualquier geometría, desde las habituales secciones circulares o rectangulares, hasta secciones personalizadas que simulen un cauce natural. En Horno de Alcedo la mayoría de conductos son circulares, aunque también se encuentran tramos rectangulares, cerrados o abiertos y en menor medida tramos abovedados, pero en ningún caso superan un metro de altura.

El material del que está constituido el conducto se introduce a través de la rugosidad de éste. En el presente trabajo se encuentran cuatro tipos de materiales determinados: hormigón, obra de fábrica, PVC y PEAD. La normativa de la ciudad de Valencia solamente contempla dos posibles materiales, que son el hormigón y materiales plásticos. La red está compuesta por 300 conductos de hormigón y 49 de materiales plásticos (PEAD y PVC). Sin embargo, el tramo final del sistema es no homogéneo por lo cual se le da una rugosidad mayor ($n=0.03$).

Los parámetros restantes son la longitud horizontal y el desnivel de entrada y de salida, que indica la diferencia de cota desde la solera del pozo hasta la solera de la primera sección del conducto.

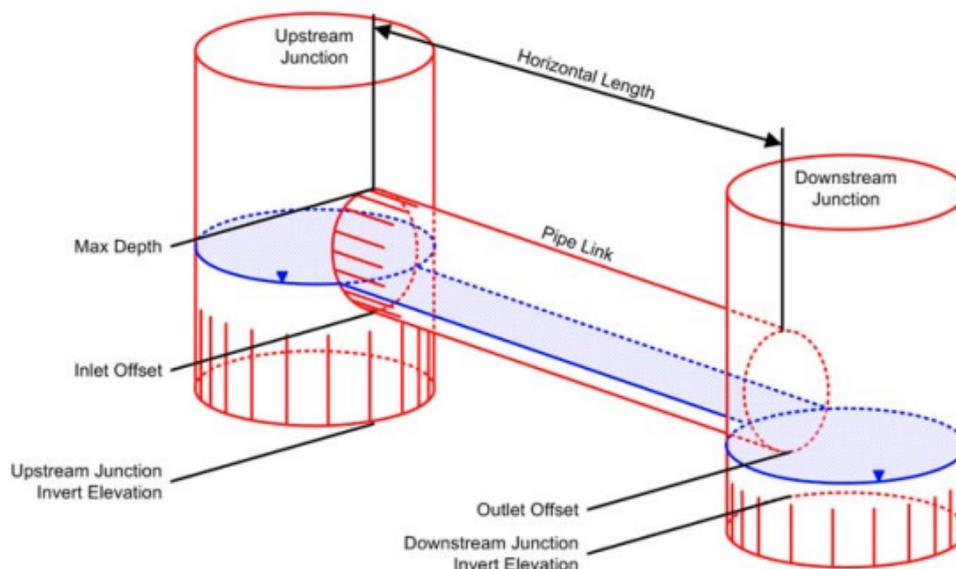


Figura 8. Esquema colector

En el caso de ausencia de datos disponibles, se ha dado continuidad a las características de los conductos contiguos en los que sí se dispone de información.

5.2.2. UNIONES

Las uniones suelen representar pozos de registro a lo largo de las redes de saneamiento, sin embargo también pueden ser considerados como puntos en los que se produce un cambio de pendiente longitudinal o un cambio de sección transversal, o simplemente, localización de una unión de dos conductos.

Computacionalmente, es en los nodos donde se asignan las escurrentías, así como los aportes de aguas residuales u otras cargas externas que afecten al área de estudio. Además, en el caso de producirse una sobrepresión, los nudos permiten la salida de flujo, bien de forma definitiva en la que se produce pérdida de flujo o de forma temporal en la que se almacena el flujo en la superficie y se permite su posterior reincorporación a la red cuando sea posible. En el presente trabajo se ha considerado la primera opción, aunque cabe añadir que en la visita de campo se detectaron varios pozos obstruidos, bien por asfaltado u

hormigonado, que se han modelizado como nudos con una sobrepresión inicial de 1000 mca con lo que se impide la salida de flujo a la superficie.

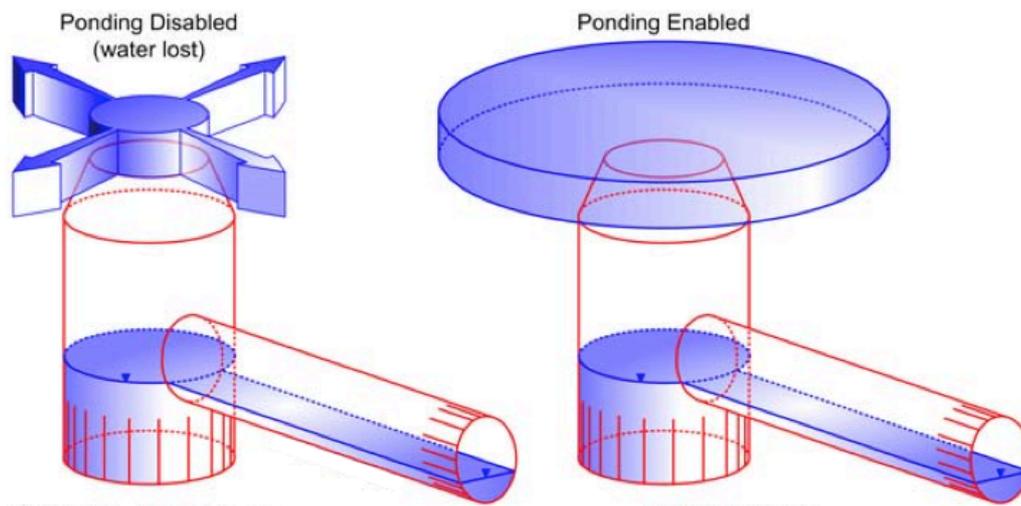


Figura 9. Esquema uniones

Los parámetros que definen las uniones son la cota de fondo y la profundidad máxima, con la que se define la orografía del terreno. También se puede definir el nivel inicial en los pozos, pero en el presente trabajo se considera que el inicio de la simulación es en tiempo seco.

5.2.3. NUDOS DE VERTIDO

Los nudos de vertido son nodos terminales del sistema que definen las condiciones de contorno de aguas abajo del modelo en el modelo de Onda Dinámica. SWMM ofrece cinco tipos de vertidos (FREE, NORMAL, FIXED, TIDAL y TIMESERIES), aunque el elegido para el modelo es el libre, que indica que un nivel de descarga determinado por el mínimo entre el calado crítico y el calado uniforme del conducto. Los cuatro nudos de vertido existentes son sendas conexiones con la red de acequias o canales de riego que generalmente se encuentran secos, por lo que es esperable que el vertido sea libre.

ANÁLISIS Y PROPUESTA DE SOLUCIONES PARA LA RED DE SANEAMIENTO DE LA PEDANÍA HORNO DE ALCEDO (VALENCIA)



Ilustración 13. Vertido a acequia N-206



Ilustración 14. Vertido a acequia N-131

5.3. INTRODUCCIÓN DE LOS DATOS EN SWMM

En primer lugar, una vez se conocen los elementos y parámetros necesarios para definir el modelo, debe realizarse la búsqueda de todos los datos. La geometría en planta y las cotas se obtienen directamente en formato SIG desde las bases de datos del Ayuntamiento de Valencia. Posteriormente se guardan en formato CAD, y por último se usa la herramienta EpaCAD, un software libre desarrollado por la ITA (Instituto Tecnológico del Agua) para importar la red a SWMM 5.1.



Ilustración 15. Modelo general en SWMM

6. DIAGNÓSTICO DEL FUNCIONAMIENTO DEL MODELO

Cuando se tiene el modelo completamente definido se deben configurar la opciones de simulación de acuerdo con los criterios asumidos e indicados en apartados anteriores.

6.1. OPCIONES DE SIMULACIÓN

Para realizar la simulación del funcionamiento de la red se deben configurar todas las opciones de simulación que ofrece SWMM siguiendo los criterios hidráulicos e hidrológicos establecidos en apartados anteriores.

General: la primera opción que se debe configurar son las unidades de caudal. Se ofrecen hasta seis unidades diferentes, y en el presente trabajo se opta por litros por segundo (LPS) ya que los aportes puntuales y la precipitación se encuentran en unidades del Sistema Internacional; se debe elegir el modelo de infiltración, para el que SWMM ofrece tres opciones: modelo de infiltración de Horton, de Green-Ampt y el Número de curva. El modelo elegido para el trabajo, tal como se indica en el apartado es el del Número de Curva con el que se asigna a cada subcuenca un valor tabulado; para el método de cálculo hidráulico se ofrecen tres opciones: flujo uniforme, onda cinemática u onda dinámica. Como se ha señalado en el apartado el modelo de cálculo hidráulico de este trabajo es el de Onda Dinámica, el cual permite representar el comportamiento de fenómenos como remansos, flujo a presión, flujo inverso y sistemas mallados.

Fechas (dates): en el caso de simulaciones para un evento hidrológico puntual, la fecha de inicio y final del análisis y del informe no tiene tanta importancia como en el caso de simulaciones de series históricas. Sin embargo, lo que sí se debe tener en cuenta es la duración de la simulación que está condicionada por el tiempo necesario que requiere la red para evacuar toda la escorrentía neta producida. Para el presente trabajo se considera que 10 horas es el tiempo necesario para evacuar todo el volumen producido, a excepción del volumen estancado.

ANÁLISIS Y PROPUESTA DE SOLUCIONES PARA LA RED DE SANEAMIENTO DE LA PEDANÍA HORNO DE ALCEDO (VALENCIA)

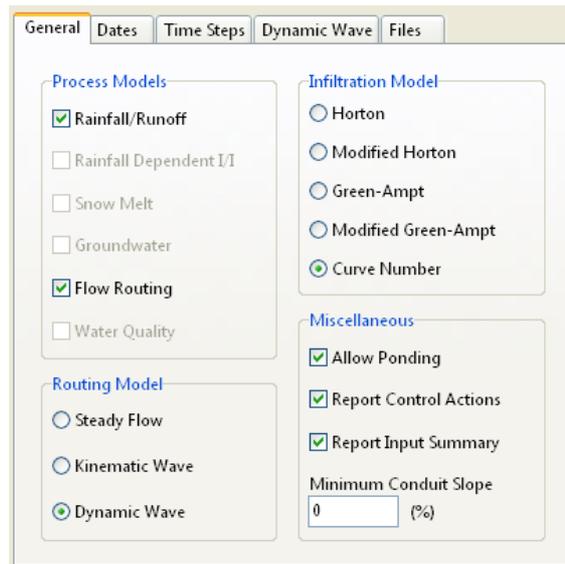


Figura 10. Opciones generales de simulación en SWMM

Incrementos de tiempo (time steps): establece la duración de los intervalos de tiempo usados para la computación de salida, de la ruta y los informes de resultados. En el presente trabajo la precisión elegida para el proceso de escorrentía es de 5 minutos.

Onda dinámica (Dynamic wave): la pestaña referente a la onda dinámica ofrece varias opciones que permiten controlar perfectamente este método de cálculo:



Figura 11. Opciones de Onda Dinámica en SWMM

6.2. ANÁLISIS DEL FUNCIONAMIENTO

Una vez construido el modelo se van a considerar dos hipótesis distintas de funcionamiento: una primera que representa el estado actual de la red en la que se producen aportes desde la pedanía La Torre, aguas arriba de la zona de estudio; una segunda hipótesis en la que no se producen aportes desde aguas arriba, solución del trabajo Diagnóstico y estudio de soluciones de la red de colectores de la pedanía La Torre (Valencia) (Apaza Sergio, 2016).

6.2.1. HIPÓTESIS 1: FUNCIONAMIENTO DE LA RED SIN APORTES DESDE LA PEDANÍA LA TORRE

La primera hipótesis plantea el funcionamiento de la red de saneamiento de Horno de Alcedo sin tener en cuenta los aportes desde aguas arriba, procedentes de La Torre. Ésta es la solución del trabajo anteriormente citado, en el que se independiza la red completa de La Torre mediante una actualización de conductos y la implementación de un depósito de tormentas.

