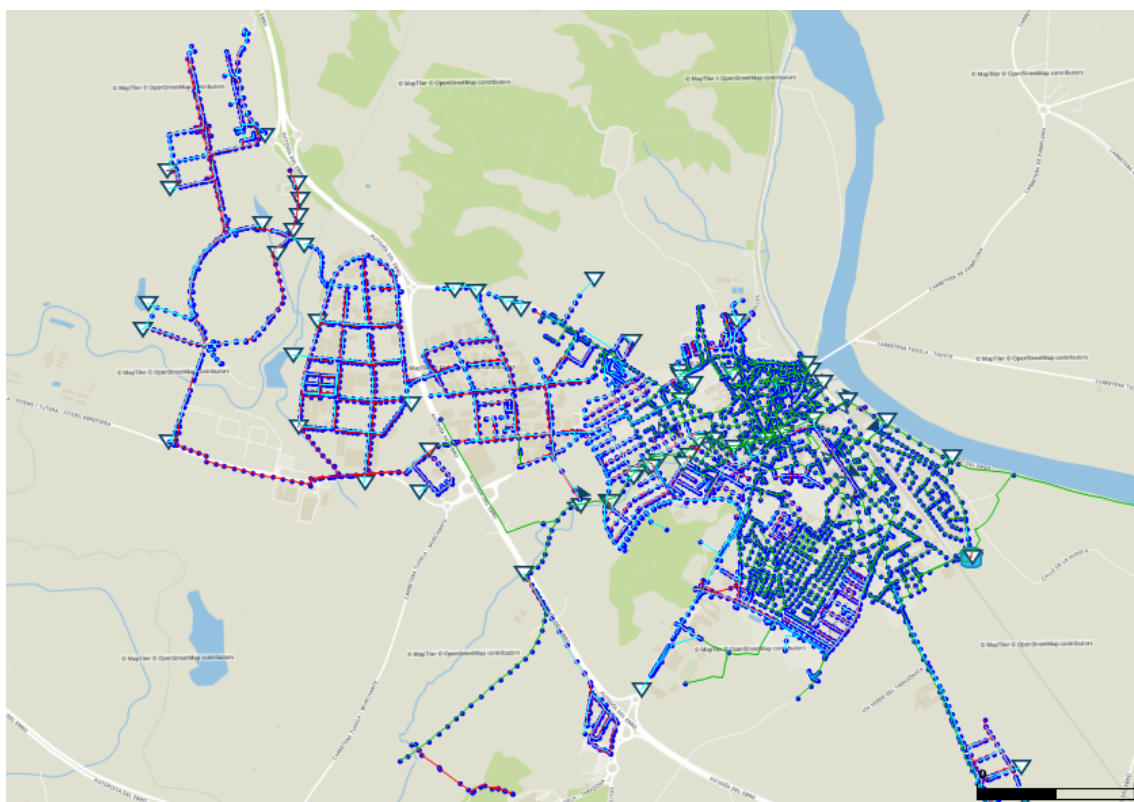


Navarra de Infraestructuras Locales, S.A. (NILSA)

MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE LA RED DE SANEAMIENTO DE LA AGLOMERACIÓN DE TUDELA

Acuerdo Marco para la asistencia técnica en el modelizado matemático de procesos biológicos, estaciones depuradoras de aguas residuales y redes de saneamiento. LOTE 2: Modelizado matemático de redes de saneamiento.



DHI ESPAÑA SL

Informe final
Mayo 2024



MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE LA RED DE SANEAMIENTO DE LA AGLOMERACIÓN DE TUDELA Informe final

Mayo 2024

Ciente: NILSA Gregorio Berrozpe Ullate; e-mail: gberrozpe@nilsa.com Manuel Goñi Leoz e.mail; mgoni@nilsa.com Unai Sagaseta Baranguan; usagaseta@nilsa.com	Representante del cliente: Gregorio Berrozpe Ullate Manuel Goñi Leoz Unai Sagaseta Baranguan
---	--

Estudio: MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE LA RED DE SANEAMIENTO DE LA AGLOMERACIÓN DE TUDELA	Proyecto nº: EST_2103_24
Autores: DHI SPAIN SL Fco. Javier Añó García I.C.C.P.	Fecha: Mayo 2024
	Revisado por: Peter Torp Larsen
Palabras clave Sistema de saneamiento urbano, Tudela, calibración, Navarra, España, Modelo hidrológico-hidráulico Propuesta de soluciones MOUSE/MIKE URBAN/MIKE +	Clasificación ☐ Abierta ☐ Interna ☒ Propietario

Distribución NILSA SL DHI ESPAÑA SL	DIGITAL	Nº de copias 1 1
---	----------------	------------------------------------

0. INTRODUCCIÓN Y OBJETO DEL ESTUDIO

0.1 INTRODUCCIÓN

Conforme con el PPT y la oferta realizada, el trabajo consiste en la modelización numérica de la red de saneamiento de la Aglomeración de Tudela, que sirve a las poblaciones de Cascante, Murchante, Fontellas y Tudela. Se han modelizado las redes de saneamiento que se encuentran levantadas y contribuyen al sistema que va hasta la Depuradora de Aguas residuales comarcal de Tudela, así como los elementos principales de la Depuradora. El objetivo final es la elaboración de unos estudios que cuantifiquen los vertidos de aguas mezcla al medio receptor ante unas determinadas lluvias y de esta forma cuantificar el rendimiento hidráulico de la red de saneamiento definido en el “Real Decreto 665/2023 de 18 de julio” donde en el Anejo XI se desarrolla la Norma Técnica básica para el control de los vertidos por desbordamientos del sistema de saneamiento en episodios de lluvia.

0.2 OBJETIVOS DEL ESTUDIO

El objetivo del estudio es el análisis de la red actual de saneamiento y en el caso de que fuera necesario, indicar cuales son los mayores causantes de incumplimiento o contaminaciones importantes al medio receptor de la red, conforme con el Real Decreto 665/2023 de 18 de julio.

El estudio tendrá los siguientes objetivos

- Recopilación de la información
- Modelo matemático de la red de saneamiento.
- Calibración del modelo
- Normativa
- Obtención del rendimiento para cada una de las lluvias modelo
- Clasificación de los vertidos por grado de importancia
- Conclusiones

Para alcanzar los objetivos fijados, se han desarrollado las siguientes actividades:

- Análisis pormenorizado y tratamiento de la información suministrada, incluyéndose aquí también la corrección de posibles errores y faltas de información.
- Visitas a campo y comprobación de puntos clave de la información facilitada por el cliente.
- Puesta en común con el cliente de los modelos.
- Simplificación detallada y automática en función del diámetro de la red existente.
- Establecimiento de un modelo hidrológico e hidrodinámico de la zona en estudio, para poder aplicarlo al análisis de la situación actual del sistema.

- Simulación del funcionamiento hidrodinámico actual del sistema para las lluvias sintéticas elegidas.
- Determinación de las lluvias reales a utilizar.
- Diagnóstico de sus deficiencias y problemas.
- Presentación de resultados a NILSA así como la elaboración de un informe recopilación de toda la información anteriormente señalada.
- Toma de datos en campo por parte de los ingenieros de NILSA para la actualización en el modelo de algunas zonas, medición de caudales en tiempo real mediante colocación de caudalímetros y diferentes consultas necesarias para ajustar el modelo matemático.
- Aplicación de la normativa Técnica básica para el control de los vertidos por desbordamientos del sistema de saneamiento, incluida en el artículo XI del RD 665/2023 de 18 de julio.

A continuación, vamos a desarrollar cada uno de los aspectos anteriores.

0.3 LIMITACIONES DEL ESTUDIO

El presente estudio de modelización se ha llevado a cabo utilizando la aplicación “**MIKE+**” que se trata de un software de modelización de redes de drenaje mediante **cálculo dinámico** que tiene en cuenta el transporte de agua y volumen mediante las **ecuaciones de Saint-Venant** e integrado en un sistema de **información geográfica** para un mejor tratamiento de los datos de entrada y salida del modelo.

Este sistema de cálculo ha sido y se emplea en este tipo de estudios en modelos realizadas en todo el mundo, en las que se ha mostrado como una herramienta extremadamente útil y potente para la simulación de los procesos hidrológicos e hidráulicos que tienen lugar en los sistemas urbanos de drenaje. Tanto MIKE es un sistema de modelización popular para redes de drenaje urbano, con miles de usuarios en países de todo el mundo. Ambos módulos se encuentran integrados dentro de la aplicación utilizada.

En una red de saneamiento, en este caso unitaria, el volumen de caudal generado es muy importante por lo que **se debe tener en cuenta el volumen** de la red como parte del sistema además de un estanque de almacenamiento en si mismo, ya que dicho volumen se laminará a lo largo de la red.

1. **RECOPILACIÓN DE LA INFORMACIÓN**

1.1 **RED DE SANEAMIENTO**

Se parte de la información de la red de saneamiento de Tudela que ha sido proporcionada en formato GIS (QGIS formato Shape) por NILSA. A su vez la fuente de esta información procede de La Junta Municipal de Aguas de Tudela que es una entidad administrativa que fue creada por el M.I. Ayuntamiento de Tudela en el año 1891 con la finalidad de dotar de abastecimiento de agua a la ciudad de Tudela. Actualmente gestiona todos los servicios relacionados con el ciclo integral del agua.

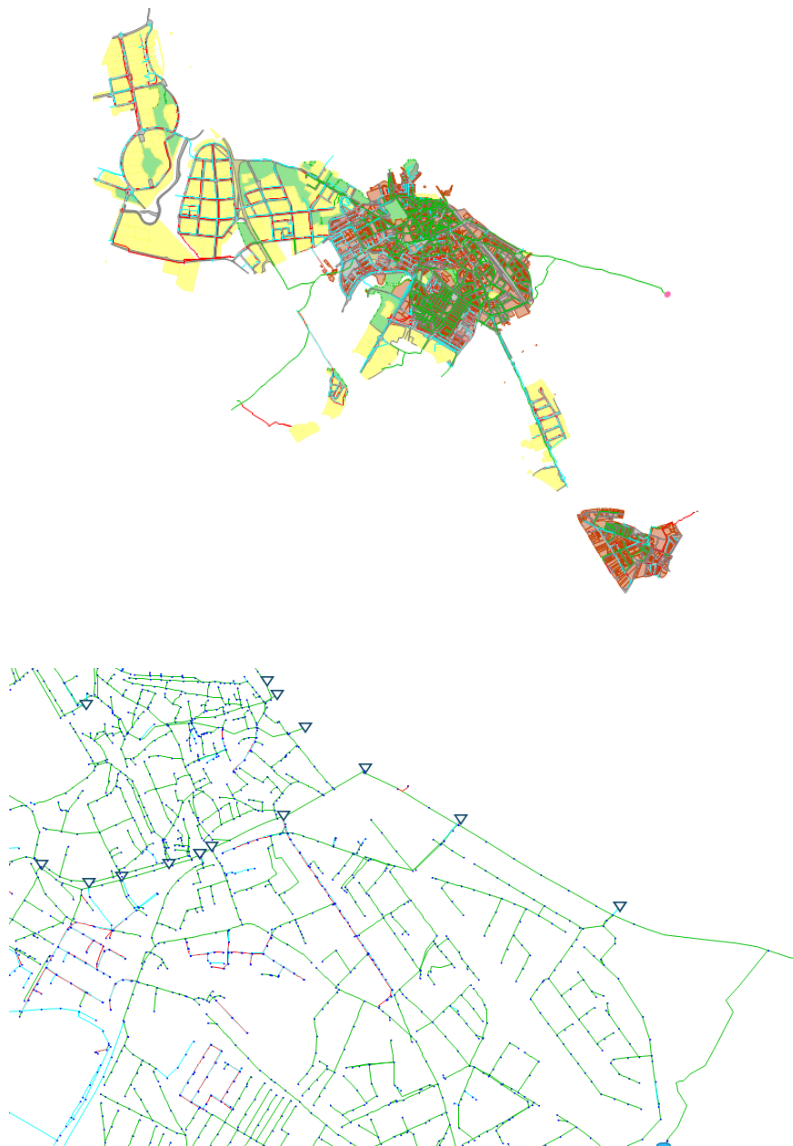


Figura 1 Red de saneamiento de Tudela facilitada por NILSA

Por otro lado, se ha contado con la información relativa a los diferentes alivios que existen en la red de saneamiento y que NO son vertidos directos a la red, sino que estos se producen cuando una determinada cota es alcanzada. Estos datos nos han sido facilitados en fichas que se adjuntan en el anejo nº 1