*****	Volume	Depth
Runoff Quantity Continuity	hectare-m	mm
*****	-----	-----
Total Precipitation	6.710	70.118
Evaporation Loss	0.000	0.000
Infiltration Loss	3.460	36.152
Surface Runoff	3.036	31.726
Final Storage	0.223	2.333
Continuity Error (%)	-0.133	
*****	Volume	Volume
Flow Routing Continuity	hectare-m	10^6 ltr
*****	-----	-----
Dry Weather Inflow	0.000	0.000
Wet Weather Inflow	3.036	30.356
Groundwater Inflow	0.000	0.000
RDII Inflow	0.000	0.000
External Inflow	0.000	0.000
External Outflow	1.666	16.656
Flooding Loss	1.358	13.577
Evaporation Loss	0.000	0.000
Exfiltration Loss	0.000	0.000
Initial Stored Volume	0.000	0.000
Final Stored Volume	0.018	0.180
Continuity Error (%)	-0.186	

Figura 12. Resultados obtenidos de la simulación. Hipótesis 1

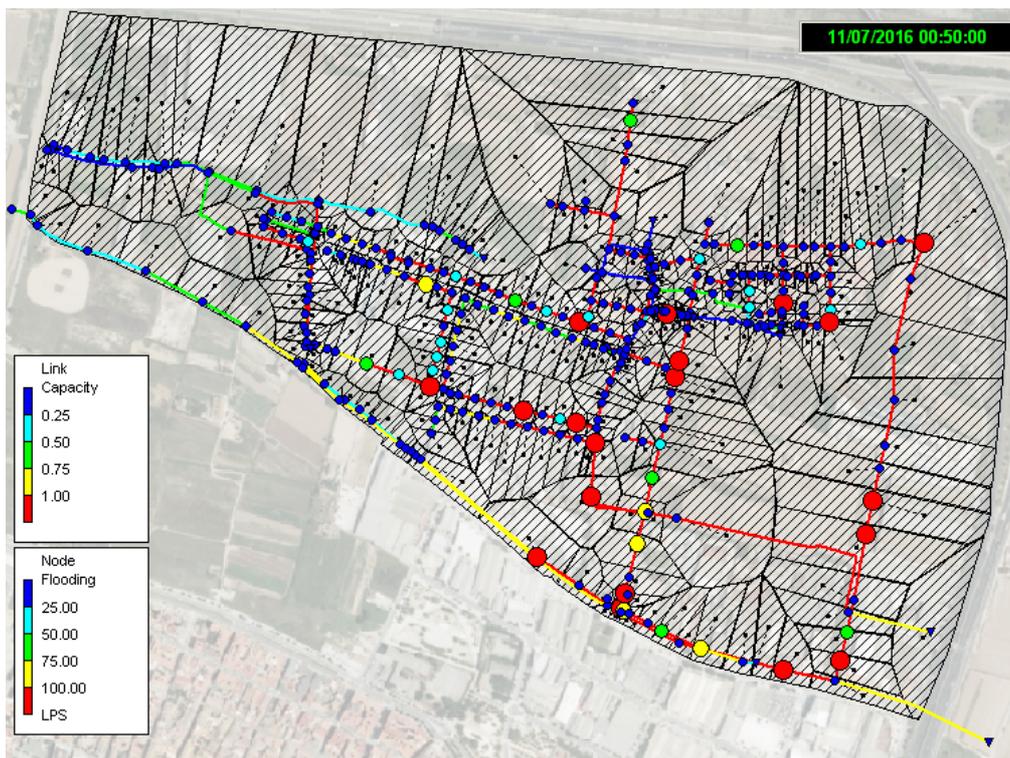


Ilustración 16. Funcionamiento general actual de la red. Hipótesis 1.

6.2.2. HIPÓTESIS 2: FUNCIONAMIENTO DE LA RED CON APORTES DESDE LA PEDANÍA LA TORRE

La segunda hipótesis plantea el funcionamiento de la red de saneamiento de Horno de Alcedo teniendo en cuenta los aportes procedentes de aguas arriba del sistema.

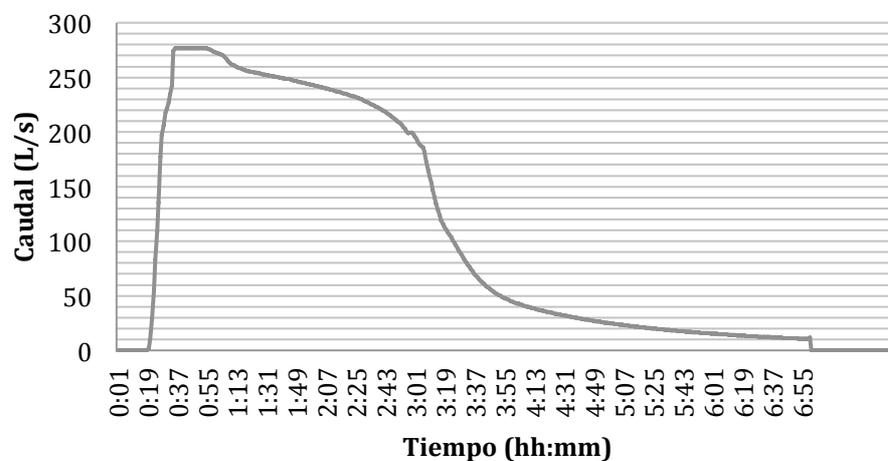


Figura 13. Aportes aguas arriba desde la pedanía La Torre

Teniendo ya los resultados de la hipótesis anterior en la que no se producían aportes desde aguas arriba, y a la vista de los resultados obtenidos en la simulación de esta hipótesis, se saca una clara conclusión:

En este caso se aporta a la red un flujo con un caudal pico de 280 l/s, llegando a introducir en la red un total de 2.872 m³ de agua que debe evacuar la red de Horno de Alcedo. A la vista de la simulación, aproximadamente a los 57 minutos, se observa que el conducto inicial por el que se introducen los aportes va a una capacidad del 100% y que el pozo N-331 está desbordando a la superficie una gran cantidad de agua. Si se observa el gráfico de desbordamiento de dicho nudo, se encuentra una gran similitud con el gráfico de entrada de los aportes.

Si se realiza una pequeña operación, se detecta que la red sigue evacuando de forma correcta prácticamente el mismo volumen de escorrentía, mientras que el volumen introducido en la red mediante aportes coincide en gran medida con el aumento de desbordamiento que se sufre en esta hipótesis.

- Aportes: 2872 m³
- Incremento vertido de forma correcta: 308 m³
- Incremento de desbordamiento: 2573 m³

*****	Volume	Depth
Runoff Quantity Continuity	hectare-m	mm
*****	-----	-----
Total Precipitation	6.710	70.118
Evaporation Loss	0.000	0.000
Infiltration Loss	3.460	36.152
Surface Runoff	3.036	31.726
Final Storage	0.223	2.333
Continuity Error (%)	-0.133	

*****	Volume	Volume
Flow Routing Continuity	hectare-m	10 ⁶ ltr
*****	-----	-----
Dry Weather Inflow	0.000	0.000
Wet Weather Inflow	3.036	30.356
Groundwater Inflow	0.000	0.000
RDII Inflow	0.000	0.000
External Inflow	0.287	2.872
External Outflow	1.696	16.964
Flooding Loss	1.615	16.150
Evaporation Loss	0.000	0.000
Exfiltration Loss	0.000	0.000
Initial Stored Volume ...	0.000	0.000
Final Stored Volume	0.018	0.180
Continuity Error (%)	-0.198	

Figura 14. Resultados obtenidos de la simulación. Hipótesis 2

ANÁLISIS Y PROPUESTA DE SOLUCIONES PARA LA RED DE SANEAMIENTO DE LA PEDANÍA HORNO DE ALCEDO (VALENCIA)

La causa del desbordamiento en el pozo N-331 es que la entrada del Colector Oeste a la zona de estudio se produce bajo un camino en el que han sido asfaltadas las tapas de los pozos, que en el momento de la simulación se encuentran sobrecargados. El flujo sale a la superficie por la primera tapa que no se encuentra asfaltada.

Esta hipótesis representa la situación actual, por lo que en el caso de que ocurriera un evento de lluvia de la magnitud del simulado, sería posible que el conducto asfaltado, de 400 mm de diámetro, sufriera daños debido a la sobrepresión.

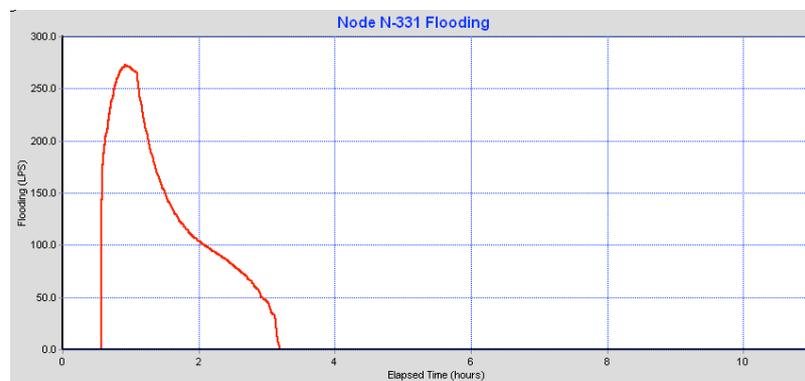


Figura 15. Desbordamiento del pozo N-331

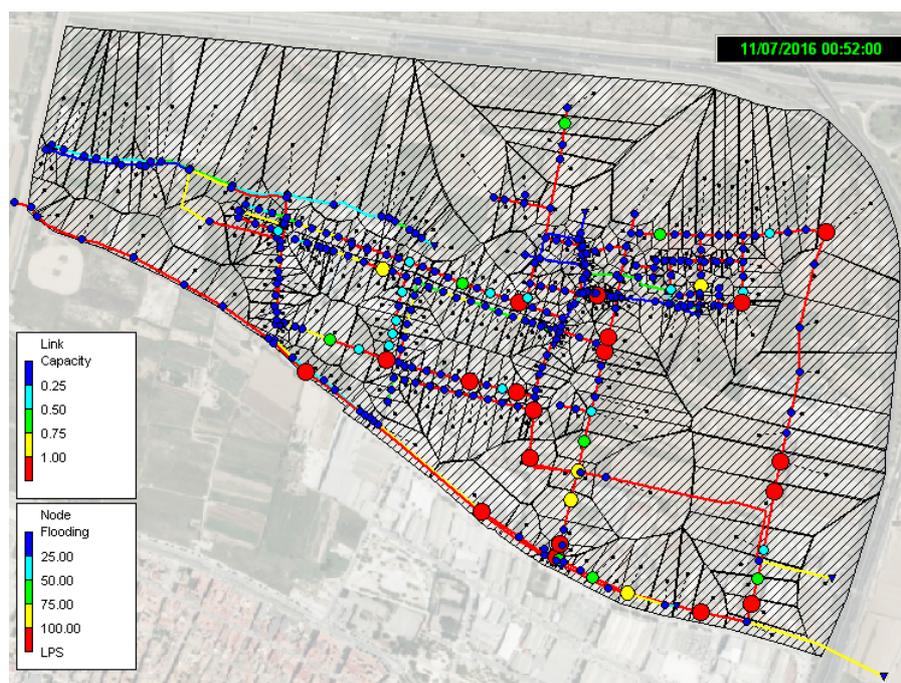


Ilustración 17. Funcionamiento general actual de la red. Hipótesis 2

6.3. CONCLUSIONES DEL ANÁLISIS

Después de haber analizado la situación actual de la red de saneamiento de la pedanía Horno de Alcedo para una lluvia de 25 años de periodo de retorno, se llega a las siguientes conclusiones:

Se trata de una red obsoleta en la que entran en carga prácticamente la totalidad de los conductos de la red, con lo cual se refleja la falta de capacidad de los conductos. Una consecuencia es el desproporcionado rebose a superficie a través de los pozos de registro, que supone un 50% del agua total que entra en los conductos.

Los principales colectores del sistema no tienen suficiente capacidad para trasegar el flujo que les llega en el estado de la hipótesis 1, y mucho menos en el estado actual (hipótesis 2).

7. ESTUDIO DE SOLUCIONES

Una vez realizado el diagnóstico, es necesario establecer las medidas necesarias para solucionar en la medida de lo posible todas las insuficiencias aparecidas en el sistema durante la simulación. Para abordar de manera integral el problema, los planes de soluciones deben abordarse según los criterios definidos en el capítulo 4: hidrológicos, hidráulicos, estructurales, económicos y ambientales.

Las medidas a implementar tienen como finalidades principales acabar con los vertidos de aguas residuales a la red de acequias, desviar toda la escorrentía que entra en la red hacia el colector Oeste y evitar el rebose del flujo a través de los pozos de registro.

El estudio de soluciones se aplica sobre el modelo simulado con la hipótesis 1, sin vertidos desde La Torre, de modo que las medidas a aplicar se integrarían dentro de un Plan de medidas integradas del distrito Poblats del Sud.

7.1. ELIMINACIÓN DE LOS VERTIDOS A RED ACEQUIAS

Las normativas aparecidas en los últimos años, como la Directiva Marco del Agua (Directiva 2000/60/CE) así como leyes nacionales, autonómicas y ordenanzas municipales son claras respecto a los vertidos e impiden verter aguas residuales al medio natural sin previo tratamiento para cumplir con los requisitos de vertido.

Tradicionalmente las redes de saneamiento han estado conectadas a redes de acequias o medios naturales para evacuar de ese modo las aguas residuales. Horno de Alcedo es un claro ejemplo de esta práctica, frecuentemente más habitual en municipios con actividad agrícola.

La solución a aplicar para eliminar estos vertidos es construir conductos que actúen como desvíos para evitar que el flujo que transportar los colectores acabe en las acequias. Para ello, se proponen desvíos de la menor longitud posible desde el pozo anterior al punto de vertido, hasta un pozo próximo, siempre y

ANÁLISIS Y PROPUESTA DE SOLUCIONES PARA LA RED DE SANEAMIENTO DE LA PEDANÍA HORNO DE ALCEDO (VALENCIA)

cuando el nuevo conducto tenga una pendiente y una capacidad suficientes para transportar el agua que iba a ser vertida.

Los nuevos conductos son de material plástico con una rugosidad $n=0.011$, de diámetro igual al conducto anterior y a la menor profundidad posible siempre que tenga suficiente pendiente para evacuar el caudal requerido.

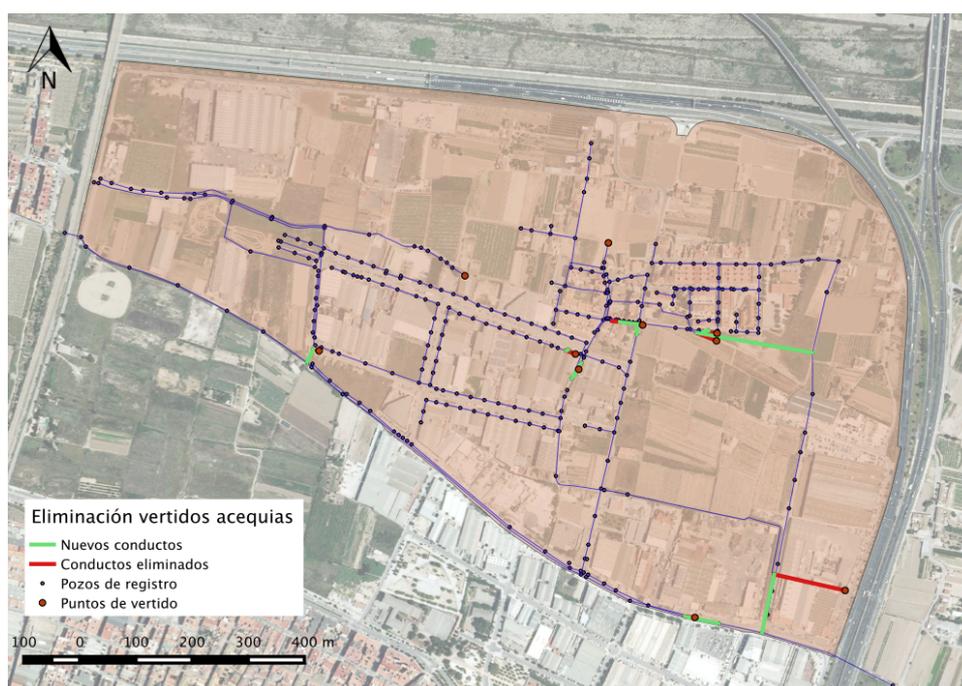


Ilustración 18. Eliminación de los vertidos a acequias

Tabla 14. Nuevos conductos. Desvíos.

Línea	Pozo inicio	Pozo final	Longitud (m)	Diámetro (m)	Rugosidad
L-364	N-77	N-13	105.57	0.9	0.011
L-365	N-320	N-99	60.91	0.5	0.011
L-366	N-259	N-23	9.65	0.5	0.011
L-367	N-153	N-304	18.59	0.5	0.011
L-368	N-197	N-153	30.3	0.4	0.011
L-369	N-233	N-17	3.86	0.5	0.011
L-370	N-12	N-306	32.13	0.5	0.011
L-371	N-130	N-180	206.58	0.9	0.011
L-372	N-205	N-330	26.72	0.6	0.011

ANÁLISIS Y PROPUESTA DE SOLUCIONES PARA LA RED DE SANEAMIENTO DE LA PEDANÍA HORNO DE ALCEDO (VALENCIA)

*****	Volume	Depth
Runoff Quantity Continuity	hectare-m	mm
*****	-----	-----
Total Precipitation	6.710	70.118
Evaporation Loss	0.000	0.000
Infiltration Loss	3.460	36.152
Surface Runoff	3.036	31.726
Final Storage	0.223	2.333
Continuity Error (%)	-0.133	

*****	Volume	Volume
Flow Routing Continuity	hectare-m	10 ⁶ ltr
*****	-----	-----
Dry Weather Inflow	0.000	0.000
Wet Weather Inflow	3.036	30.356
Groundwater Inflow	0.000	0.000
RDII Inflow	0.000	0.000
External Inflow	0.000	0.000
External Outflow	1.866	18.665
Flooding Loss	1.153	11.529
Evaporation Loss	0.000	0.000
Exfiltration Loss	0.000	0.000
Initial Stored Volume	0.000	0.000
Final Stored Volume	0.018	0.181
Continuity Error (%)	-0.063	

Figura 16. Resultados simulación después de eliminar los vertidos a acequias

A la vista de los resultados, se observa que con la construcción de los nueve desvíos, además de eliminar los vertidos de aguas residuales a la red de acequias, se consigue reducir en un 15.08% el volumen rebosado por los pozos de registro.

7.2. APLICACIÓN SUDS

Con la aparición de la Directiva Marco del Agua (Directiva 2000/60/CE) se establece un marco normativo en el ámbito de la política de aguas. Desde la Unión Europea se dirige toda la gestión relacionada con cualquier agua fomentando su uso sostenible, la protección del medio ambiente y la paliación los efectos de inundaciones y sequías.

Con el objetivo de adaptarse a la nueva normativa y a los nuevos tiempos, se requiere tomar un nuevo enfoque en cuanto a las técnicas convencionales de la gestión de las escorrentías. Esto conlleva un interés creciente por el uso de Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS).

Los Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible son todos aquellos elementos que participan en el drenaje de las escorrentías dentro de un entorno urbano, que

además de reducir el volumen producido por la precipitación, disminuyen los contenidos contaminantes. El principal objetivo de los SUDS es evitar el riesgo de inundaciones mediante la reducción de caudales, pero también contribuyen a rebajar la contaminación de las aguas, minimizar costes económicos en la gestión de las redes de saneamiento y mejorar estéticamente el paisaje urbano.

En el presente trabajo no se han aplicado Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible en todos los suelos impermeables del área de estudio, sino que se han seleccionado según criterios propios en base al Plan General de Ordenación Urbanística de la ciudad de Valencia. Se han elegido en primer lugar todos los suelos de clase Suelo Urbanizado (SU), y dentro de esa clase, se han elegido los suelos pertenecientes a la calificación Red Viaria (RV) y Red Viaria Sistema General (GRV):

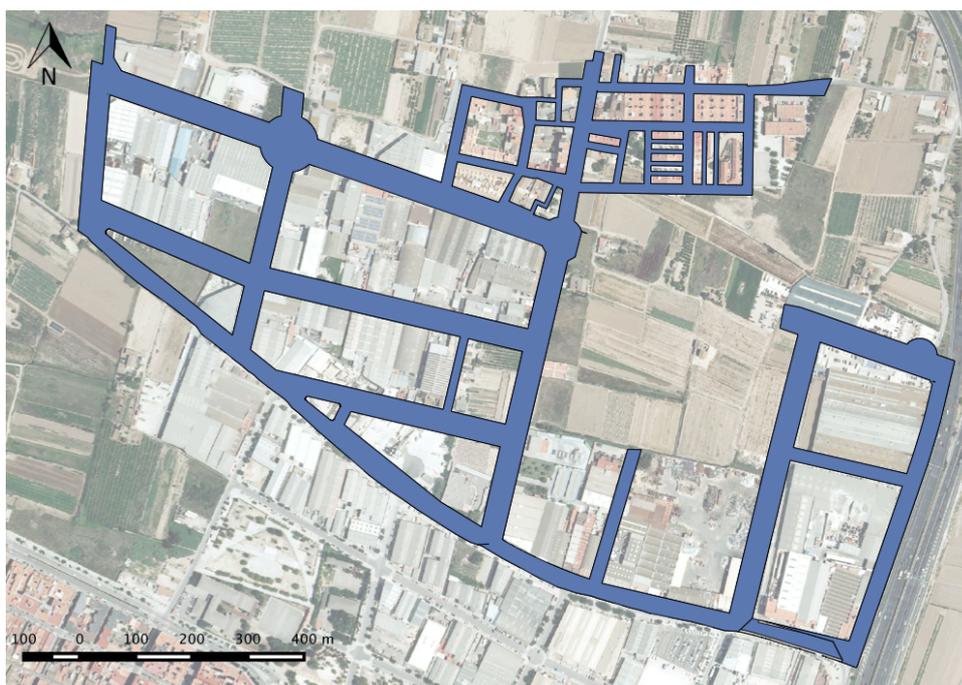


Ilustración 19. Áreas seleccionadas para aplicar SUDS

7.2.1. ÁREAS DE BIORRETENCIÓN

Las áreas de biorretención son técnicas de drenaje urbano cuyo objetivo principal es el control de calidad del agua antes de su vertido al medio natural. Su capacidad de control de volumen de escorrentía es limitado. Son componentes de gestión de aguas superficiales muy flexibles en cuanto a su capacidad para integrarse en una amplia variedad de paisajes utilizando diferentes formas, materiales, vegetación y dimensiones.

Deben ser superficies deprimidas respecto a la cota de la calle para facilitar la entrada y estancamiento del flujo superficial. La eliminación de las partículas contaminantes se realiza mediante la presencia de vegetación seleccionada. Bajo la vegetación se sitúa un filtro orgánico y un dren granular, y debajo un material muy permeable para facilitar la infiltración. Es recomendable construir a la menor cota un conducto de desagüe para posibles emergencias.

La escorrentía recogida por los sistemas de biorretención se estanca en su interior y se filtra a través de la vegetación y los suelos subyacentes. Pueden usarse mezclas de suelo diseñadas específicamente como medio filtrante para mejorar el rendimiento del tratamiento de biorretención, y se pueden implementar diseños que incluyan zonas anaeróbicas sumergidas para promover la eliminación de nutrientes. El volumen recolectado se infiltra totalmente o parcialmente en el suelo subyacente, mientras que parte del volumen introducido en la medida será eliminado del sistema mediante evaporación y evapotranspiración de la vegetación.

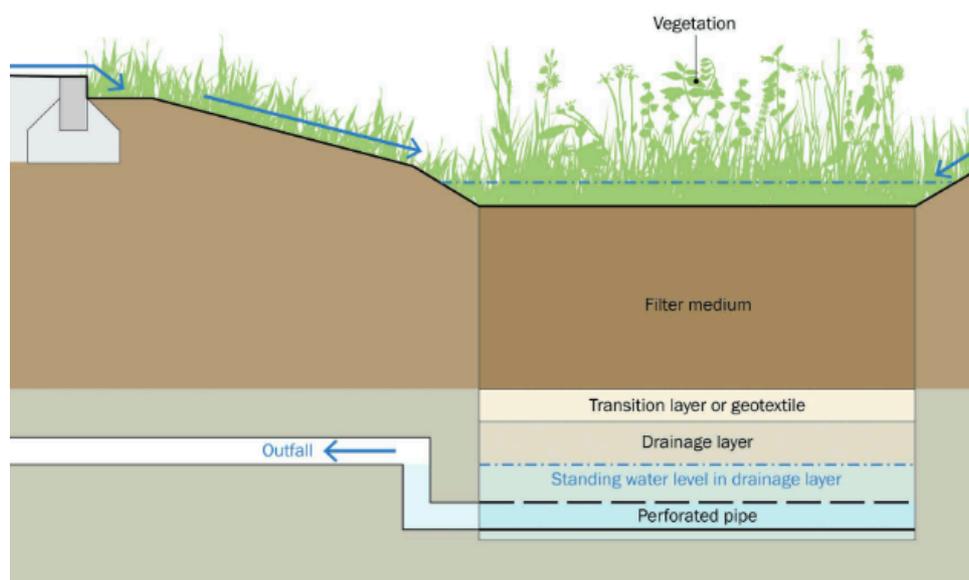


Figura 17. Esquema funcionamiento áreas de biorretención

- El diseño de la entrada de agua es crítico y debe ser diseñado para prevenir el desgaste y la erosión y distribuir uniformemente el agua sobre la superficie.
- La profundidad de retención es la altura de los taludes del sistema. Esta depresión respecto al nivel de la calle es la responsable del almacenamiento temporal de flujo. Es habitual una profundidad (Berm Height) entre 150 y 300 mm. Para el presente trabajo se propone el máximo de 300 mm.
- La vegetación influye en el rendimiento del sistema a través de la captación directa de contaminantes y facilitando procesos físicos y químicos de eliminación de nutrientes. Además, también hace la función de protección de las capas filtrantes frente a la erosión que permite mantener la permeabilidad de las propias. También tiene influencia en el valor de la biodiversidad del sistema, por lo que la selección de la vegetación es muy específica del emplazamiento y requiere un estudio ecológico y ambiental.

- La fracción de volumen de vegetación (Vegetation Volumen Fraction) es la capacidad de almacenamiento de la propia vegetación provocado por la propia caída de hojas y tallos. Si se dota de mantenimiento a la vegetación, este volumen es nulo. Para el presente trabajo se considera que la vegetación está mantenida y este valor es 0.
- Las áreas de biorretención trabajan mediante el almacenamiento en depresión de la escorrentía superficial, por lo que la rugosidad (Surface Roughness) y pendiente (Surface Slope) de su superficie no adquieren especial importancia en el cálculo hidrológico e hidráulico, por lo que se les da valor nulo.

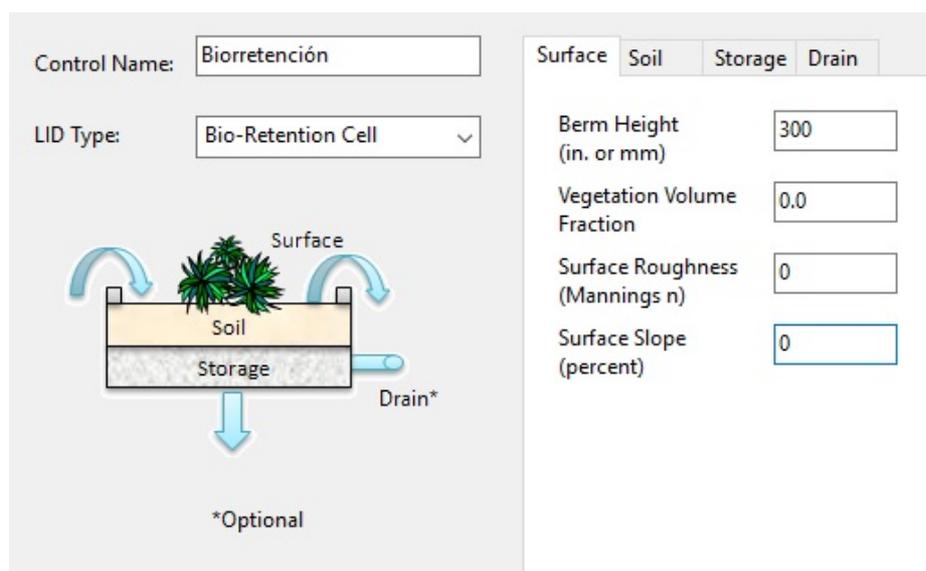


Figura 18. Opciones de superficie. Áreas de biorretención

La siguiente capa a definir es la llamada Suelo (*Soil*). Es la capa encargada de facilitar la infiltración desde la superficie hasta las capas inferiores donde puede encontrarse el tubo de desagüe. Para facilitar el proceso, la capa Suelo será del mismo material en todas las técnicas de drenaje sostenible que se van a aplicar. Se ha optado por marga arenosa.