FICHA DE ALIVIADEROS							
Código	Descripción	Localidad	Ubicación	Estado	Accesibilidad	Pto. Vertido X	Pto. Vertido Y
72-04	TUDELA Príncipe de Viana	TUDELA	Red	Bueno	Carretera	615,566	4,657,658
Punto desbordamiento X	Punto desbordamiento Y	Alivia...	Trat. Previo	Medio receptor	Alivia a...	Ruta fotos	
615,787	4,657,300	Tormenta y/o atasco	NO	Rio Queiles	Colector de pluviales	O:\Nuevo OM\19 ALIVIOS\ALIVIOS\ALIVIO SUROESTE, JAIRO\ALIVIO TUDELA\ALIVIO TUDELA CIUDAD\72-04 TUDELA PRÍNCIPE DE VIANA\Fotos Tudela, Príncipe de Viana	
Equipos existentes							
	Código	LIFE	Fecha Instalación	Otros (denominación Web Sofnet, Analógico y/o digital, estado de la señal...)			
Data logger	41911063-49	220					
Radar	45284623						
CSV							
Otros:							
Características del pozo							
Situado en calle Príncipe de Viana cruce con Avenida Zaragoza. Hay varias arquetas, se trata de la que está más hacia arriba. Tapa que se quita totalmente. Pozo en medio de la calle. Entre 1 y 2 m de profundidad. Tubería de residuales en media caña, a menor cota que la de pluviales. Una elevación separa pluviales de residuales. La Junta de aguas revisan lunes y jueves para detectar alivios.							
Observaciones en cuanto a prevención de riesgos							
Cortar tráfico. Trabajo nocturno. Coordinación con Junta de aguas. Espacio confinado, caída a distinto nivel, medidor de gases. Tapa pendiente de cambio.							
Instalaciones existentes o propuesta de monitorización de alivios y medidas de prevención de impactos al medio							
Datalogger y radar (en pared hacia la subida de la calle), lo mas protegidos posible que no obstaculice trabajos de limpieza. Programar alertas para la Junta de Aguas							

Figura 2 Fichas de los aliviaderos que se encuentran recogidas en el anexo nº 1

En estas fichas se describe cada uno de los aliviaderos que se encuentran incluidos en el modelo realizado. Los datos incluidos en las fichas son los siguientes:

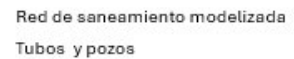
Foto del alivio y detalles.

Código, descripción, localidad, ubicación, estado, accesibilidad, coordenadas, así datos asociados a los diferentes equipos que se han instalado en dicho punto, además de una descripción general del punto de alivio.



Figura 3 Localización de los puntos de vertido recogidos en el anexo nº 1

La red de saneamiento se encuentra en formato GIS dispuesta en diferentes tablas georeferenciadas y estas son las siguientes:



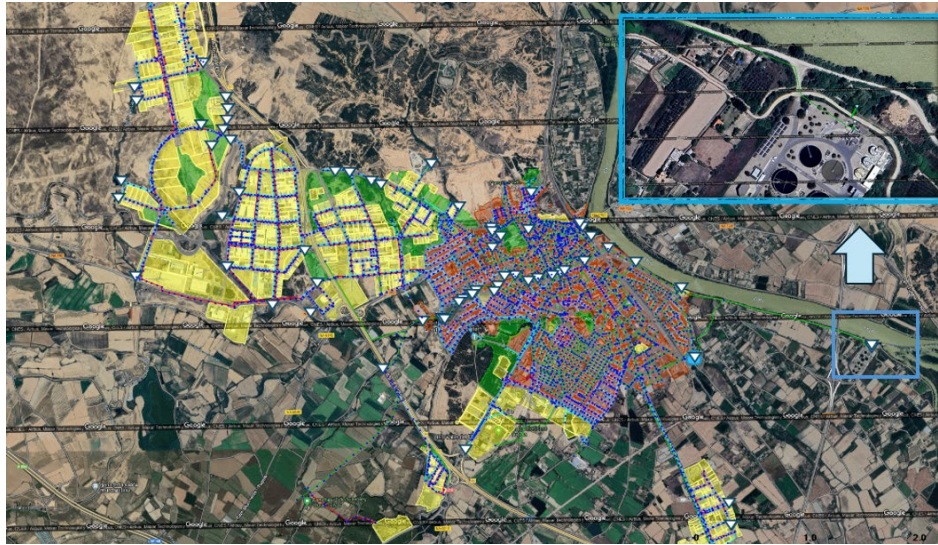


Figura 5 Localización de la depuradora de aguas unitarias de Tudela.



Figura 6 Definición de un punto de vertido.

1.1.1 COLECTORES

La red total de Tudela consta de 5.071 tramos de tuberías de diámetros comprendidos entre los 100 mm y los 1800 mm, siendo su geometría de sección mayoritariamente circular salvo algunas secciones rectangulares. Estas secciones son muy grandes y tienen 1.80 metros de altura y 2.50 metros de anchura. La longitud total de la red es de 181000 metros aproximadamente y el volumen total aproximado de la misma es de 37850 m³.

1.1.2 POZOS

El número de pozos de registro es de 5084 pozos de registro. Se ha adoptado un valor de 1.20 metro de diámetro para los pozos incluidos en el modelo. No existen estructuras que deban tenerse en cuenta en el modelo matemático y se han definido 2 estructuras que por su tamaño tienen importancia ya que cuentan con volumen de retención. Estas son el tanque de tormentas de Tudela y el bombeo de Fontellas

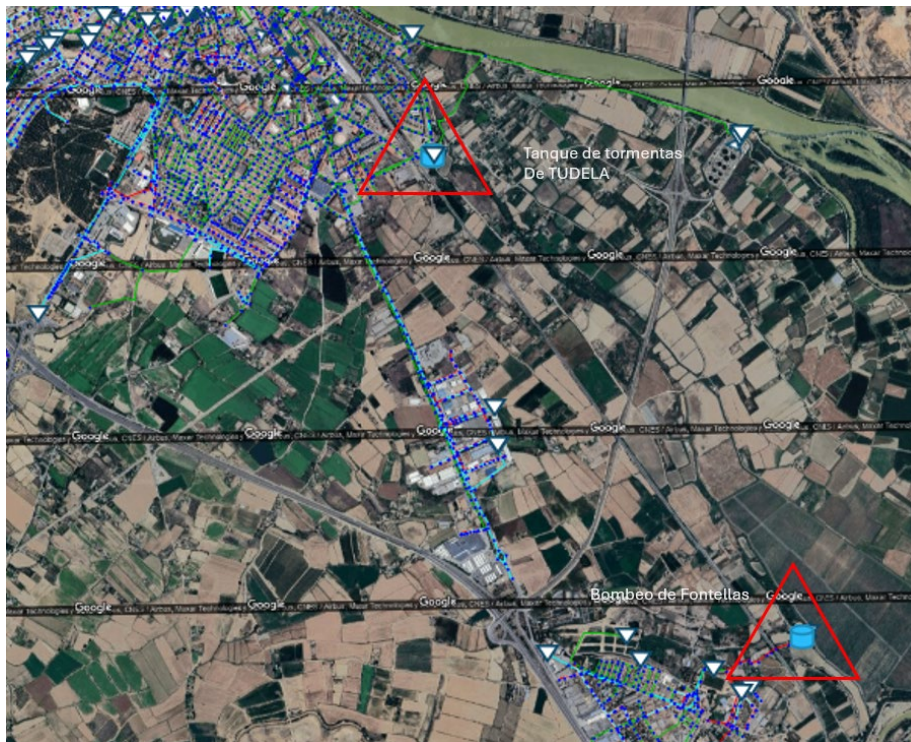
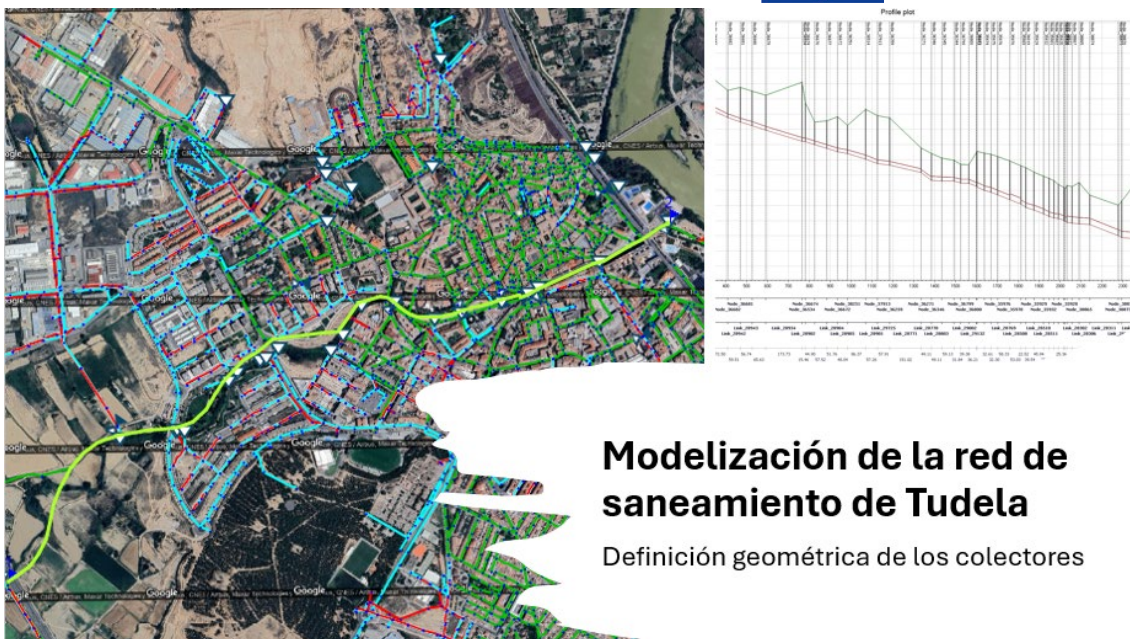


Figura 3 Situación de los elementos de retención



El tanque de tormentas de Tudela tiene un volumen de 4000 m³ con una tubería de entrada de 1600 mm y una salida controlada a la red en tiempo seco de 120 l/seg. En el caso de que se alcanzara la cota de alivio se produciría un vertido del tanque a la red de saneamiento de pluviales.



Figura 4 Foto del Tanque de tormentas de Tudela

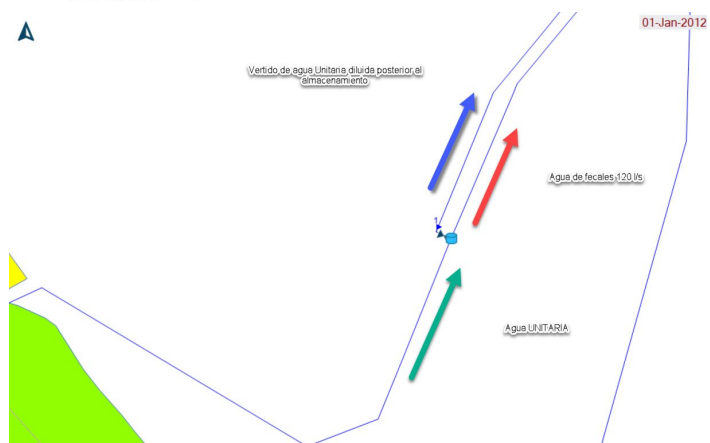


Figura 5 Esquema del tanque de tormentas de Tudela

1.2 MODELO HIDROLÓGICO

El modelo hidrológico se fundamenta en la definición y caracterización de las cuencas vertientes y en el método de escorrentía empleado. La información utilizada ha sido la cartografía disponible de la zona, mapas de la red y datos del catastro y las visitas que se han efectuado a la zona de estudio.

1.2.1 DEFINICIÓN DE CUENCAS

Se ha modelizado el sistema de drenaje de la cuenca para estudiar su comportamiento hidrodinámico y aplicarlo al diagnóstico de la situación actual del sistema y la propuesta de soluciones de mejora desde un enfoque sostenible medioambientalmente.