Tabla 15. Características hidráulicas de distintos tipos de suelo (Manual SWMM 5.1)

Material	Conductividad hidráulica (mm/h)	Altura de succión (mm)	Porosidad (%)	Capacidad campo (%)	Punto marchitez (%)
Arena	120.396	49.02	0.437	0.062	0.024
Arena margosa	29.972	60.96	0.437	0.105	0.047
Marga arenosa	10.922	109.98	0.453	0.190	0.085
Marga	3.302	88.90	0.463	0.232	0.116
Marga limosa	6.604	169.93	0.501	0.284	0.135
Marga arcillo-arenosa	1.524	219.96	0.398	0.244	0.136
Marga arcillosa	1.016	210.06	0.464	0.310	0.187
Marga arcillo-limosa	1.016	270.00	0.471	0.342	0.210
Arcilla arenosa	0.508	240.03	0.430	0.321	0.221
Arcilla limosa	0.508	290.07	0.479	0.371	0.251
Arcilla	0.254	320.04	0.435	0.378	0.265

- El filtro medio está compuesto habitualmente por una capa de arena con alguna fuente de materia orgánica y nutrientes que permitan el crecimiento saludable de la vegetación. Su función es filtrar los contaminantes y controlar la velocidad de infiltración la cual es clave para el buen funcionamiento del sistema. Su profundidad (thickness) suele estar comprendida entre 500 y 750 mm pero para cuencas pequeñas se permiten menores profundidades, pero en ningún caso menores de 400 mm. En el presente trabajo se usa el valor medio de los recomendados, valorado en 875 mm.
- La porosidad (porosity) es la fracción de huecos que contiene un suelo. Debe tenerse en cuenta que esta capa es sobre la que se va a plantar la vegetación por lo que este material debe tener las condiciones idóneas para permitir el crecimiento de vegetación. Se propone una porosidad de las margas arenosas del 50%.
- La capacidad de campo (Field Capacity) es el contenido de agua o humedad que puede retener un suelo después de haber sido saturado. El valor típico para margas arenosas es 0.2.

- El punto de marchitez (Wilting point) es el punto de humedad de un suelo a partir del cual la vegetación no puede seguir extrayendo agua del suelo. El valor correspondiente a las margas arenosas es de 0.1.
- La conductividad hidráulica saturada (Conductivity) es la capacidad de infiltración de un suelo, representada como la velocidad de flujo del agua que atraviesa el mismo. Las margas arenosas tienen una conductividad hidráulica de 11 mm/h.
- La altura de succión (Suction Head) es el valor medio de la capacidad de succión capilar que tiene un suelo. En el caso de margas arenosas se corresponde con un valor de 110 mm.

Control Name:

LID Type:

Diagram labels: Surface, Soil, Storage, Drain*

*Optional

Surface	Soil	Storage	Drain
Thickness (in. or mm)	<input type="text" value="675"/>		
Porosity (volume fraction)	<input type="text" value="0.50"/>		
Field Capacity (volume fraction)	<input type="text" value="0.2"/>		
Wilting Point (volume fraction)	<input type="text" value="0.1"/>		
Conductivity (in/hr or mm/hr)	<input type="text" value="11"/>		
Conductivity Slope	<input type="text" value="10"/>		
Suction Head (in. or mm)	<input type="text" value="110"/>		

Figura 19. Opciones de Suelo. Área de biorretención.

- La capa de transición es necesaria para evitar el lavado de los finos por lo que su profundidad debe ser mayor de 100 mm, aunque alternativamente, puede usarse una capa geotextil.
- El propósito de la capa de drenaje es recoger el agua filtrada en las capas superiores y permitir que alcance fácilmente las tuberías

perforadas. Dicha capa debe proporcionar un apoyo adecuado para el tubo perforado, que suele tener un diámetro de 100 mm, por lo que la capa de drenaje debe tener como mínimo esa profundidad. En el presente trabajo se considera 150 mm.

- La relación de huecos (Void Ratio) representa el volumen de huecos respecto del volumen de sólidos de un suelo. Los valores habituales están comprendidos entre un 0.50 y un 0.75, por lo que para el presente trabajo se asigna 0.75 a dicho parámetro, lo cual significa que el material granular es de gran tamaño.
- La tasa de infiltración (Seepage Rate) es la capacidad de infiltración desde la capa de almacenamiento hacia el terreno adyacente, por lo que dicho parámetro depende del terreno que no forma parte de la medida. En el caso de que el material granular esté confinado por una geomembrana o cualquier material impermeable, la transferencia de flujo sería nulo y se requeriría un conducto de alivio. El manual de SWMM 5.1 propone valores entre 250 y 500 mm/h, por lo que se considera un valor medio de 500 mm/h.
- Los tubos perforados recogen el agua de todo el sistema y la transportan hacia aguas abajo. Es probable que no se requieran si el sistema está diseñado para infiltrar el agua hacia el resto del suelo. En el presente trabajo no se instalan tubos perforados, por lo que el coeficiente C es nulo.

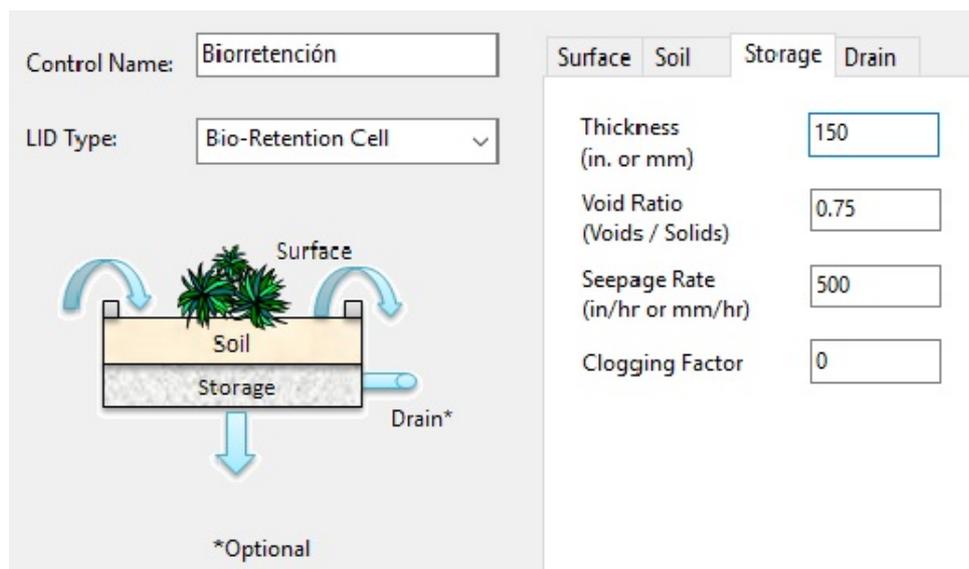


Figura 20. Opciones de Almacenaje. Áreas de biorretención

Los requerimientos necesarios para la instalación es una superficie de drenaje comprendida entre 0.2 y 1 hectáreas con una pendiente máxima del 6%, un área de biorretención como mínimo de 18 m² y un nivel freático alto.

Su uso más común es en zonas residenciales y comerciales para tratar escorrentía procedente de las calles. Son superficies ajardinadas en depresión que aparte del uso como drenaje, también se usan como medianas o isletas. En el presente trabajo se aplica en dos grandes rotondas situadas en el polígono industrial, y en la mediana de 6 metros de ancho en la calle Karl Marx por ser la vía de más amplitud de la zona de estudio.

7.2.2. DREN FILTRANTE

Los drenes filtrantes, también conocidos como franceses, son zanjas de poca profundidad formadas por una capa superior vegetal o de gravilla que permite la captación de la escorrentía superficial, una capa intermedia filtrante de material granular o sintético confinada por geo-textil geo-membrana o incluso un canal de hormigón, y un opcional conducto inferior para el transporte de la escorrentía filtrada.

ANÁLISIS Y PROPUESTA DE SOLUCIONES PARA LA RED DE SANEAMIENTO DE LA PEDANÍA HORNO DE ALCEDO (VALENCIA)

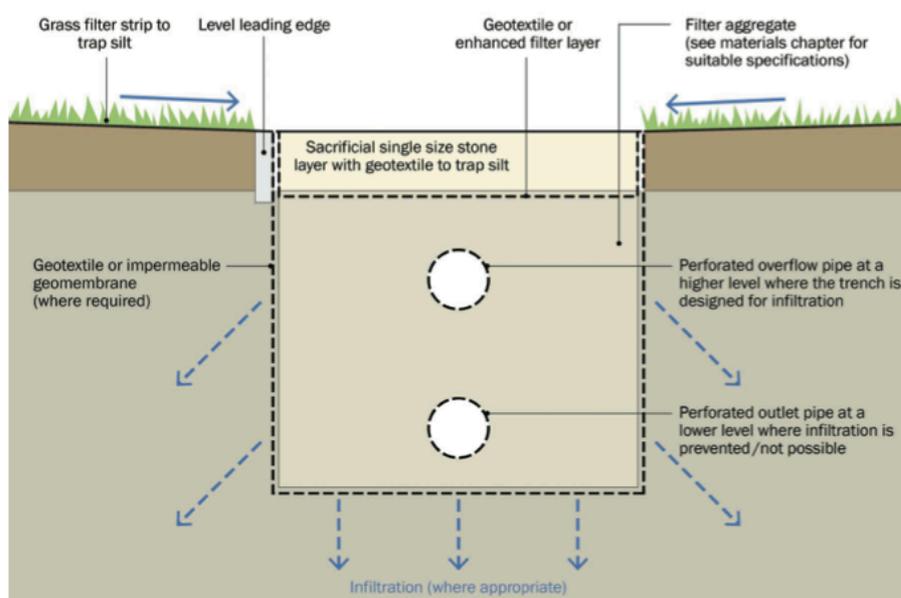


Figura 21. Esquema de funcionamiento del dren filtrante

- Los drenes filtrantes son superficies planas que se colocan de forma adyacente a superficies de mayor impermeabilidad, permitiendo la entrada lateral libre de flujo y sin producir almacenamiento en superficie, por lo que la altura de la medida (Berm Height) es nula.
- El volumen de vegetación (Vegetation Volume Fraction) se considera nulo, al considerarse que en los drenes filtrantes no existe almacenamiento en superficie ya que se considera que existe mantenimiento habitual.
- La rugosidad de la superficie (Surface Roughness) adquiere importancia en medidas lineales sobre superficies con cierta pendiente en las que el flujo superficial se propaga sobre las propias medidas. La capa superficial de los drenes filtrantes pueden estar compuestos por material granular o por vegetación. En el presente trabajo se considera la segunda opción, con una rugosidad de $n=0.24$, correspondiente a hierba de gran densidad.

- Al tratarse de una medida sin almacenamiento en superficie, se podría producir desbordamiento del agua estancada en el caso de tener pendiente (Surface Slope) nula. El software SWMM en su apartado de gestión de drenajes sostenibles solamente permite asignar una pendiente por tipo de medida, por lo que en el presente trabajo se ha asignado a todos los drenes propuestos la pendiente media de las subcuencas en las que se van a aplicar dichas medidas, con un valor de 0.2%.

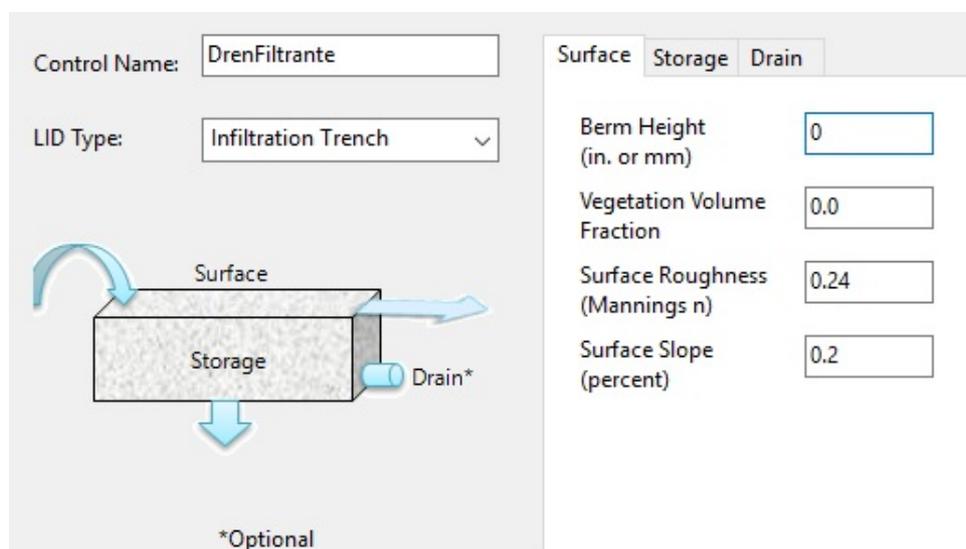


Figura 22. Opciones Superficie. Dren filtrante

- La altura de la capa de grava (Thickness) a través de la cual se filtra la escorrentía debe tener un grosor entre 150 y 450 mm. En el presente trabajo se da un valor medio de 300 mm.
- Al tratarse de una medida sin almacenamiento en superficie, resulta interesante que la capa inmediatamente inferior a la superficial tenga una alta relación de huecos (Void Ratio). Los valores habituales están comprendidos entre un 0.50 y un 0.75, por lo que para el presente trabajo se asigna 0.75 a dicho

parámetro, lo cual significa que el material granular es de gran tamaño.