La metodología seguida en el proceso de confección del modelo hidrodinámico ha consistido en primer lugar en el establecimiento del modelo hidrológico con la división del área en estudio en subcuencas vertientes asociadas a la red de colectores a partir del planeamiento urbanístico. Dependiendo del uso del suelo asignaremos a cada una de las cuencas unas determinadas características y subdividiremos las áreas de forma que sean un reflejo de la realidad de la cuenca general.



Figura 6 Superficies discretizadas

El modelo hidrológico de la red se ha creado a partir de la definición del sistema de colectores, las diferentes cuencas vertientes discretizadas con sus correspondientes características hidrológicas que serán las siguientes:

- Factor de forma de la cuenca
- Coeficiente de escorrentía
- Tiempo de concentración
- Infiltración
- Punto de vertido.

Además, este modelo recibe los aportes de aguas residuales de las subcuencas que se han obtenido de los inventarios urbanísticos a partir de la población total, número de viviendas etc. Esta información está disponible en formato SHP. Incorporamos estos valores de caudal en los elementos que llamamos LOAD-POINT donde se asigna el valor de la demanda en tiempo seco en m³/día.

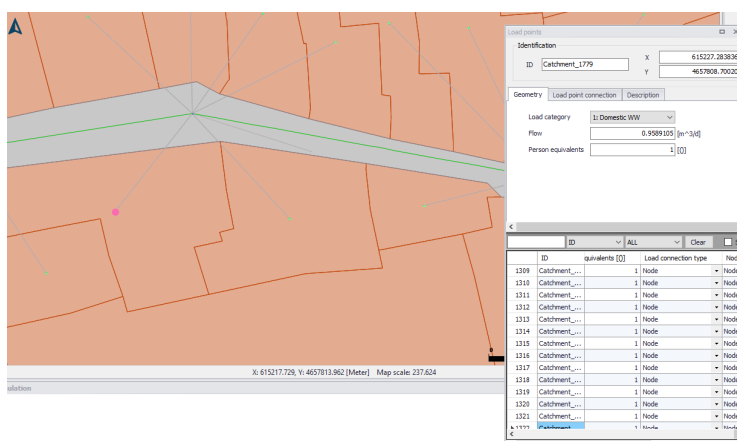


Figura 7 Asignación de las cargas fecales a la red de saneamiento.

La unión de ambos modelos, hidrológico e hidráulico, da lugar al **modelo hidrodinámico** del sistema de drenaje de la zona. Sobre este modelo se han realizado las simulaciones hidrodinámicas, para diagnosticar el estado actual del sistema y proponer medidas con las que resolver los problemas existentes.

1.2.2 MÉTODO DEL CÁLCULO DE LA ESCORRENTÍA

MIKE + incluye una serie de métodos para la descripción de la hidrología urbana [6]. En este estudio se ha empleado una rutina de lluvia-escorrentía basada en el método tiempo-área, que por otra parte es el de mayor aplicación.

Este modelo calcula la precipitación efectiva deduciendo de la precipitación total las pérdidas producidas por los siguientes procesos hidrológicos:

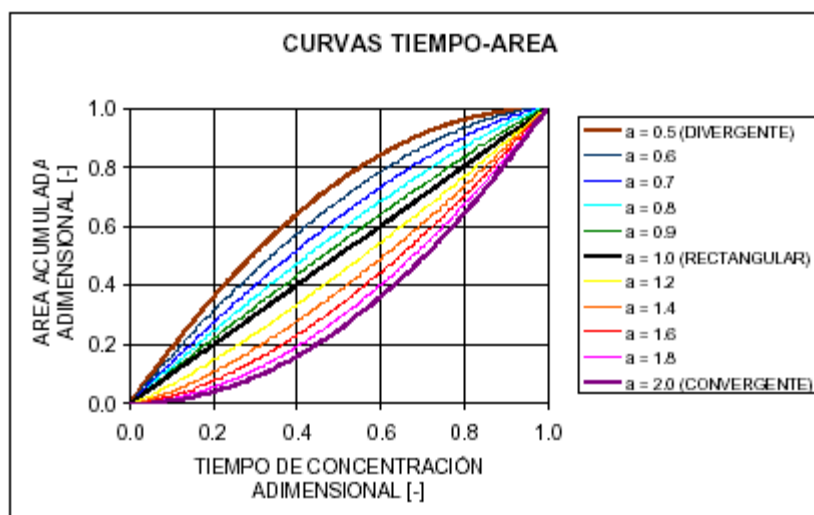
- Perdida inicial: se define como la altura de la precipitación (m) requerida para iniciar la escorrentía superficial. Es una pérdida única, que incluye el humedecimiento de la superficie del suelo al inicio de la precipitación y el llenado de las depresiones de la cuenca.
- Reducción hidrológica: factor de reducción de la escorrentía, que tiene en cuenta las pérdidas causadas por, por ejemplo, evapo-transpiración, impermeabilidad imperfecta, etc. en el área considerada como contribuyente.
- Curva Tiempo-Área: tiene en cuenta la forma de la cuenca, determina la elección de la curva T/A disponible a utilizar en los cálculos. Se puede elegir por el usuario la forma de la curva T/A que permita una mejor descripción de las cuencas. Hay tres tipos de curva T/A predefinidos:
 - Cuenca rectangular
 - Cuenca divergente
 - Cuenca convergente
- Coeficiente Tiempo/Área: Las curvas “entre medias” se especifican dando un coeficiente tiempo área según la fórmula propuesta por Nittaya Wangwongwiroj.

$$y = 1 - (1-x)^{1/a} \quad \text{para } 0 < a < 1$$

$$y = x^a \quad \text{para } a > 1$$

siendo y el área adimensional acumulada; x el tiempo de concentración adimensional y a el coeficiente de curva tiempo área.

A continuación, se muestra un gráfico de las curvas.



- Tiempo de concentración: define el tiempo (minutos) requerido para que fluya el agua desde la parte más distante de la cuenca hasta el punto de desagüe.

El proceso de escorrentía continua está discretizado en tiempo por el intervalo de tiempo de cálculo Δt . La adopción de la velocidad constante

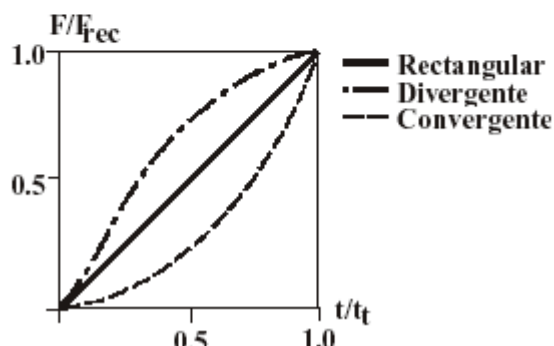
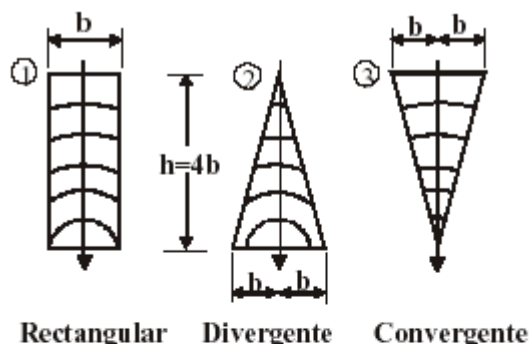
de escorrentía implica la discretización espacial de la superficie de la cuenca a un número de celdas en forma de círculos concéntricos con un punto central en el punto de desagüe. El número de celdas es igual a:

$$n = \frac{t_c}{\Delta t}$$

donde t_c es el tiempo de concentración y Δt el intervalo de tiempo de simulación.

Mike + calcula el área de cada celda basándose en la curva tiempo-área especificada. El área total de todas las celdas es igual al área impermeable especificada.

Una curva tiempo-área caracteriza la forma de la cuenca, relacionando el tiempo de flujo, es decir, distancia concéntrica desde el punto de desagüe y la correspondiente subárea de la cuenca. En MOUSE se dispone de tres curvas tiempo/área predefinidas. Las curvas de forma irregular se pueden describir de manera más precisa utilizando las curvas T/A especificadas por el usuario.



Las tres curvas T/A predefinidas en Mike +.

La escorrentía comienza después de que la altura de lluvia ha superado la pérdida inicial especificada para la cuenca. La escorrentía cesa cuando la altura de lluvia acumulada en toda la superficie de la cuenca disminuye por debajo de la pérdida inicial especificada para la cuenca.

En cada intervalo de tiempo después del inicio de la escorrentía el volumen acumulado de una celda en concreto se mueve en dirección aguas abajo. Así el volumen real en la celda se calcula como un balance de continuidad entre el aporte de caudal procedente de la celda situada aguas arriba, la lluvia (multiplicada por el área de la celda) y la salida hacia la celda situada aguas abajo. La salida procedente de la celda situada más aguas abajo es realmente el hidrograma de escorrentía superficial resultante.

Para tener en cuenta la reducción hidrológica especificada, la escorrentía procedente de la superficie impermeable se reduce mediante el factor de reducción hidrológico de las cuencas.

Los parámetros hidrológicos para el cálculo de la lluvia efectiva se asignan para las diferentes subcuencas o grupos de subcuencas, en función del tipo de suelo, condiciones de humedad, etc. En presente proyecto se han asignado globalmente los mismos parámetros para todas las subcuencas del modelo. Con dichos valores generales, las pérdidas hidrológicas varían para cada subcuenca según su correspondiente proporción de superficie impermeable/permeable.

En el modelo se ha partido de los valores por defecto según la bibliografía especializada para los diferentes parámetros hidrológicos. Posteriormente, de disponer datos para la calibración del modelo se confirmarían dichos parámetros por considerarse aceptable el grado de ajuste alcanzado con los mismos.

1.3 MODELO HIDRODINAMICO

1.3.1 DATOS ORIGINALES DEL MODELO

1.3.1.1 Colectores y pozos

Tal y como se explica en apartados anteriores, la red de saneamiento de Tudela tiene un total de 5.071 tramos de tuberías de diámetros comprendidos entre los 100 mm y los 1800 mm, siendo su geometría de sección mayoritariamente circular salvo algunas secciones rectangulares. Estas secciones son muy grandes y tienen 1.80 metros de altura y 2.50 metros de anchura. La longitud total de la red es de 181000 metros aproximadamente y el volumen total aproximado de la misma es de 37850 m³.

Por otra parte, se contemplan 5084 pozos de registro. Se han definido 2 estructuras que por su tamaño tienen importancia ya que cuentan con volumen de retención. Estas son el tanque de tormentas de Tudela y el bombeo de Fotellas

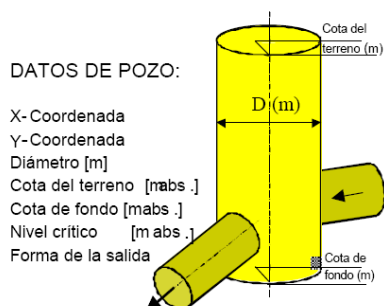


Figura 8 Esquema de un pozo de registro.

1.3.2 SIMPLIFICACIÓN DEL MODELO

No se ha realizado ninguna simplificación del modelo y se han tenido en cuenta todos los datos que el cliente nos ha proporcionado. En cuanto a las redes de Cascante y Murchante, no se conocen exactamente las redes ni su tipología por lo que se ha tenido en cuenta el aporte de las mismas a la red de saneamiento general mediante la obtención de los caudales a partir de la disposición de unos caudalímetros a la salida de Cascante (Q_{Cascante}) y Murchante ($Q_{\text{Cascante}} + Q_{\text{Murchante}}$).

Los parámetros hidráulicos se definieron inicialmente como los parámetros por defecto de MIKE +, modificándose según los criterios de validación del modelo en función las correcciones necesarias para ajustar modelo general de Tudela

2. MODELO MATEMÁTICO DE LA RED DE SANEAMIENTO

2.1 SOFTWARE DE MODELIZACIÓN (MIKE + 2024)

El software aplicado para el estudio de modelización de la red de pluviales en la zona de estudio ha sido MIKE + en su última versión 2024, desarrollado por DHI Water & Environment (anteriormente Danish Hydraulic Institute). Para el cálculo hidrológico e hidráulico se ha empleado el módulo de cálculo dinámico que es un sistema profesional de modelización para la simulación de escorrentía superficial, flujos, calidad de agua y transporte de sedimentos en cuencas urbanas y sistemas de colectores. Puede aplicarse al análisis, diseño, gestión y operación de cualquier tipo de red con flujo en lámina libre y a presión.