- Al igual que en las áreas de biorretención, se propone la instalación de un geotextil inferior que permite una infiltración al terreno natural (Seepage Rate) de 500 mm/h.

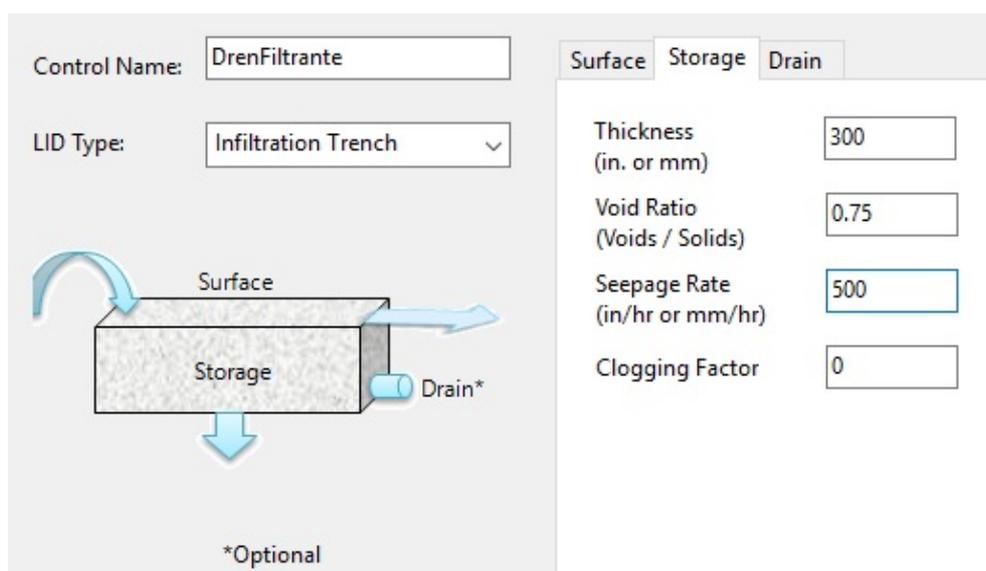


Figura 23. Opciones Almacenaje. Dren filtrante

Los drenes filtrantes son sistemas de drenaje longitudinales de un ancho comprendido entre 1 y 2 metros. Su uso está restringido a emplazamientos llanos, con pendientes longitudinales inferiores al 2% y bajas velocidades de flujo superficial con el objetivo que la capa granular superior se mantenga estable y se pueda retener el flujo para su posterior filtrado. De esta forma, en algunos drenes no es necesario dirigir el agua hasta el punto de vertido, pues con una cierta longitud son capaces de filtrar totalmente el flujo.

Para conseguir un funcionamiento ideal, los drenes filtrantes deben recibir el flujo de forma lateral. No están diseñados para funcionar como trampas de sedimentos y en el caso de que pueda haber un importante arrastre de sedimentos debe instalarse un sistema de pretratamiento para evitar colmatación,

o en cualquier caso y como práctica más habitual, una capa de geotextil bajo la superficie de drenaje que se pueda retirar para limpiarlo o reemplazarlo.

Además de la principal función de captación de escorrentía superficial, los drenes filtrantes pueden ayudar a reducir los niveles de contaminantes en la escorrentía mediante el filtrado de sedimentos finos, metales, hidrocarburos y otros contaminantes, además de procesos de adsorción y biodegradación. En este caso se instalarán en un polígono industrial en el que se producen grandes cantidades de contaminantes, puede ser de gran utilidad para mejorar la calidad del agua evacuada.

Los drenes filtrantes deben ser diseñados teniendo en cuenta los caudales de entrada a la medida y los volúmenes potencialmente asociados a eventos de periodos de retorno altos, en este caso de 25 años según la normativa de la ciudad de Valencia, asegurando que el dren esté adecuadamente protegido de daños y que los flujos puedan ser transportados con seguridad aguas abajo.

Como se ve en la figura, se puede instalar un tubo perforado cerca de la base del filtro para recoger y transportar el agua aguas abajo. Además, se puede instalar otro tubo a un nivel superior para evitar desbordamientos durante procesos pluviales que superen el evento de diseño.

Están diseñados para captar y filtrar la escorrentía procedente de superficies impermeables contiguas, transportándola hacia aguas abajo. Su función dentro del sistema de drenaje es permitir la infiltración y laminar los volúmenes de escorrentía.

En el presente trabajo se han aplicado drenes filtrantes en las aceras del polígono industrial. Se trata de aceras para peatones de 2 metros de anchas en las que se instalan los drenes para captar la escorrentía provocada en la acera.

7.2.3. PAVIMENTO POROSO

Los pavimentos permeables son elementos de drenaje que proporcionan una superficie adecuada para el tráfico de vehículos y la actividad de peatones, al mismo tiempo que permiten que el agua procedente de eventos lluviosos se infiltre a través de su superficie hacia las capas subyacentes. Dicho flujo se almacena temporalmente bajo la superficie para un posible uso posterior o una descarga al medio o a la red. Actualmente, las superficies permeables junto a las subestructuras asociadas, son una medida eficiente de manejar y gestionar la escorrentía superficial mediante procesos de filtración, adsorción, biodegradación y sedimentación.

Se distinguen dos tipos principales de pavimentos permeables:

- Pavimentos permeables: tienen una superficie que está formada por un material impermeable como por ejemplo adoquines y se coloca de forma que se dejen huecos entre elementos, de modo que el agua pueda percolar por dichas juntas.
- Pavimentos porosos: infiltran la escorrentía superficial a través de toda su superficie mediante la porosidad de la misma.

Existen diversos tipos de gestionar el agua infiltrada a través de la superficie permeable: mediante una infiltración total, una infiltración parcial o sin infiltración, dependiendo del conducto perforado que se coloque bajo las capas correspondientes. Para este trabajo se realiza el modelo con infiltración total, es decir, sin conducto inferior de evacuación: el agua procedente de la lluvia atraviesa la superficie hacia la subestructura (donde puede ser almacenada temporalmente) desde donde se infiltra hacia el suelo adyacente. En este caso no habrá descarga desde el sistema hacia la red o algún curso de agua. Sin embargo, al igual que en las medidas anteriormente descritas, sí puede ser interesante la instalación de un conducto de emergencia para atender eventos

que superen el periodo de retorno de diseño o para permitir que el sistema no se vuelva menos eficiente durante su vida útil.

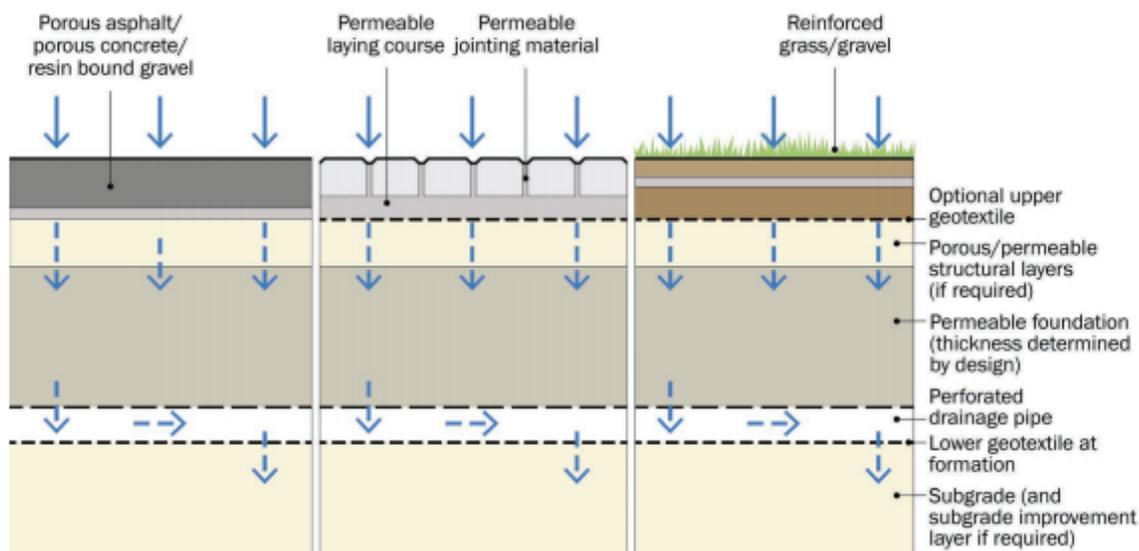


Figura 24. Esquema de funcionamiento de pavimentos porosos y permeables

Los pavimentos permeables pueden ser usados en la mayoría de sitios, pero siempre bajo un estudio que asegure la idoneidad de su funcionamiento. Su principal uso en la actualidad son vías con bajos volúmenes de tráfico y velocidades inferiores a 50 km/h y áreas de aparcamiento y otras superficies con tráfico ligero, aunque existen casos en Estados Unidos y Reino Unido en los que se han probado en vías de gran tráfico.

- Los pavimentos permeables no tienen ningún tipo de confinamiento lateral por lo que la profundidad de almacenamiento (Berm Height) es nula.
- Al contrario que las medidas anteriores, en este caso no existe vegetación superficial ya que la tipología elegida para este estudio es el asfalto poroso, por lo que la fracción de volumen vegetal (Vegetation Volume Fraction) también es nula.
- La Instrucción de carreteras 6.1-IC propone valores de Manning tabulados para superficies de firmes de distintos materiales.

Para revestimientos bituminosos se indican un intervalo entre 0.013 y 0.015. Para el presente trabajo se usa una rugosidad de superficie (Surface Roughness) de 0.013.

- Al igual que en los drenes, la pendiente de la superficie (Surface Slope) se obtiene a partir de la pendiente individual de cada subcuenca, asignando a la configuración de la superficie la media de las anteriores, obteniéndose un valor de 0.2.
- El espesor de la capa de pavimentos (Thickness) se obtiene de la Instrucción de carreteras 6.1-IC, la cual indica unos espesores comprendidos entre 100 y 150 mm. Para el presente trabajo se propone el espesor máximo de 150 mm.
- Del mismo modo, la relación de huecos (Void Ratio) obtenida de la Instrucción da un valor de 0.21 para la capa de firme bituminoso.
- La capacidad de percolación de la propia capa de pavimento no suele ser un factor limitante en el diseño de éstos, pues suele ser al menos un orden superior a las máximas intensidades de lluvia esperables. A partir de distintos estudios relacionados en los que se proponen distintos valores, se toma una capacidad de percolación o permeabilidad media (Permeability) de 20.000 mm/h.
- La capas referentes al suelo y de almacenaje se modelan con los mismos parámetros que las áreas de biorretención pero con pequeños cambios:

ANÁLISIS Y PROPUESTA DE SOLUCIONES PARA LA RED DE SANEAMIENTO DE LA PEDANÍA HORNO DE ALCEDO (VALENCIA)

Control Name:

LID Type:

*Optional

Soil	Storage	Drain
Surface		Pavement
Thickness (in. or mm)	<input type="text" value="125"/>	
Void Ratio (Voids / Solids)	<input type="text" value="0.21"/>	
Impervious Surface Fraction	<input type="text" value="0"/>	
Permeability (in/hr or mm/hr)	<input type="text" value="20000"/>	
Clogging Factor	<input type="text" value="0"/>	

Figura 25. Opciones de Pavimento. Pavimento poroso

Control Name:

LID Type:

*Optional

Surface	Pavement
Soil	Storage
Thickness (in. or mm)	<input type="text" value="500"/>
Porosity (volume fraction)	<input type="text" value="0.5"/>
Field Capacity (volume fraction)	<input type="text" value="0.2"/>
Wilting Point (volume fraction)	<input type="text" value="0.1"/>
Conductivity (in/hr or mm/hr)	<input type="text" value="11"/>
Conductivity Slope	<input type="text" value="10"/>
Suction Head (in. or mm)	<input type="text" value="110"/>

Figura 26. Opciones de Suelo. Pavimento poroso

7.2.4. DEPÓSITO SUPERFICIAL DE DETENCIÓN

Los depósitos superficiales de detención son depresiones que la mayor parte del tiempo están secas, excepto durante e inmediatamente después de los eventos de lluvia. Es habitual encontrarlos instalados en línea con la red donde la escorrentía se va almacenando y subiendo el nivel, de modo que proporciona almacenamiento y atenuación del pico. También es posible encontrarlos en

paralelo a la red, en los que los aportes se producen cuando el flujo de la red principal alcanza un umbral.

Estos depósitos tienen la posibilidad de ser depresiones ajardinadas con lo cual cabe la posibilidad de tratar el agua entrante, o depresiones impermeables que su única función hidrológica es la de almacenar y atenuar los picos de las avenidas.

Cuando se trata de superficies ajardinadas, la superficie del suelo puede infiltrar agua almacenada siempre que el flujo almacenado proveniente de redes unitarias que resulte un peligro para las aguas subterráneas. Los principales beneficios de los depósitos ajardinados es la capacidad de la vegetación por eliminar sedimentos y materiales flotantes, así como reducir significativamente los niveles de nutrientes y materiales pesados. Si son diseñados de forma correcta pueden servir para otros usos como los recreativos, sobretudo los depósitos fuera de línea.