En este estudio se ha empleado el módulo hidrodinámico para la simulación de los procesos de escorrentía superficial y flujo en tuberías y las facilidades de MIKE + en las tareas de delimitación y definición de cuencas.

El módulo hidrodinámico consta a su vez de dos modelos: el modelo de escorrentía superficial, Runoff Model (SR), y el modelo de flujo en tuberías, Pipe Flow Model (PF). Ambos módulos deberán ser alimentados con los datos que se han recopilado en el apartado anterior

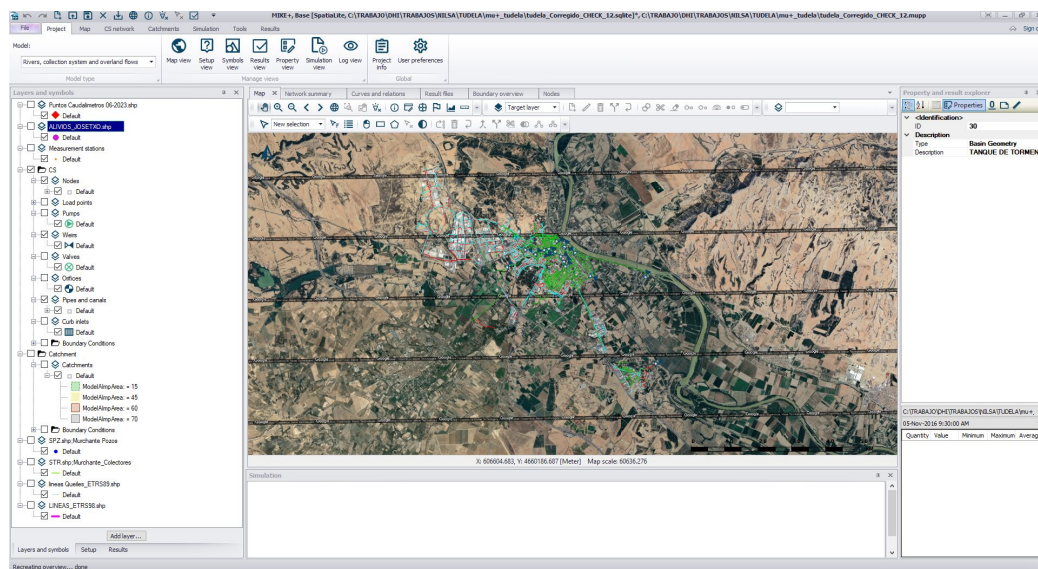


Figura 9 Plataforma de MIKE +

El modelo de escorrentía calcula los hidrogramas de entrada a la red de colectores. Existen diversas opciones para el cálculo de la lluvia efectiva y la circulación de la misma por la superficie de las cuencas, dependiendo del método de escorrentía elegido y del nivel de detalle alcanzado en la descripción de las cuencas.

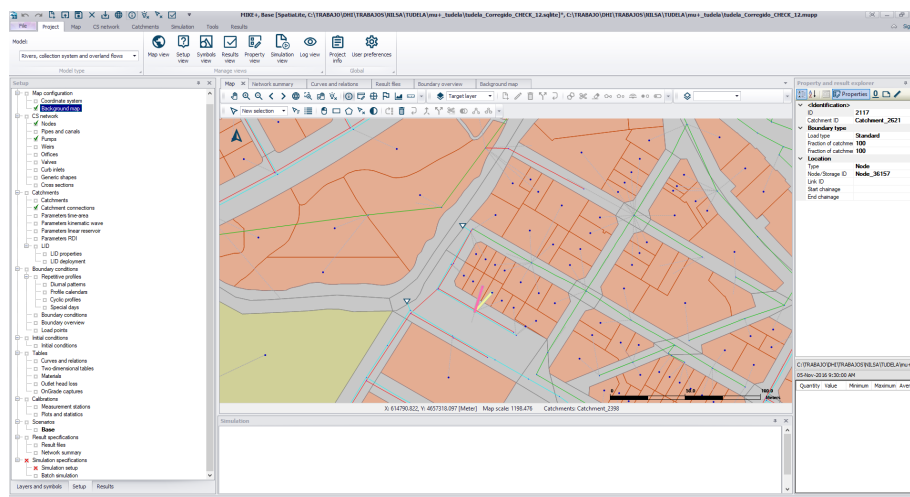


Figura 10 Cuencas vertientes y cargas fecales asignadas a nodos

El modelo de flujo dinámico en tuberías genera las cargas de aguas residuales del sistema y calcula los caudales circulantes en la red en régimen variable. Los cálculos se basan en una solución numérica implícita en diferencias finitas de las ecuaciones unidimensionales del flujo en lámina libre, ecuaciones de Saint Venant.

Las ecuaciones no lineales completas se resuelven para condiciones de contorno automáticas o especificadas por el usuario. El algoritmo implementado tiene un intervalo de tiempo variable y autoadaptable, y proporciona soluciones eficientes y ajustadas tanto en redes ramificadas como malladas.

El esquema de cálculo es aplicable a condiciones de flujo verticalmente homogéneo, y tanto las condiciones de flujo subcrítico como supercrítico son tratadas por medio del mismo esquema numérico adaptado a las condiciones locales del flujo. Fenómenos como efectos de remanso, sobrecargas en la red, reflujo de mareas, inversión de flujo, flujo a presión, etc. son simulados con precisión. Igualmente, es posible simular la operación de cualquier elemento de la red, como compuertas, depósitos de retención y regulación, bombas, etc.

En primer lugar, se ha realizado una modelización del sistema de drenaje de la cuenca para estudiar su comportamiento hidrodinámico y aplicarlo al diagnóstico de la realidad del sistema y de forma que pueda ser calibrado el modelo mediante la asignación de estas cuencas a las redes de saneamiento.

Posteriormente se ha confeccionado un modelo hidrodinámico, que ha consistido en primer lugar en el establecimiento del modelo hidrológico con la división del área en estudio en subcuencas vertientes asociadas al hidráulico compuesto por la red de colectores.

2.2 CUENCAS Y CARGAS FECALES

Se ha modelizado el sistema de drenaje de la cuenca para estudiar su comportamiento hidrodinámico y aplicarlo al diagnóstico de la situación actual del sistema y la propuesta de soluciones de mejora desde un enfoque sostenible medioambientalmente.

La metodología seguida en el proceso de confección del modelo hidrodinámico ha consistido en primer lugar en el establecimiento del modelo hidrológico con la división del área en estudio en subcuencas vertientes asociadas a la red de colectores.

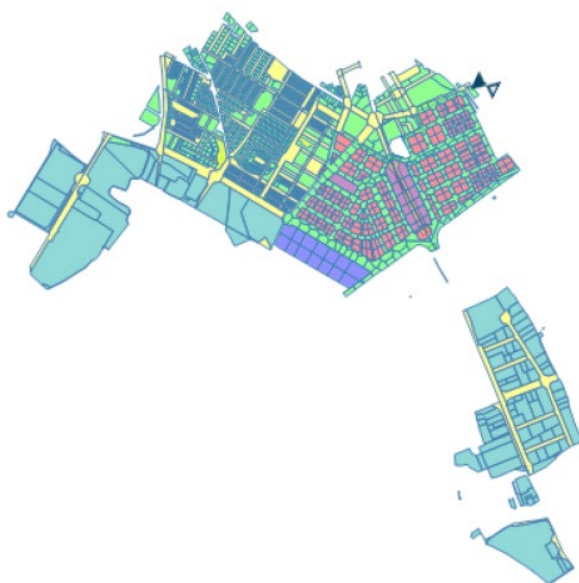


Figura 11 Modelos fusionados (Superficies)

El modelo hidráulico de la red se ha creado a partir de la definición del sistema de colectores. Este modelo recibe los aportes de aguas residuales de las subcuencas y los hidrogramas de escorrentía superficial generados por el modelo hidrológico.

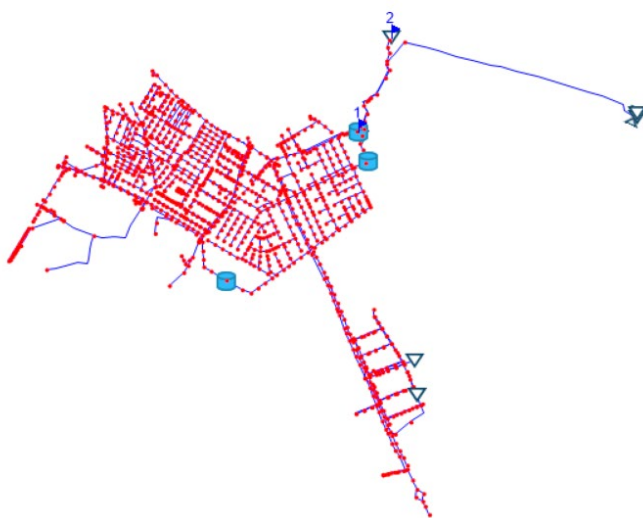


Figura 12 Modelo de red fusionado (redes)

La unión de ambos modelos, hidrológico e hidráulico, da lugar al **modelo hidrodinámico** del sistema de drenaje de la zona. Sobre este modelo se han realizado las simulaciones hidrodinámicas, para diagnosticar el estado actual del sistema y proponer medidas con las que resolver los problemas existentes.

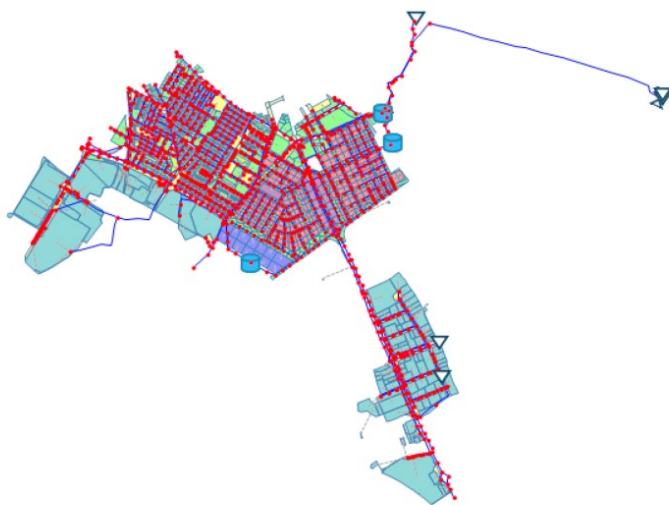


Figura 13 Modelo fusionado (redes y superficies)

2.3 LLUVIAS REALES Y SINTÉTICAS

Para realizar la modelización se han utilizado las lluvias correspondientes al periodo de retorno de 10 años de forma que se comprobará en que puntos pueden existir carencias de capacidad en la red de saneamiento ocasionadas por una surgencia de las aguas pluviales.

Además, se modelizarán las lluvias correspondientes al percentil 80 conforme a la Aplicación de la normativa Técnica básica para el control de los vertidos por desbordamientos del sistema de saneamiento, incluida en el artículo XI del RD 665/2023 de 18 de julio

2.3.1 LLUVIAS SINTÉTICAS

Inicialmente y para ver la idoneidad del modelo a partir del conocimiento que se tiene de la red, se opta por realizar unas pasadas al mismo correspondientes a 10 años de periodo de retorno.

Para la obtención de la precipitaciones máximas de 24 h para el periodo de retorno de 10 años recurriremos a la publicación del Ministerio de Fomento “Máximas lluvias diarias en la España peninsular” donde se propone un método de cálculo que a partir de unos coeficientes obtenidos en unos mapas que se incluyen en la publicación podremos obtener la P24 h

Para obtener la precipitación de este periodo de retorno para lluvias de menor duración, pero mayor intensidad recurriremos a estudios realizados donde se establece la siguiente correspondencia que se encuentran publicados en la página de IDENA y que son los mismos que los que se emplean para el cálculo de los SUDs

Valores de la intensidad de precipitación (mm/h)

Dur (h)	T=2	T=5	T=10	T=25	T=50	T=100
0.167	56	83	101	122	137	152
0.5	32	46	56	68	78	87
1	17	25	31	39	45	51
2	10	15	18	23	26	29
4	6	9	11	14	17	19
6	5	7	8	10	12	13
12	3	4	4	5	6	7
18	2	3	3	4	4	5
24	2	2	2	3	3	4

Figura 14 Valores de intensidad de lluvia y precipitación

A continuación, se adjuntan los hietogramas de intensidad para 10 años de periodo de retorno que se han utilizado

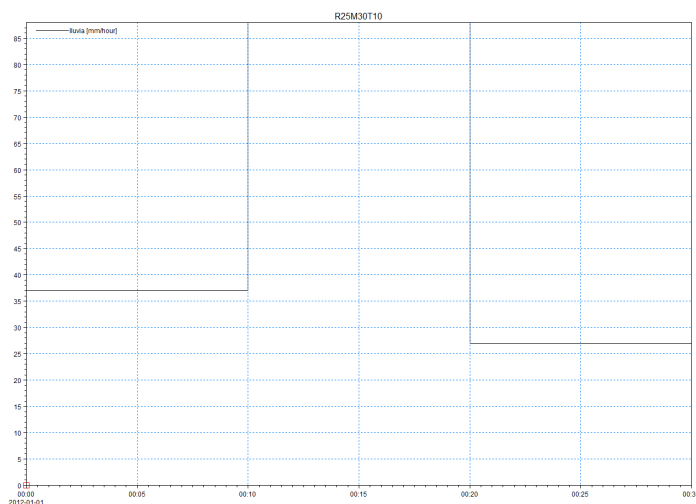


Figura 15 Lluvia sintética de 10 años de periodo de retorno y 30 ($P=28 \text{ mm}$)

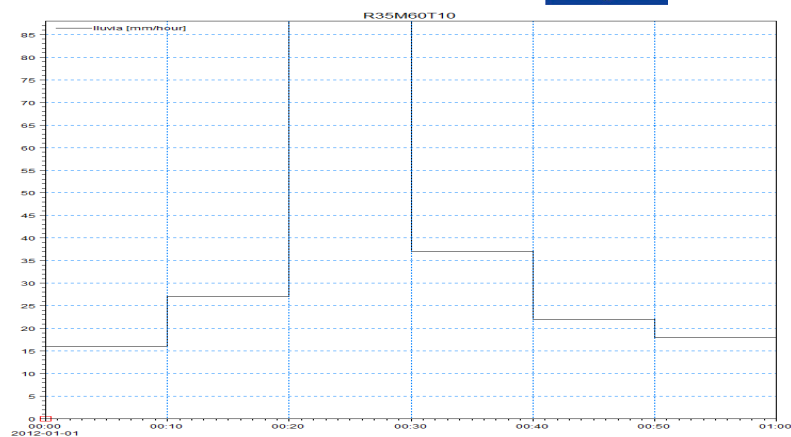


Figura 16 Lluvia sintética de 10 años de periodo de retorno y 60 ($P=31$ mm)

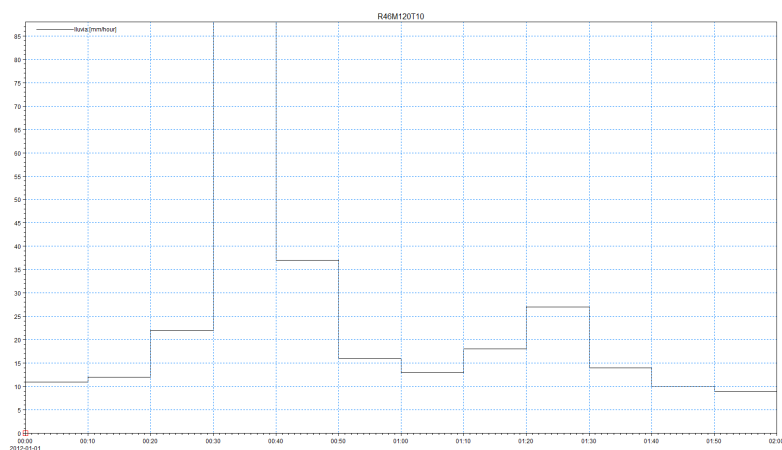


Figura 17 Lluvia sintética de 10 años de periodo de retorno y 120 ($P=36$ mm)

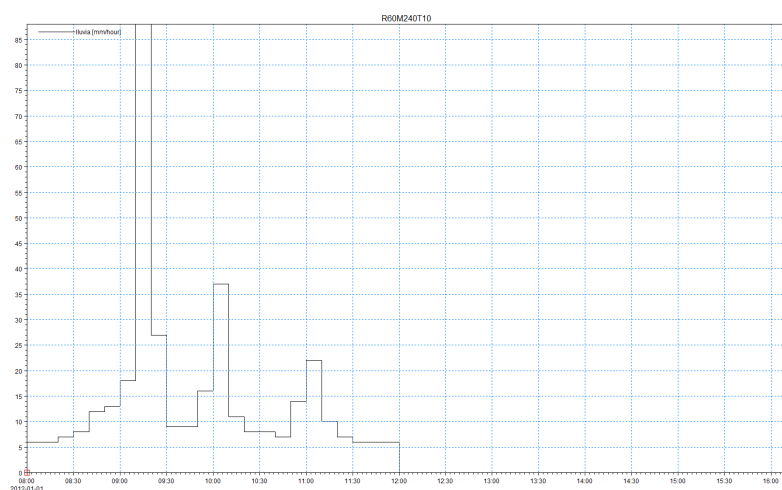


Figura 18 Lluvia sintética de 10 años de periodo de retorno y 240 ($P=44$ mm)

2.3.2 LLUVIAS REALES

Lo establecido en el RD 665/2023 de 18 de julio es lo siguiente:

Se establece como precipitación de cálculo indicativa para el análisis del rendimiento hidráulico del sistema de saneamiento la precipitación diaria en la serie de estudio no superada el 80% de los días en que la precipitación es superior a 1 mm ($P_{d,80\%}$), y se obtendrá a partir de los datos reales y estudios pluviométricos existentes con series diarias obtenidos de la Agencia Estatal de Meteorología (AEMET), de los Sistemas Automáticos de Información Hidrológica (SAIH) de los organismos de cuenca y de otras fuentes de datos de precipitaciones existentes.

Este valor de $P_{d,80\%}$ se obtendrá a partir de lluvias reales mediante el siguiente procedimiento:

a) En una primera fase se seleccionarán las estaciones pluviométricas o pluviómetros disponibles en el ámbito de estudio y el periodo de estudio, que deberá ser de, al menos, 10 años de duración. Posteriormente se establecerán, en el caso de que haya más de una estación pluviométrica disponible, las ponderaciones asociadas a cada estación para obtener la precipitación areal de cada cuenca objeto de estudio a través de los coeficientes de Thiessen u otras técnicas de interpolación.

b) Para cada estación seleccionada, en cada año se ordenarán los valores de la precipitación de los días con lluvias del periodo de estudio seleccionado de menor a mayor (eliminando aquellos días con precipitación inferior o igual a 1 mm) y determinando el valor de precipitación no superada el 80% de los días cada año y posteriormente se calculará la $P_{d,80\%}$ media de esta estación como la media de todos los años.

c) El valor de $P_{d,80\%}$ finalmente a emplear será el valor medio de todas las estaciones seleccionadas aplicando los coeficientes de Thiessen u otras técnicas de interpolación estadísticas asociadas a cada cuenca objeto de estudio, de forma que se asegure que el valor final de precipitación refleje un volumen representativo de la lluvia en el entorno del sistema de saneamiento.

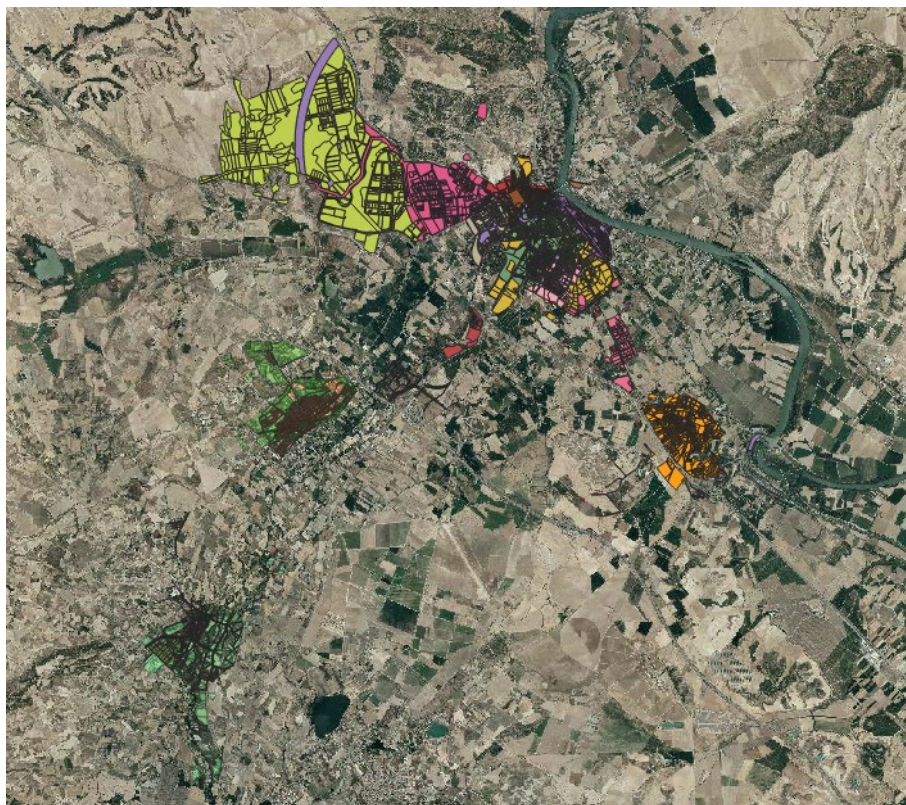
En nuestro caso elegimos los años desde 2014 a 2023 ambos incluidos (Periodo de 10 años). Eliminamos aquellas lluvias menores de 1 mm determinando el valor de precipitación no superada el 80 % de los días del año calculando el $P_{d,80\%}$ media de esta estación como la media de todos los años.

La precipitación elegida para el P correspondiente a la no superación del 80 por ciento de los días del año es de 9.19 mm y las precipitaciones elegidas corresponden a los siguientes 20 eventos que tienen unas precipitaciones variables entre 7.57 mm y 10.95 mm

Estas son las lluvias que analizaremos para calcular el rendimiento hidráulico conforme a la normativa relativa al RD 665/2023 de 18 de julio. Además, obtendremos el rendimiento hidráulico para una lluvia sintética de 10 años de periodo de retorno.

3. CALCULO DEL TIEMPO SECO Y TIEMPO DE LLUVIA

Para la realización del cálculo en tiempo seco se ha partido de la información catastral existente en el Ayuntamiento de Tudela y que se encuentra disponible en la página oficial de IDENA (GEOPORTAL de Tudela)





A cada una de las diferentes áreas, se le puede asignar una población equivalente en función de la población total del municipio ya que no disponemos de la población por portales. Se ha calculado el punto medio o centroide de cada una de las diferentes superficies y se le ha asignado una población equivalente.

La población a distribuir es la siguiente.

Tudela = 37.800 hab.

Cascante = 4.300 hab.

Murchante = 3.850 hab.

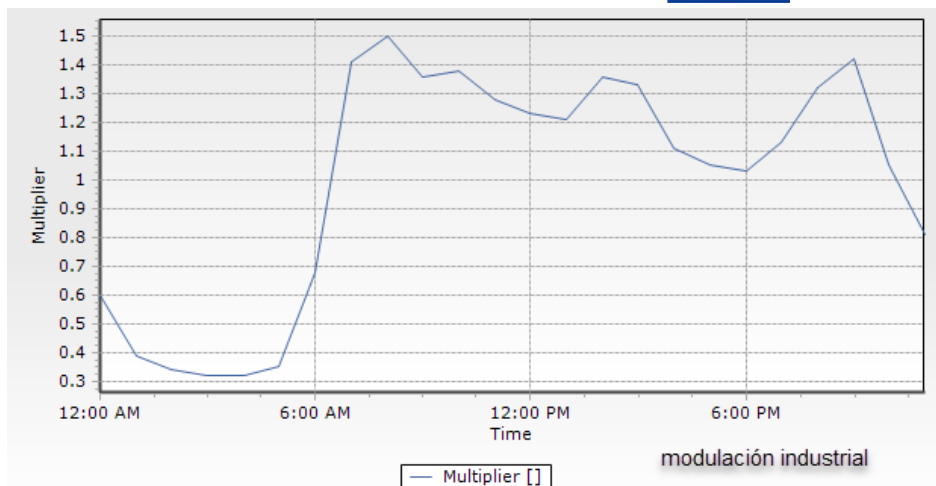
Fontellas se incorpora mediante un bombeo directo al interceptor a la entrada de la depuradora. El caudal bombeado en Fontellas es de 22 m³/día. Fontellas tiene una población de 1005 hab



A partir de la población y una dotación de 250 l/(h día) se ha modificando esta para obtener la curva calibrada en tiempo seco en la depuradora. La dotación diaria es repartida a partir de una curvas que modulan el reparto a lo largo del día.