La forma y el diseño del depósito dependen de las características específicas de la zona de implantación, pero a no ser que su uso principal sea una pista deportiva o deba encajar en un sitio concreto, las cuencas superficiales de detención con vegetación no deben seguir un perfil geométrico sino que deben tener formas curvas para producir un aspecto estéticamente interesante.

- La profundidad máxima de la columna de agua no debe exceder los 2 metros para el evento de lluvia de diseño, sin embargo es recomendable diseñar para una profundidad menor por razones de seguridad.
- El fondo del depósito debe ser plano con una pendiente suave menor del 1% hacia la salida, de modo que se facilite el contacto de la escorrentía con la vegetación y evitar zonas de agua estancada.
- La pendiente de los taludes no debe exceder 1:3 a menos que se tomen unas disposiciones de seguridad especiales que permitan mayores pendientes. En

todo caso, si el talud está ajardinado con vegetación que requiere mantenimiento periódico no debe superar la pendiente citada.

En la zona noroeste del área de estudio transcurre un colector sobre el que se pretende actuar. El colector atraviesa en su totalidad suelo urbanizable, calificado como Industrial Programado y acaba en un vertido a acequia. Se trata de un conducto de hormigón de 1 metro de diámetro y una longitud de 680 metros con un desnivel de 2.50 metros. En la red actual se encuentra conectado al resto del sistema de saneamiento pero la mayoría del caudal que transporta acaba siendo vertido en la acequia en la que acaba. Este colector recoge escorrentía superficial de una superficie de aproximadamente 16 ha, por lo que el caudal que evacua es importante.

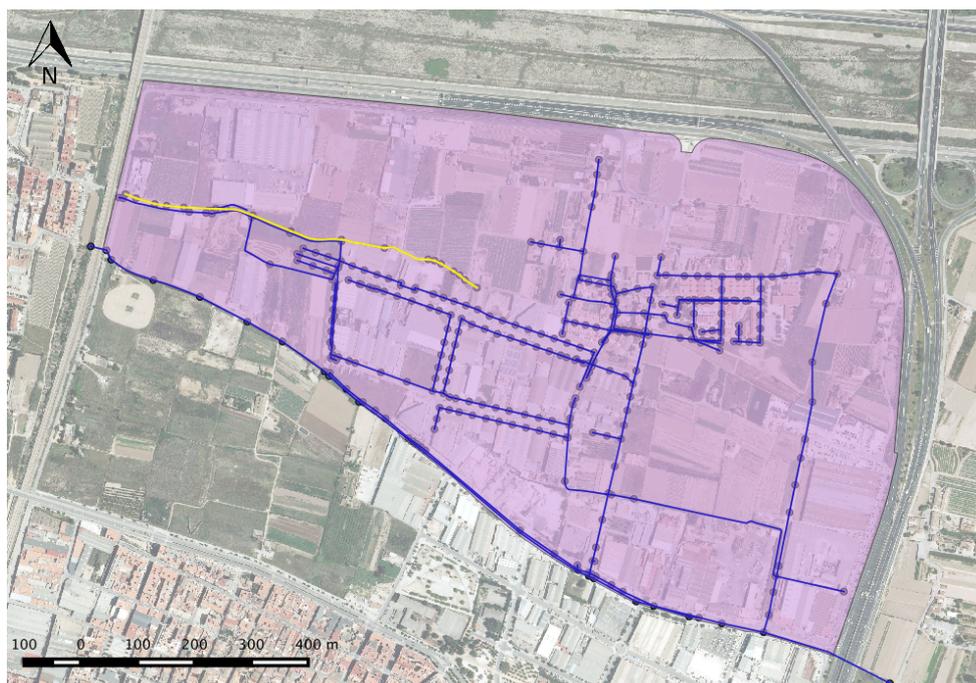


Ilustración 20. Colector de la zona noroeste

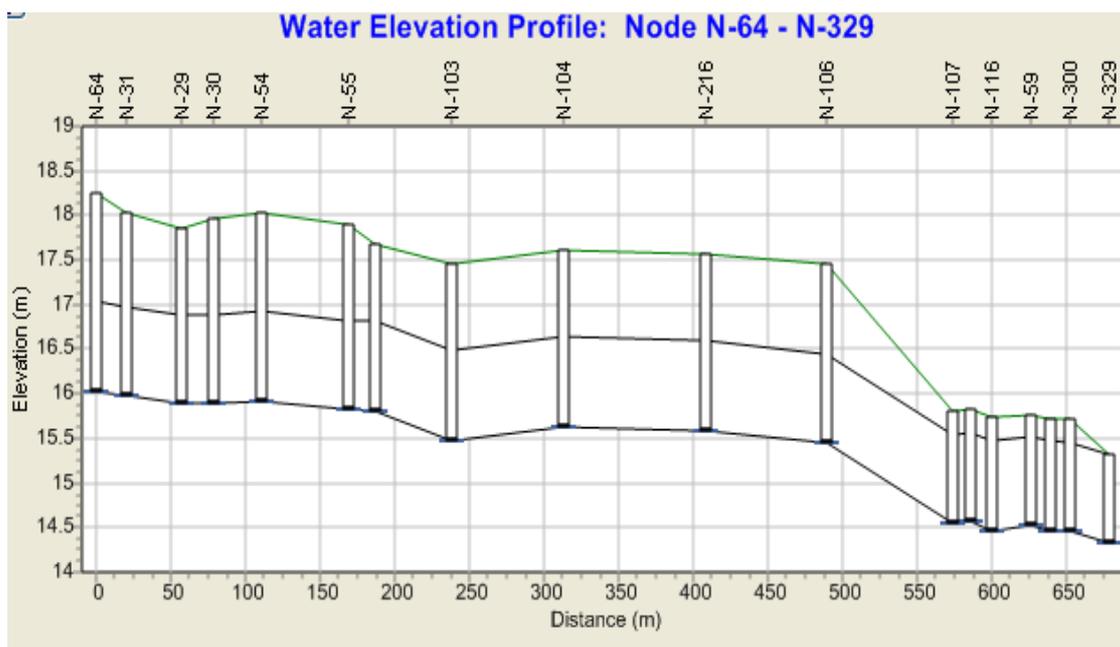


Figura 27. Perfil longitudinal del colector de la zona noroeste

La solución que se propone es aislar este colector del resto de la red y construir un depósito superficial de detención según los criterios anteriormente citados, al que se desvía todo el caudal procedente de escorrentía superficial. El agua almacenada será bombeada posteriormente al nuevo cauce del Turia.

Como se ha comentado con anterioridad, el colector transcurre a través de suelo calificado como Industrial Programable, que en la actualidad está ocupado parcialmente por suelo permeable. Este aspecto condiciona el diseño del depósito, ya que en el caso de que se construya el polígono industrial programado en el PGOU la escorrentía se incrementaría un 47%:

ANÁLISIS Y PROPUESTA DE SOLUCIONES PARA LA RED DE SANEAMIENTO DE LA PEDANÍA HORNO DE ALCEDO (VALENCIA)

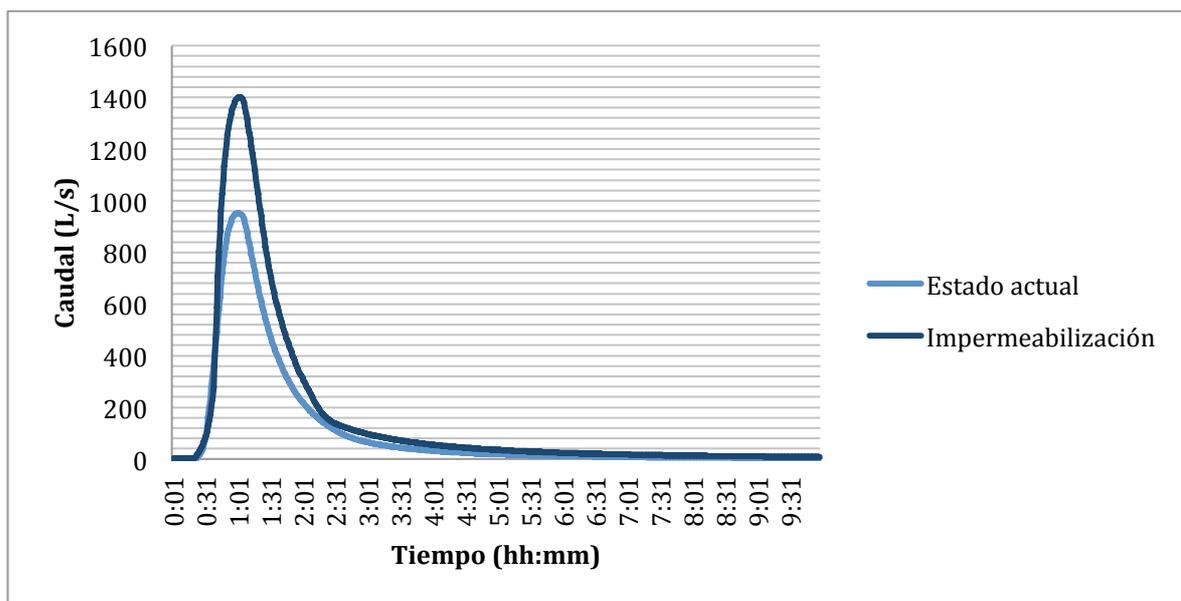


Figura 28. Volumen de vertido del N-329 en el estado actual y en el caso de impermeabilizado

El depósito superficial se modeliza en SWMM como un depósito (*Storage unit*), con una profundidad de 2 metros y una extensión en superficie de 2700 m² con el cual se consigue un volumen de 5400 m³, suficiente para almacenar el volumen vertido en el caso de máxima impermeabilidad de la superficie. El depósito estará situado en la subcuenca del punto de vertido original ocupando un 61% de la superficie de la misma, de modo que se pueda recoger toda la escorrentía de la cuenca. No se instala capa impermeable, por lo que las características hidráulicas de la capa filtrante son las pertenecientes a las margas arenosas.

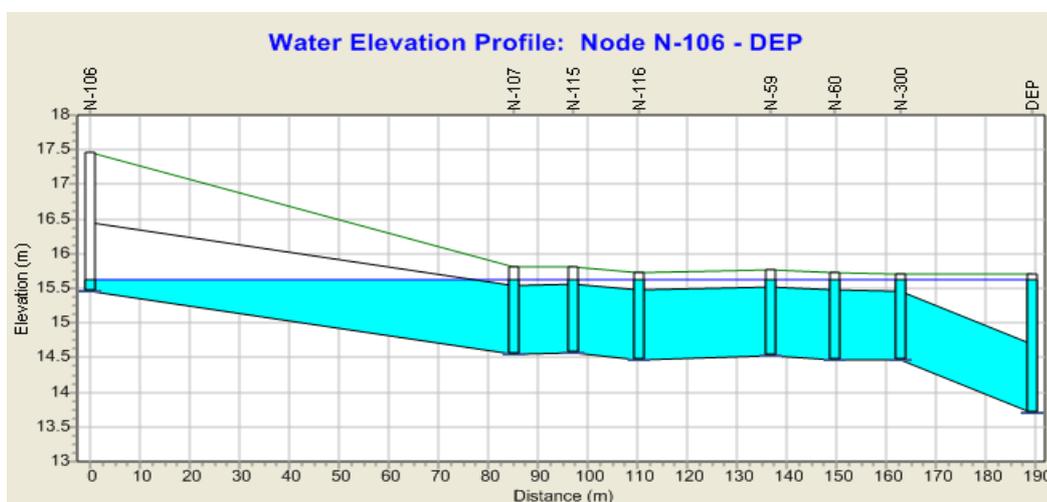


Figura 29. Tramo final del colector noroeste con el depósito en su máxima capacidad

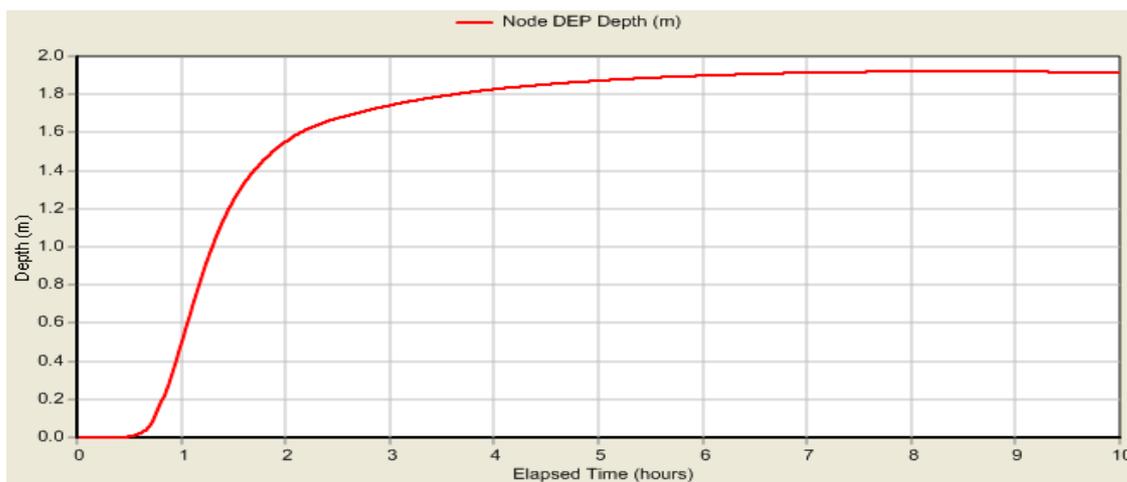


Figura 30. Curva de llenado del depósito

La infiltración que se produce dentro del depósito tiene una conductividad hidráulica de 110 mm/h y una altura de succión de 110 mm, por lo que es esperable que no se vacíe por sí solo. Para el vaciado se propone la instalación de una pequeña estación de bombeo que transporte el agua almacenada hasta el nuevo cauce del río Turia.