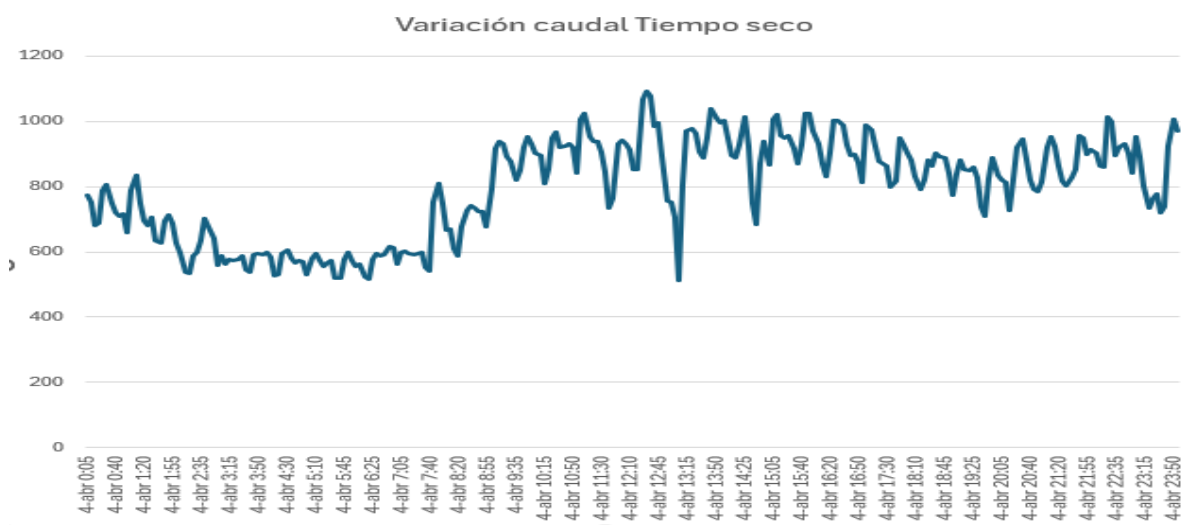
Se parte de una curva modulada que se asemeje a la que realmente llega a la depuradora en tiempo seco.

Por otra parte el caudal Industrial se ha obtenido a partir de los registros que han sido facilitados por Nilsa en el caso de la ciudad agroalimentaria con un valor de unos 5 litros por segundo total de media a lo largo de los existentes facilitados. Para aquellas zonas en las que no disponíamos de dato el valor asignado es de 0.15 l/(seg. ha.). Este valor no se ha variado en la calibración y la curva de variación de la dotación a lo largo del día es la siguiente.

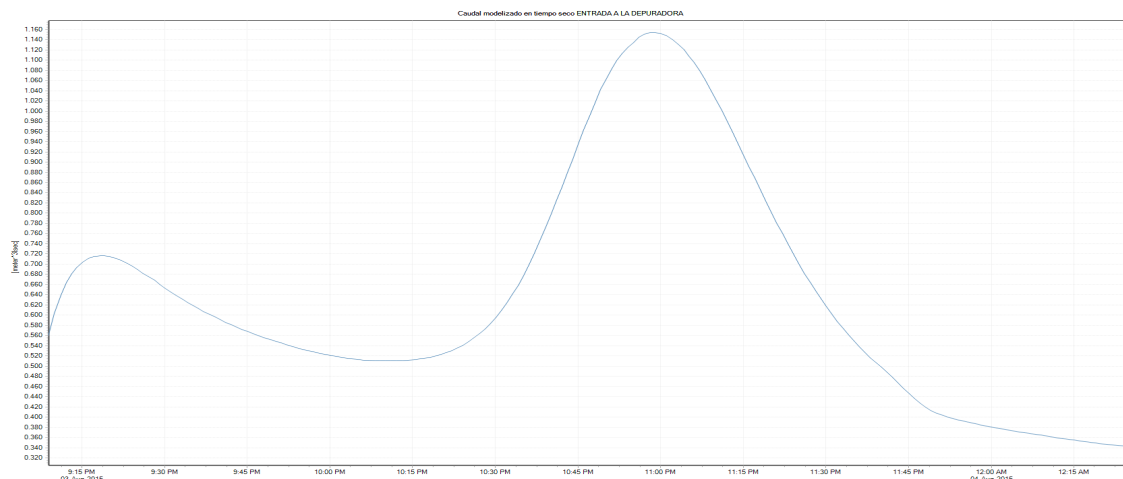


El caudal aportado por el bombeo de Fontellas directamente a la depuradora es de unos 7 l/s. No es muy grande pero lo tenemos en cuenta para el cálculo.

Finalmente, con todos los datos facilitados por NILSA somos capaces de encajar una curva cuyos máximos, mínimos y variación diaria se asemejen a los datos reales obtenidos en un día tipo en la depuradora.



Caudal real medido en la entrada a la depuradora



Caudal modelizado en la entrada a la depuradora

En ambos casos obtenemos valores mínimos de unos 600 l/s mientras que los valores máximos son del orden de 1.150 l/s

Con respecto al tiempo de lluvia asignamos 7058 superficies en función del grado de permeabilidad del terreno a los diferentes nodos del sistema, de manera que cada una de las diferentes unidades de superficie tienen un tiempo de concentración o tiempo en el que el agua tarda en llegar a la red, un coeficiente de escorrentía que será mayor cuanto más impermeable sea el terreno que aporta el agua y un coeficiente de forma que hará que el aporte de agua en el tiempo de una superficie con una determinada geometría, tenga una descarga totalmente diferente a otra con características geométricas diferentes.

En la figura siguiente se muestra el hidrograma único, originado por una superficie de pluviales que vierte en la red de colectores.

Identification

ID: Catchment_4454 X: 615324.165958709 [m] Y: 4657247.42573114 [m]

Insert Delete

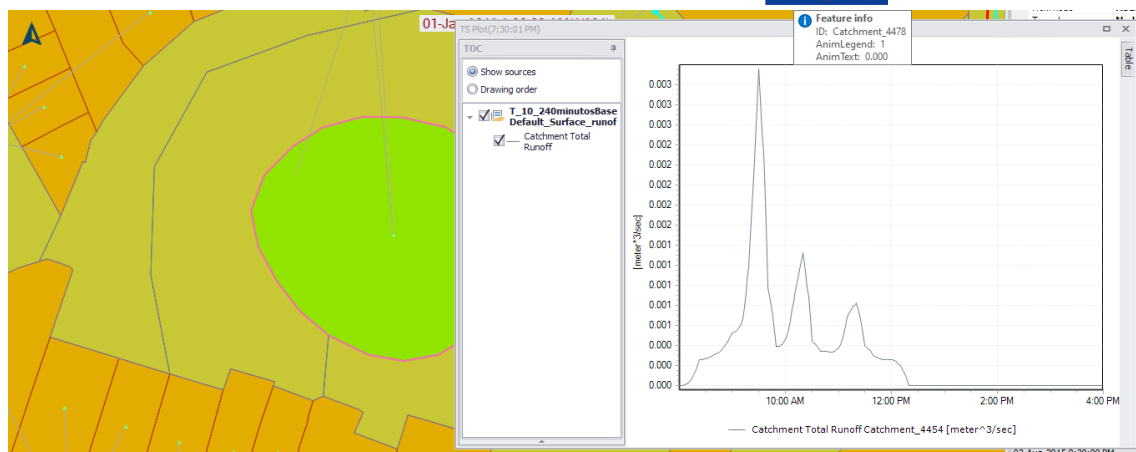
General Catchment connections overview Time-Area Kinematic wave Linear reservoir C1 Linear reservoir C2 UHM RDI Description

Imperviousness: 15 [%]

Use parameter set TOC4-TACurve3 Edit

Time of concentration: 20 [min]
Reduction factor: 0.8
Init loss: 0.3 [mm]
Time-Area curve: TACurve3

	ID	ALL	Clear	☐ Show selected	☐ Show data errors	3257/7058 rows, 0 selected				
	ID	X coordinate [m]	Y coordinate [m]	Catchment area [ha]	Geom area [ha]	Person Equivalents [0]	Hydrological model	ModelA impervious area [%]	ModelA use local	ModelA use local
3248	Catchment_...	615913.696512941	4657001.55784355	0.1553983	0.155398308048...		Time-Area (A)	60	Use parameter set	TOC3-T
3249	Catchment_...	615361.887442527	4657444.33443008	0.1553809	0.155380869702...		Time-Area (A)	60	Use parameter set	TOC2-T
3250	Catchment_...	615645.428071955	4657447.35605053	0.1474475	0.147447514999...		Time-Area (A)	60	Use parameter set	TOC4-T
3251	Catchment_...	615355.463591555	4657373.09294097	0.1448662	0.144866191348...		Time-Area (A)	60	Use parameter set	TOC3-T
3252	Catchment_...	615968.614512755	4656845.09366825	0.1351665	0.13516650014853		Time-Area (A)	60	Use parameter set	TOC3-T
3253	Catchment_...	615818.545198798	4657211.48330865	0.1346108	0.134610789399...		Time-Area (A)	60	Use parameter set	TOC3-T
3254	Catchment_...	615832.420011879	4656985.28780241	0.1343811	0.134381063400...		Time-Area (A)	60	Use parameter set	TOC4-T
3255	Catchment_...	615277.686658604	4657390.12687481	0.1323386	0.132338639846...		Time-Area (A)	60	Use parameter set	TOC3-T
3256	Catchment_...	615962.847029999	4656715.9683515	0.1297543	0.129754262700...		Time-Area (A)	60	Use parameter set	TOC3-T
▶ 3257	Catchment_...	615324.165958709	4657247.42573114	0.1290072	0.129007211546...		Time-Area (A)	15	Use parameter set	TOC4-T



Todos estos aportes generados por las pequeñas cuencas para una determinada precipitación originarán un aporte puntual por subcuenca que irá incrementando el hidrograma que corre por los colectores y que en este tendrá un proceso de laminación que amortiguará el caudal punta al realizar un cálculo diferencial en el que tenemos en cuenta el volumen de los colectores y de las distintas estructuras como el tanque de tormentas.

Posteriormente y realizamos un ajuste o calibración del modelo. Un modelo de estas características necesita para su calibración datos en continuo no solamente de todos los puntos de vertido, sino también de los colectores importantes. Independientemente de esto NILSA ha puesto caudalímetros en diferentes puntos de la red donde en el periodo de medición se han podido medir en algunos puntos lluvias puntuales. Con el valor de estos caudales se ha realizado una calibración mediante la variación de los coeficientes de escorrentía de las cuencas vertientes.

NILSA obtuvo datos realizando medición en los siguientes puntos



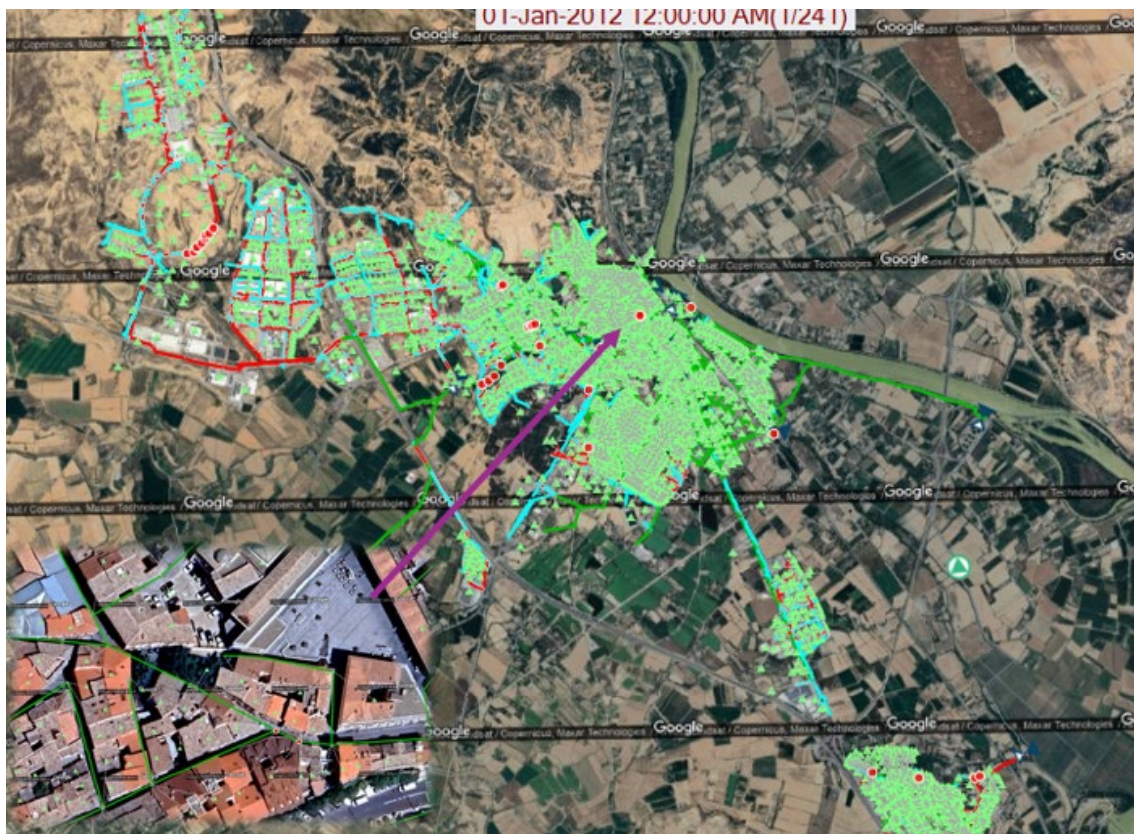
Por otra parte, hay que destacar la complejidad de la red de Tudela. Existen dos importantes regatas que cruzan el núcleo urbano que son el Queiles y Mediavilla. El Queiles es punto de vertido de colectores unitarios que a partir de un determinado nivel de agua en el colector vierten al Queiles con una limitación. En la salida del río Queiles y para impedir la entrada de agua a la red de colectores cuando el Ebro crece.



El comportamiento de estos elementos se ha tenido en cuenta para la valoración del estado actual e impedir inundaciones en Tudela.

3. DIAGNOSTICO DE LA RED

Desde un punto de vista de capacidad de la red de saneamiento podemos decir que la red presenta suficiencia hidráulica para periodos de retorno de 2 años de periodo de retorno, tal y como podemos ver en la figura siguiente. Existen algunos puntos que donde se puede ver la surgencia del agua proveniente de la propia red de saneamiento debido a la capacidad hidráulica de la red de saneamiento.



Los puntos de inundación no aumentan demasiado para 10 años de periodo de retorno. Hay que destacar que parte de la problemática del sistema es su incapacidad de desagüe debido las condiciones de contorno que se imponen en las salidas debidas a los niveles en el EBRO, Queiles y Mediavilla.

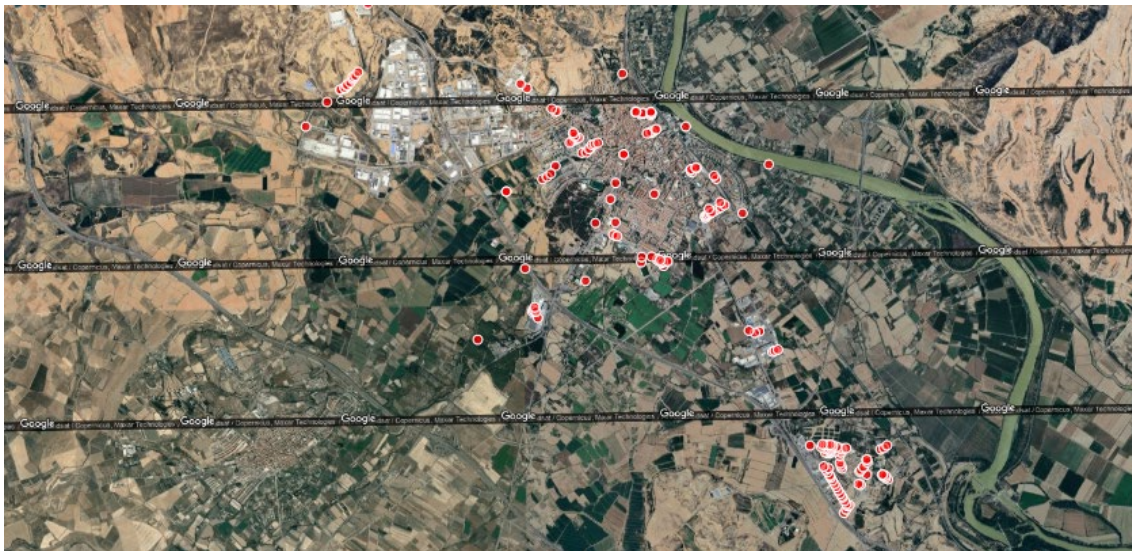
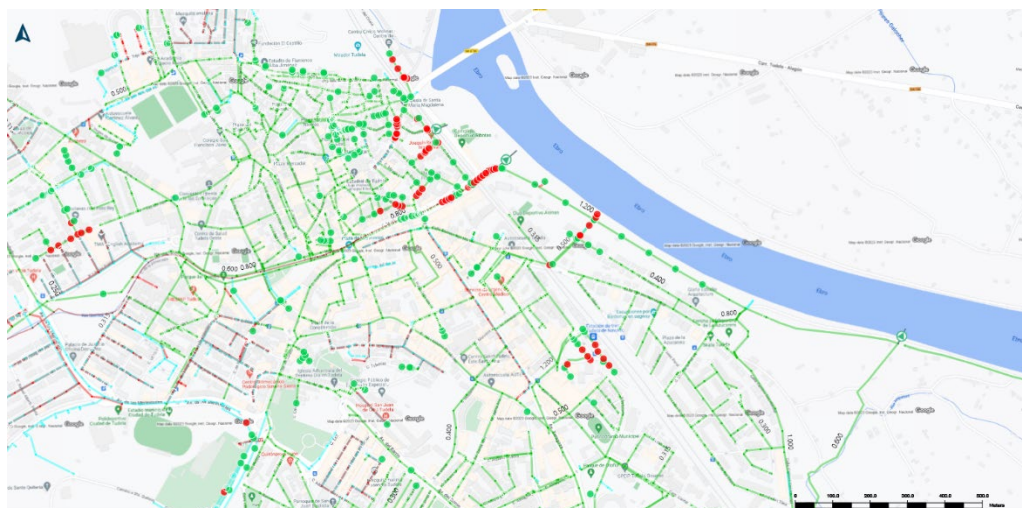


Figura 18 Puntos donde el agua aflora desde la red de saneamiento a la superficie debido a una lluvia de periodo de retorno 10 años y 4 horas de duración.

Cuando el nivel en el río Ebro es elevado estas condiciones imponen restricciones de capacidad en la red de saneamiento. Para evitar inundaciones se cierran unas compuertas que impiden la entrada de agua al río Queiles y esto es afortunado para la mayor parte de las ocasiones, pero si este cierre coincide con una precipitación fuerte estas condiciones de contorno no permitirán salir el agua y la red pierde notable capacidad. Esto ha sido estudiado por DHI y documentado en el estudio de alternativas de bombeo y desvío de caudales del Queiles y Barranco Mediavilla a su paso por Tudela en situaciones de Avenida.

Como hemos indicado anteriormente y para 10 años de periodo de retorno la red presenta algunas zonas que se indican donde tenemos inundabilidad clara indicadas en las redes existentes ocasionadas por el cierre de las compuertas y falta de volumen de retención en la propia red o falta de capacidad de la red de drenaje. Estos puntos se indican en la figura siguiente.



Puntos indicando riesgo de inundaciones

Añadiendo el modelo bidimensional al modelo de redes, localizamos las siguientes manchas de inundación.

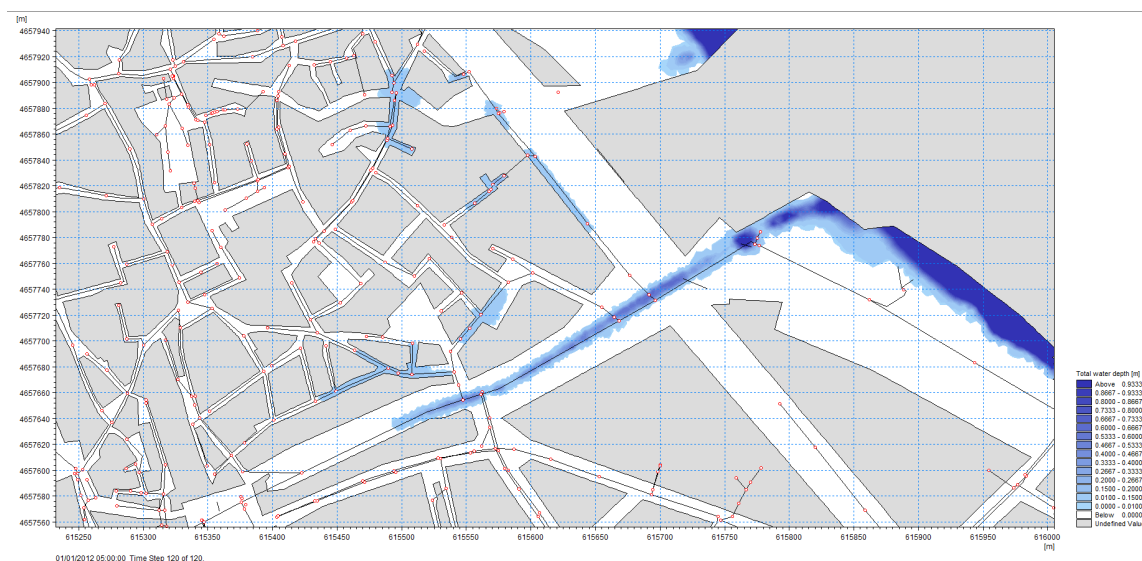


Figura 5-1: Manchas de inundaciones simulado con el modelo bidimensional

Con este escenario es necesario contemplar la salida de agua del sistema mediante la eliminación de agua pluvial proveniente de zonas rurales y que saturan el volumen de la red de saneamiento con agua procedente del Queiles y Mediavilla

Las soluciones estudiadas son el desvío, bombeo o acumulación de los caudales siguientes:

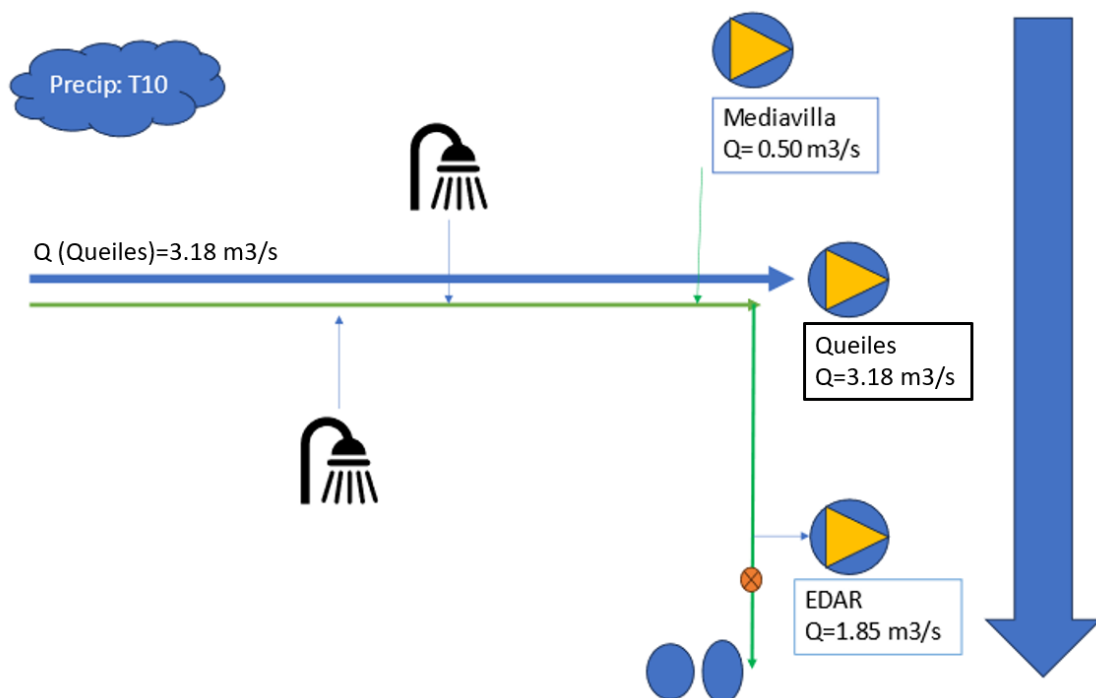


Figura 5 3: Esquema de caudales

Es decir... Habría que desviar (bombear al Ebro o cualquier otra solución) el caudal de $3.18 \text{ m}^3/\text{s}$ del río Queiles conforme a los caudales obtenidos en el (apartado 3.2.4). Esto supone un volumen de 45.500 m^3 . Será necesario por tanto eliminar es-te volumen derivando al canal de Lodosa un caudal de $3.18 \text{ m}^3/\text{s}$ o ser capaz de embalsar el hidrograma generado por la cuenca rural del río Queiles de 45.500 m^3 .