7.2.5. RESULTADOS OBTENIDOS CON LOS SUDS



Ilustración 21. Vista general de los SUDS propuestos

ANÁLISIS Y PROPUESTA DE SOLUCIONES PARA LA RED DE SANEAMIENTO DE LA PEDANÍA HORNO DE ALCEDO (VALENCIA)

***** Runoff Quantity Continuity *****	Volume hectare-m -----	Depth mm -----
Initial LID Storage	0.478	4.994
Total Precipitation	6.710	70.118
Evaporation Loss	0.000	0.000
Infiltration Loss	3.499	36.562
Surface Runoff	2.166	22.637
Final Storage	1.534	16.026
Continuity Error (%)	-0.152	

***** Flow Routing Continuity *****	Volume hectare-m -----	Volume 10^6 ltr -----
Dry Weather Inflow	0.000	0.000
Wet Weather Inflow	2.166	21.658
Groundwater Inflow	0.000	0.000
RDII Inflow	0.000	0.000
External Inflow	0.000	0.000
External Outflow	1.550	15.503
Flooding Loss	0.603	6.030
Evaporation Loss	0.000	0.000
Exfiltration Loss	0.000	0.000
Initial Stored Volume	0.000	0.000
Final Stored Volume	0.015	0.148
Continuity Error (%)	-0.101	

Figura 31. Resultados simulación después de aplicar SUDS

A la vista de la simulación, se observa una importante reducción del caudal de escorrentía introducido en la red debido a la implantación de Sistemas de Drenaje Sostenible, reduciéndose en un 28.65%. El menor caudal circulante por los conductos implica una disminución del flujo rebosado a través de los pozos, reduciéndose en un 52.3%.

7.3. SUSTITUCIÓN CONDUCTOS

Una vez se han eliminado los vertidos a acequias y se han implantado las medidas de drenaje sostenible, se conoce ya el caudal que entra a la red de saneamiento y se está en disposición de dimensionar los conductos que no tengan suficiente capacidad para evacuar todo el flujo. Los criterios seguidos son:

- Todos los nuevos conductos son de material plástico (n=0.011) a excepción del último conducto del sistema que es de hormigón (n=0.015).
- Todos los conductos intervenidos serán entroncados por clave.

ANÁLISIS Y PROPUESTA DE SOLUCIONES PARA LA RED DE SANEAMIENTO DE LA PEDANÍA HORNO DE ALCEDO (VALENCIA)

- Un cambio de la pendiente implica el cambio del conducto.
- El cambio de altura de los pozos de registro implica una sustitución de los conductos de entrada y salida al propio pozo.

Atendiendo al criterio económico, el principal objetivo es evacuar toda la escorrentía introducida en la red sin que se produzcan reboses a la superficie, asumiendo que muchos de los conductos entran en carga, puesto que conseguir una red que funcione perfectamente requiere de una remodelación profunda.

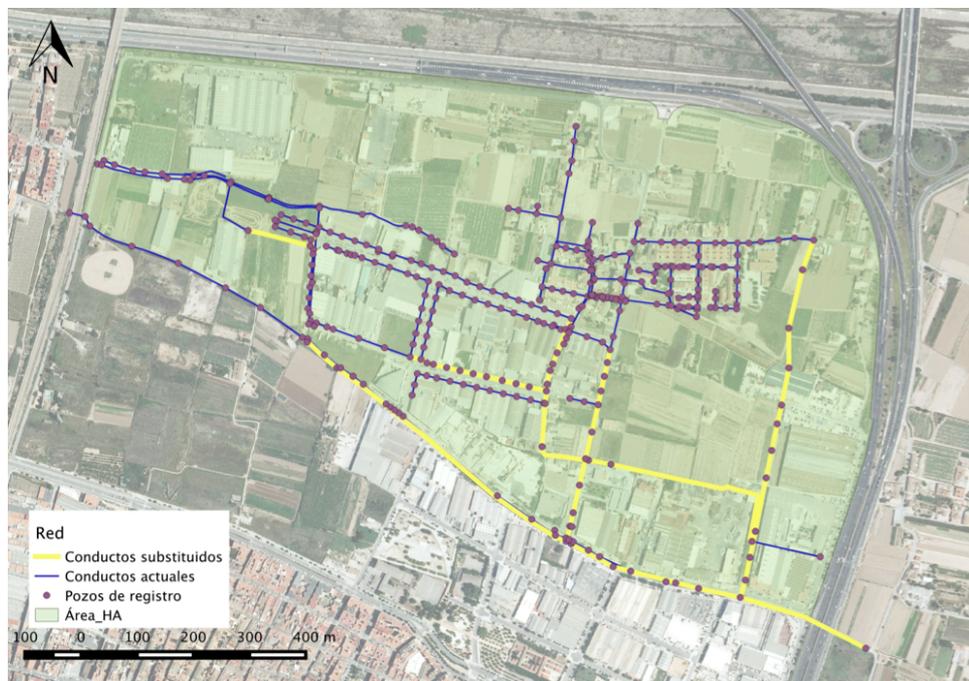


Ilustración 22. Colectores sustituidos

ANÁLISIS Y PROPUESTA DE SOLUCIONES PARA LA RED DE SANEAMIENTO DE LA PEDANÍA HORNO DE ALCEDO (VALENCIA)

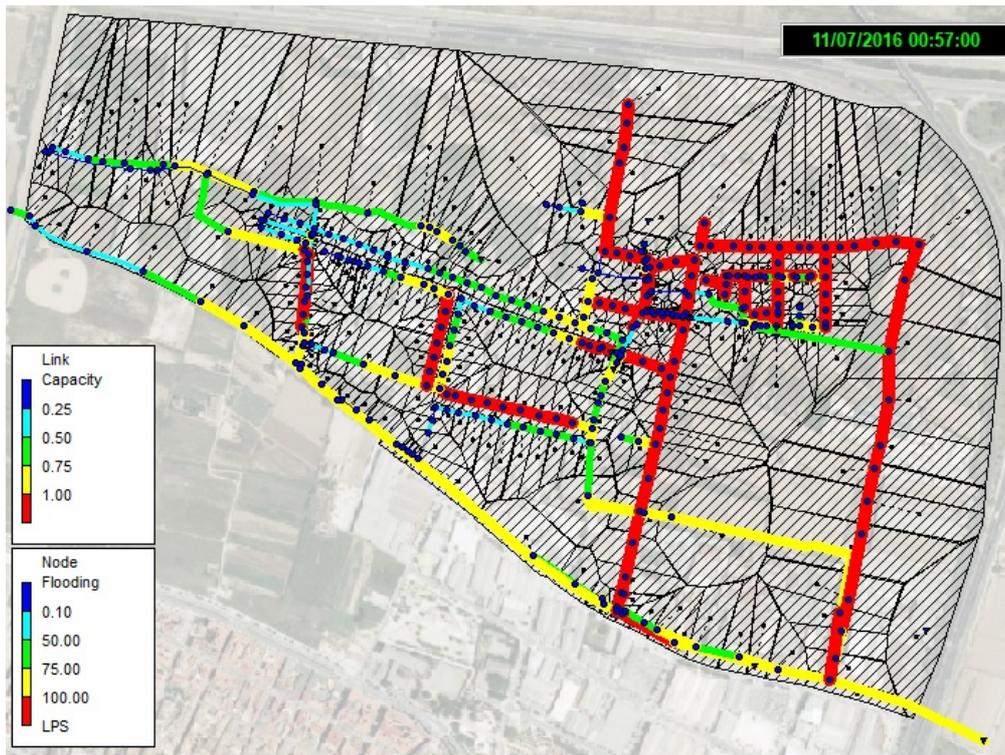


Ilustración 23. Funcionamiento final después de aplicar todas las medidas

	Volume	Depth
Runoff Quantity Continuity	hectare-m	mm

Initial LID Storage	0.487	5.090
Total Precipitation	6.710	70.117
Evaporation Loss	0.000	0.000
Infiltration Loss	3.649	38.128
Surface Runoff	1.979	20.675
Final Storage	1.570	16.410
Continuity Error (%)	-0.008	

	Volume	Volume
Flow Routing Continuity	hectare-m	10 ⁶ ltr

Dry Weather Inflow	0.000	0.000
Wet Weather Inflow	1.978	19.784
Groundwater Inflow	0.000	0.000
RDII Inflow	0.000	0.000
External Inflow	0.000	0.000
External Outflow	1.967	19.674
Flooding Loss	0.000	0.000
Evaporation Loss	0.000	0.000
Exfiltration Loss	0.000	0.000
Initial Stored Volume	0.000	0.000
Final Stored Volume	0.012	0.124
Continuity Error (%)	-0.076	

Figura 32. Resultados simulación después de aplicar todas las medidas

Con el último paquete de medidas, consistentes en la sustitución de conductos, se eliminan definitivamente las pérdidas por desbordamiento en los pozos de registro. Se han renovado un total de cinco colectores:

ANÁLISIS Y PROPUESTA DE SOLUCIONES PARA LA RED DE SANEAMIENTO DE LA PEDANÍA HORNO DE ALCEDO (VALENCIA)

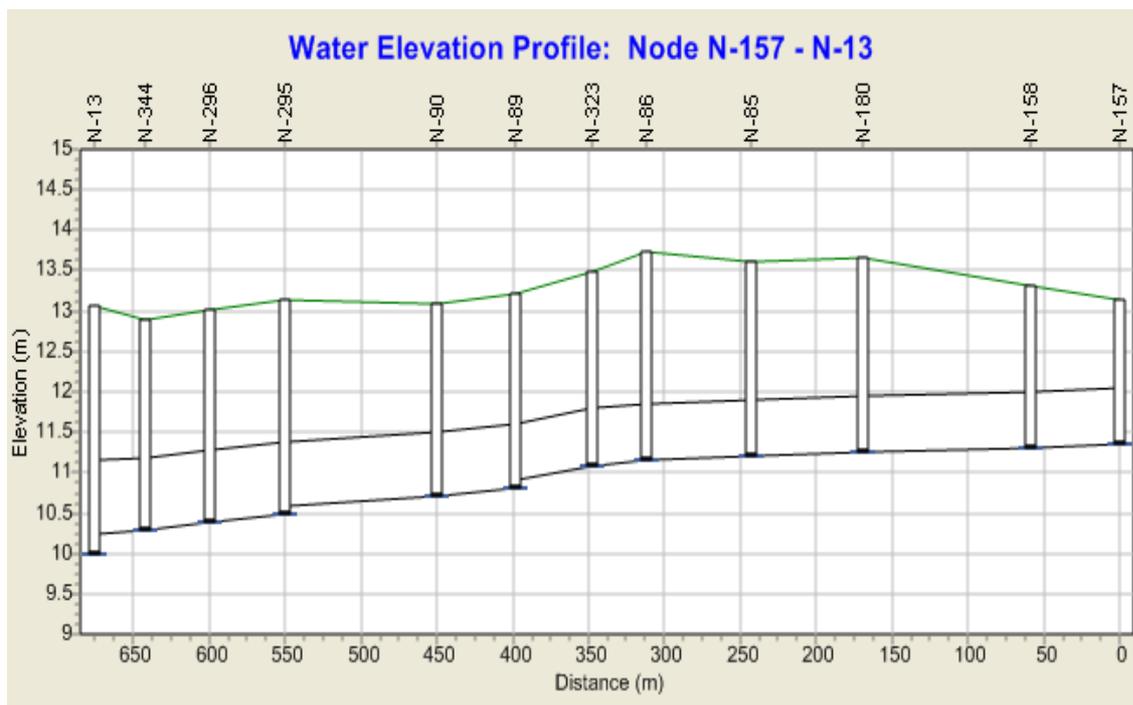


Figura 33. Nuevo perfil longitudinal del colector N-157 - N-13

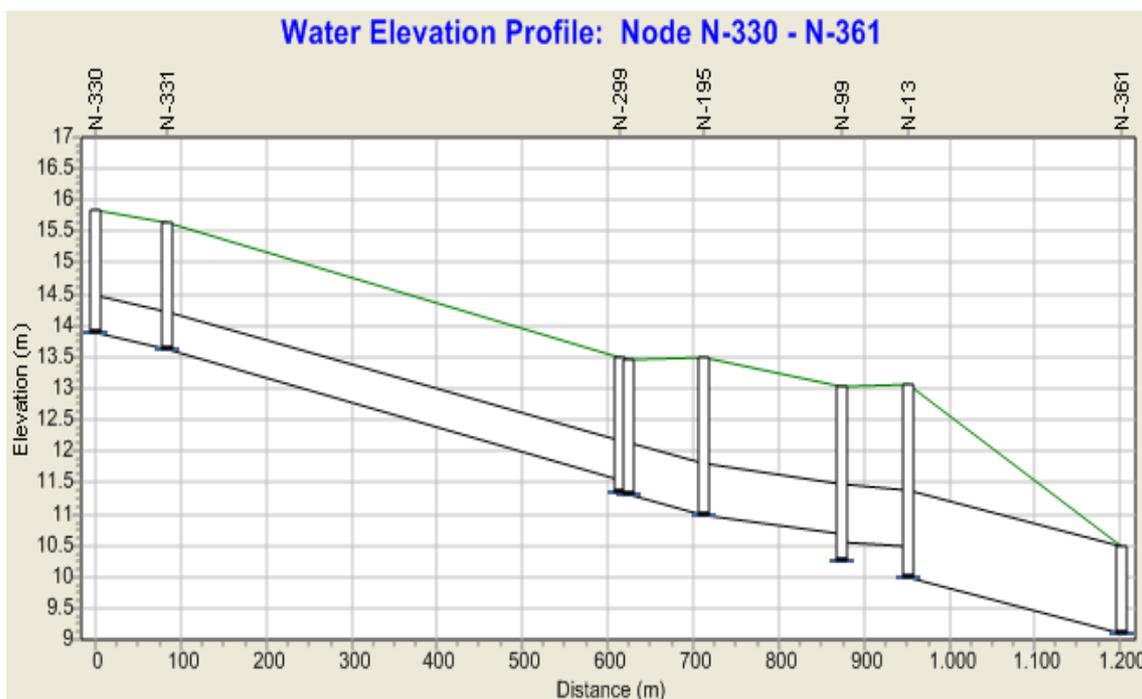


Figura 34. Nuevo perfil longitudinal del colector N-330 - N-361

ANÁLISIS Y PROPUESTA DE SOLUCIONES PARA LA RED DE SANEAMIENTO DE LA PEDANÍA HORNO DE ALCEDO (VALENCIA)

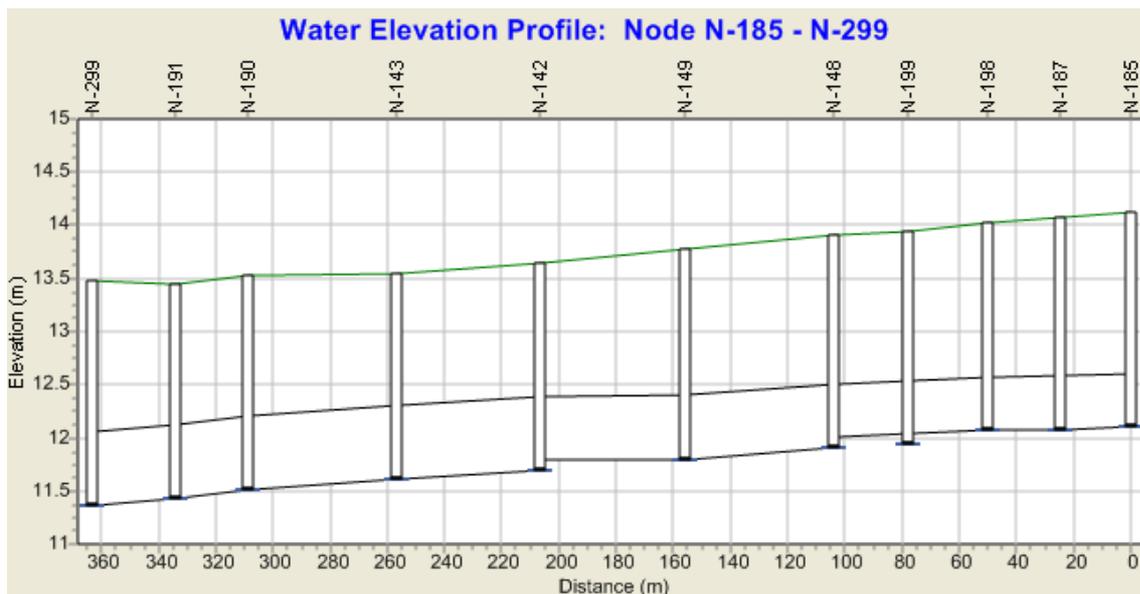


Figura 35. Nuevo perfil longitudinal del colector N-185 - N-299

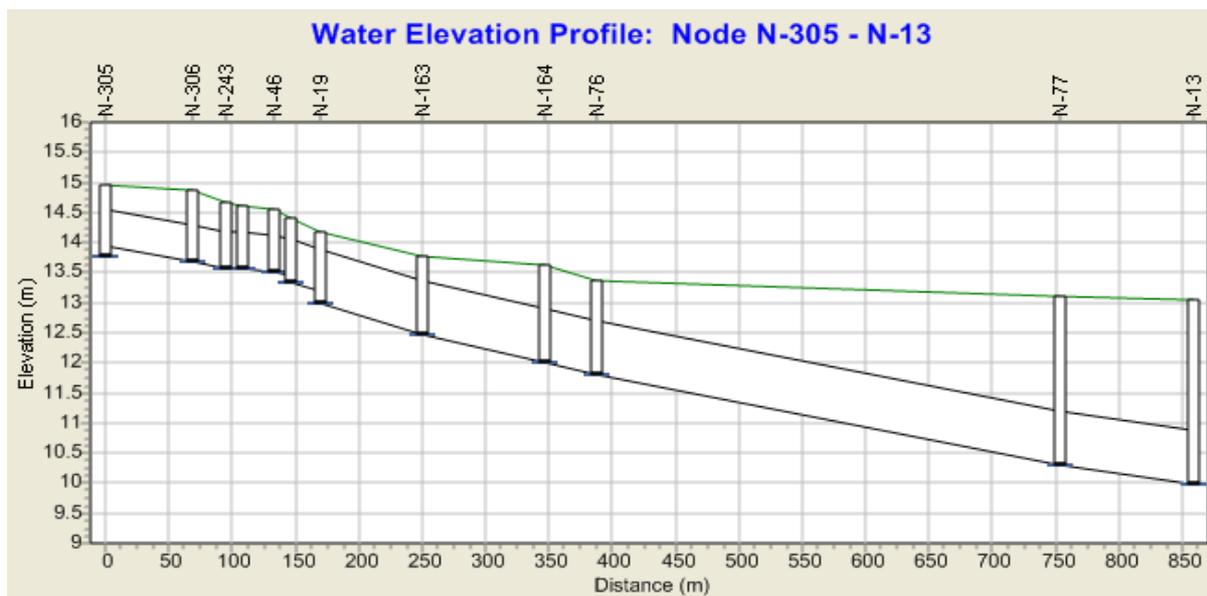


Figura 36. Nuevo perfil longitudinal del colector N-305 - N-13

ANÁLISIS Y PROPUESTA DE SOLUCIONES PARA LA RED DE SANEAMIENTO DE LA PEDANÍA HORNO DE ALCEDO (VALENCIA)

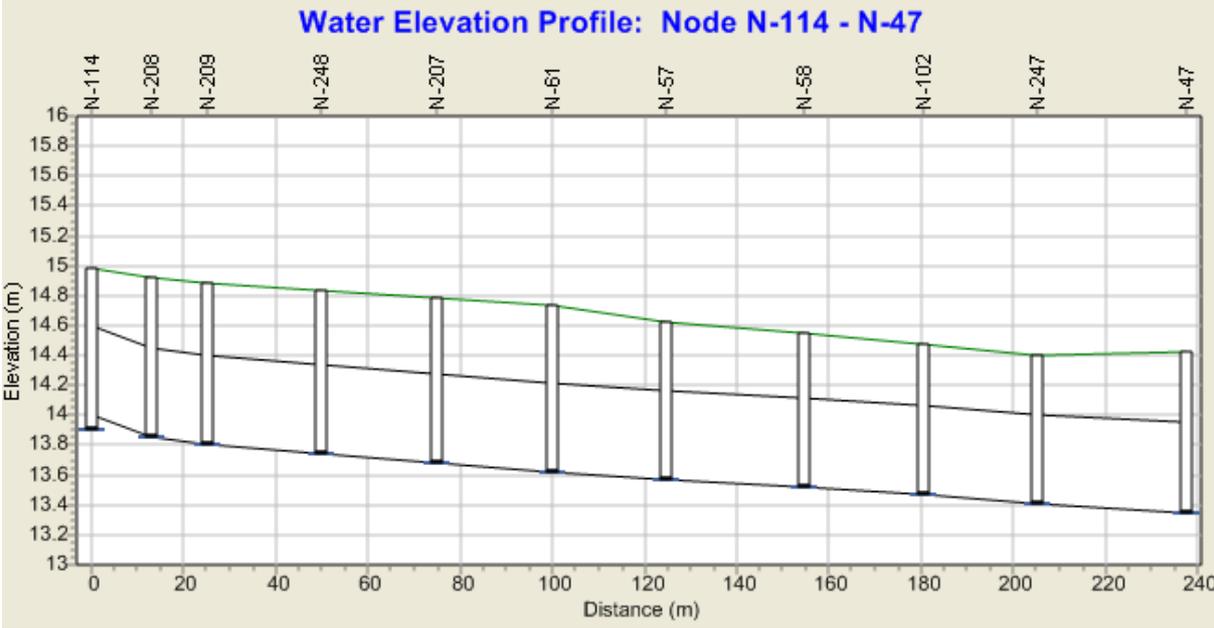


Figura 37. Nuevo perfil longitudinal del colector N-114 - N-47

8. CONCLUSIONES GENERALES

Horno de Alcedo es una pequeña pedanía del sur de Valencia con una red unitaria de saneamiento que vio superada su capacidad al construir sobre ella un gran polígono industrial que produce unas escorrentías que el sistema no es capaz de absorber. Esto se une a la conexión que tiene la red con el sistema de acequias de riego, a través del cual se producen vertidos al medio natural de aguas residuales sin ningún tipo de tratamiento.

En el presente trabajo se ha modelizado la red en el software SWMM de acuerdo con los criterios implantados por la Normativa de Saneamiento de la ciudad de Valencia y el Plan General de Ordenación Urbana de Valencia. El modelo no ha sido calibrado, pero de todas formas los resultados de las simulaciones no dejan lugar a dudas: se producen grandes vertidos a la red de riego y los conductos existentes son incapaces de evacuar el flujo que les es introducido.

Las soluciones planteadas están encaminadas hacia una planificación sostenible tal como recomiendan las normativas actuales, ya que se aplican soluciones en las que adquieren gran peso las medidas de gestión de las escorrentías, y menor peso las habituales medidas estructurales de cambio de conductos.

En primer lugar, con visos a cumplir con la normativa de vertidos, se han desviado los conductos que vertían directamente sobre las acequias. Con ello no se consigue una mejora hidrológica sustancial, pero sí ambiental.

En segundo lugar, la aplicación de Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible consistentes en áreas de biorretención, drenes filtrantes, pavimentos porosos y una depósito superficial filtrante. A la vista de los resultados, esta medida de gestión de escorrentías superficiales ha sido la más determinante en cuanto a los resultados hidrológicos puesto que ha supuesto una reducción del 28.65% del caudal introducido en los colectores, con lo cual se soluciona gran parte del problema inicial.

Una vez conocido el caudal circulante por la red, se han substituido tramos de colectores desde aguas abajo del sistema con lo cual se consigue que el agua que entra a la red sea evacuado de forma satisfactoria hacia la EDAR de Pinedo.

Por último, cabe volver a destacar el papel importante que han tenido en el proceso de mejora las medidas de gestión de escorrentía, los SUDS, con los cuales se ha mejorado el funcionamiento general de la red de saneamiento incluso sin realizar cambios de conductos.

9. BIBLIOGRAFÍA

Abellán-García, A. I., GARCÍA, F. R. F.(2013). Sistemas de drenaje urbano sostenible: aplicación práctica a un tramos de la diagonal de Barcelona. Trabajo de final de Master

Abellán-García, A. I (2016). SUD Sostenible. sudsostenible.com

Akan, A.O. & Houghtalen, R. J. (2003). Urban hydrology, Hydraulics and Stormwater Quality: Engineering Applications and Computer Modeling.

Andrés-Doménech, I. (2015). Modelación del drenaje urbano. Fundamentos teóricos. Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente – DIHMA Universitat Politècnica de València – UPV.

Apaza, S. (2016). Diagnóstico y estudio de soluciones de la red de colectores de la pedanía de La Torre (Valencia) .MIHMA Universitat Politècnica de València – UPV.

ASCE. (1992). Design & Construction of Urban Stormwater Management Systems. New York

Autodesk S&SA, S. A. (2015). Autodesk Storm and Sanitary Analysis 2016 – User's Guide.

EPA SWMM (2015). Storm Water Management Model User's Manual Version 5.1.

Haba, E. G., Momparler, S. P., Andrés-Doménech, I. (2011). *Control de escorrentías urbanas mediante pavimentos permeables: aplicación en climas mediterráneos* (Doctoral dissertation, Tese de Mestrado, Universitat Politècnica de València, Espanha).

Momparler S. P., Andrés-Doménech, I. (2008). Los sistemas urbanos de drenaje sostenible: una alternativa a la gestión del agua de lluvia”. *Revista Técnica de Medio Ambiente. C&M Publicaciones*, 124, 92-104.

Momparler S. P., Andrés-Doménech, I., Andreu, J. & Escuder-Bueno, I. (2015). A Regenerative urban stormwater management methodology: The journey of a Mediterranean city. *Journal of Cleaner Production*, 109, 174-189.

Normativa de Saneamiento, V. (2015). Normativa para Obras de Saneamiento y Drenaje Urbano de la Ciudad de Valencia. Año 2015. Ayuntamiento de Valencia.

Ordenanza de Saneamiento, V. (2015). Ordenanza de saneamiento (BOP 10/02/2016). Ayuntamiento de Valencia.

PGOUV, P.G. (2010). Revisión simplificada del plan general de Valencia. Área de urbanismo vivienda y calidad urbana – Dirección General de Planeamiento.

Romero, P. M., Nácher-Rodríguez, B., Crespo, C. H., Martín, M., Morán, F. J. V., Momparler, S. P., & Andrés-Doménech, I. Análisis comparativo de las escorrentías producidas en un pavimento permeable y en una calzada convencional. Tema C-Agua y ciudad (primera opción).

Woods-Ballard B.; Kellagher R.; Martin P.; Jefferies C.; Bray R.; Shaffer P. (2016) The SUDS Manual. CIRIA C753. London.