Consideraremos que el embalse de Val es capaz de retener todas las avenidas conforme a las conversaciones mantenidas con los técnicos de la CHE por lo que mejorar la regulación del embalse no parece una solución viable.

Por otra parte, será necesario quitar agua de la zona del barranco de Mediavilla ya que este caudal queda retenido y produce inundabilidad en la zona. El caudal es de 0.5 m^3 por segundo tal y como se puede apreciar en la gráfica siguiente. La red no tiene en este caso mucho volumen hasta alcanzar la cota de inundabilidad y el volumen generado por este hidrograma es de 1308.5 m^3

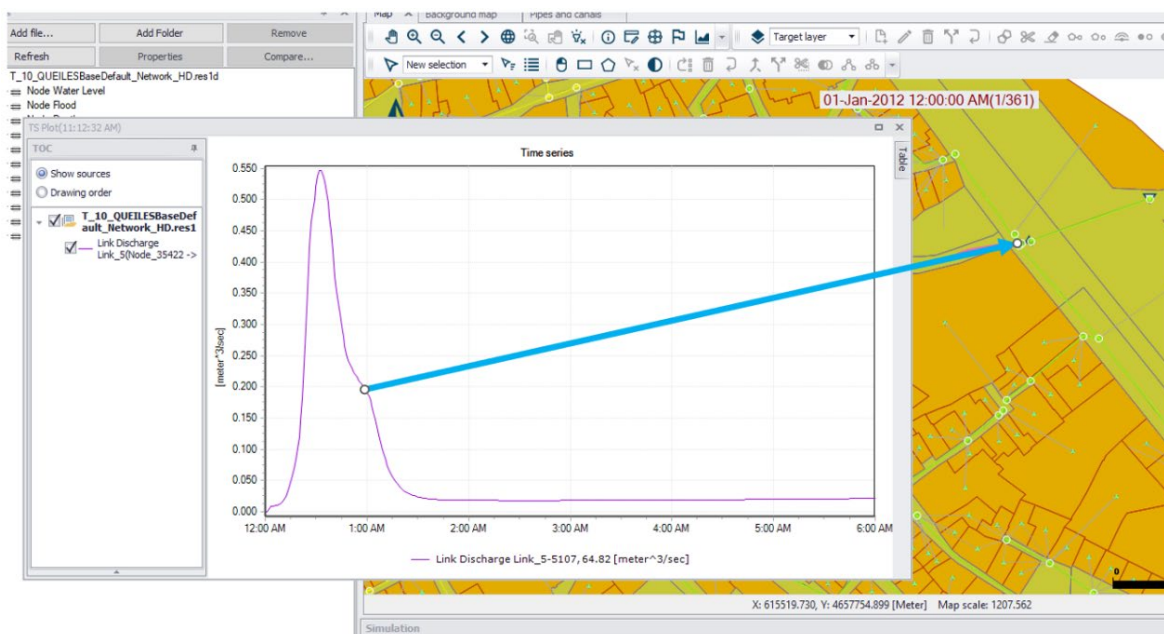


Figura 5 4: volumen a derivar - Mediavilla

Por otra parte en el punto indicado en la figura adjunta deberíamos derivar un volumen de 6.400 m^3 o un caudal de 1.85 m^3/s .

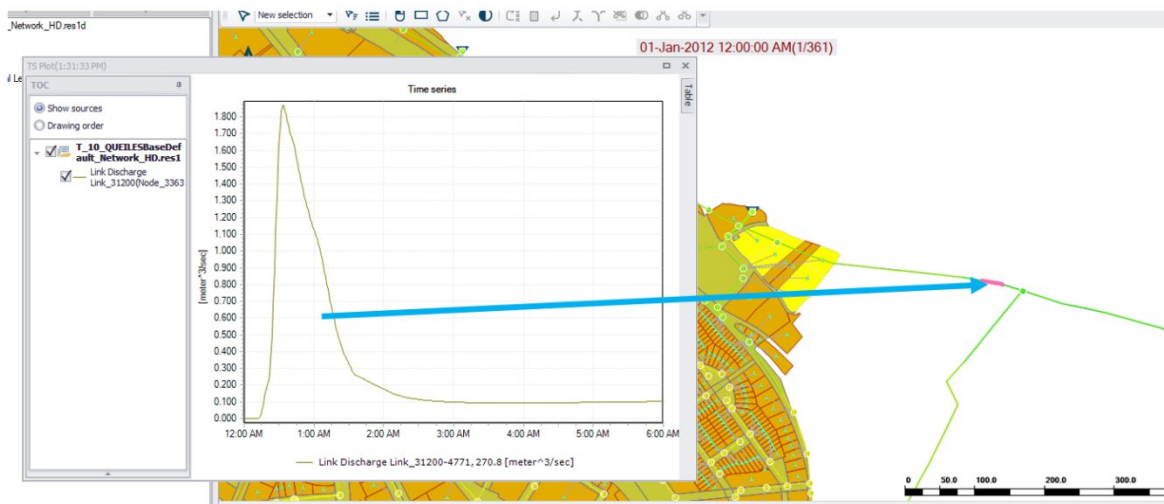


Figura 5 5: volumen a derivar – río Queiles

Con este nuevo escenario realizamos otra nueva modelización y obtenemos el siguiente mapa de inundabilidad.

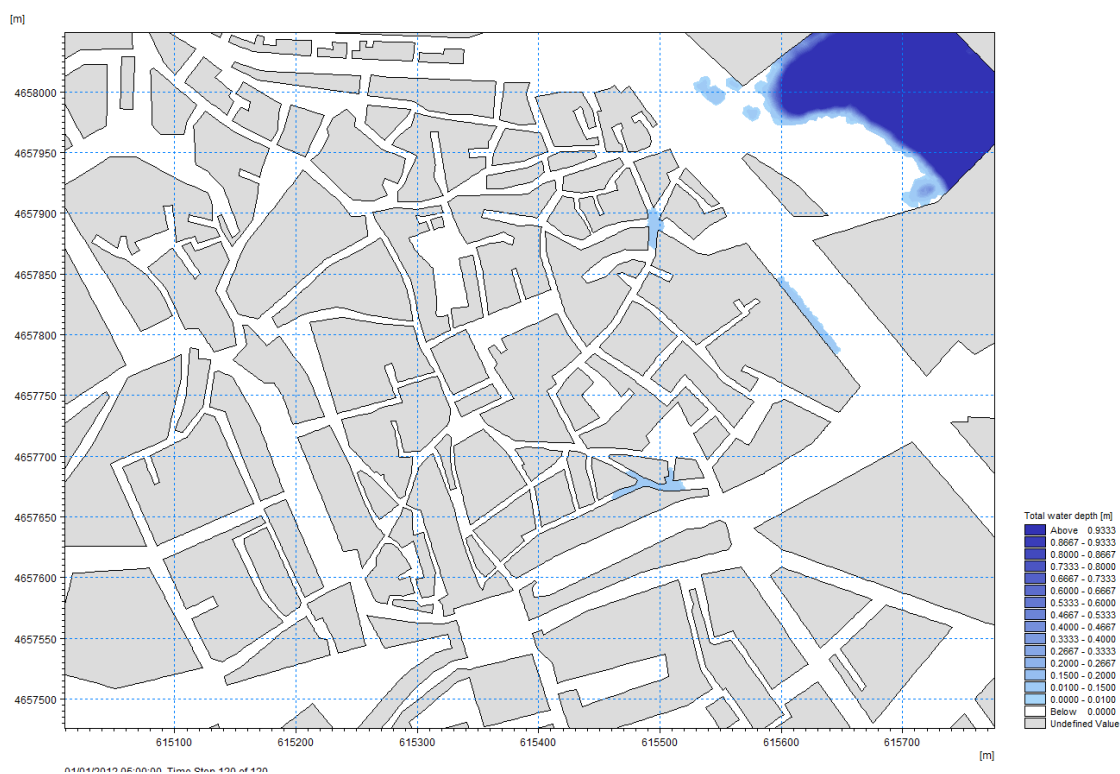


Figura 5 6: Mapa de inundabilidad del escenario

Los principales problemas de inundabilidad de Tudela hoy en día provienen de la gestión en el comportamiento de las compuertas en función de los niveles en el río Ebro para proteger la inundabilidad de las diferentes zonas dando lugar a su vez al impedimento de la salida a las aguas generadas internamente.

4. CALCULO DEL RENDIMIENTO DE LA RED DE SANEAMIENTO

4.1 NORMATIVA DE VERTIDOS Y LLUVIAS ELEGIDAS

La normativa de aplicación es la recogida en el RD 665/2023 de 18 de julio.

Lluvias seleccionadas en Tudela

FECHA	mm	nº EVENTO
24-05-2014	8.77	85
20-06-2014	9.36	99
03-08-2015	7.57	288
26-04-2015	9.15	255
26-02-2016	9.92	390
05-11-2016	8.45	490
27-01-2017	8.45	536
22-09-2017	8.88	599
10-03-2018	8.08	678
11-01-2018	8.88	641
16-04-2019	8.57	823
20-09-2019	8.85	863
18-01-2020	9.03	944
21-01-2020	8.05	947
22-02-2021	10.05	1125
24-09-2021	8.76	1191
12-03-2022	10.95	1261
13-12-2022	7.73	1367
16-01-2023	8.75	1383
18-06-2023	9.1	1419

Figura 18 Lluvias elegidas para el cálculo del rendimiento de la red de saneamiento

Este apartado lo dividiremos en dos partes. En primer lugar la descripción de la normativa que recientemente ha sido publicada el 19 de julio de 2023 y que fue redactada por los miembros del AEAS en su comisión de saneamiento y por otra parte la obtención a través del modelo del rendimiento para cada una de las lluvias elegidas conforme con la normativa.

En primer lugar tenemos que determinar el V vertido por las redes pluviales al medio receptor.

Por otro lado calcularemos el volumen de agua vertido por las redes de saneamiento unitarias tanto en aliviaderos como por desbordamientos de la red de saneamiento.

Consideraremos para cada uno de los eventos el volumen tratado por la planta.

Habiendo obtenido el volumen en tiempo seco gerado por el evento en cuestión y el volumen bruto en tiempo de lluvia que ha sido generado por la lluvia aplicaremos la siguiente fórmula.

$$RH = ((V_{\text{seco}} + V_{\text{lluvia}}) - (V_v \text{ red pluvial} + V_v \text{ red unitaria})) / (V_{\text{seco}} + V_{\text{lluvia}})$$

Es decir es el volumen total generado en el sistema – los vertidos producidos salvo los depurados todo ello dividido entre el volumen total generado por el sistema

Con el objeto de aclarar el procedimiento, ponemos un pequeño ejemplo y para la lluvia de 24-05-2014 tenemos los siguientes datos.

En este caso tenemos una P total de 8.77 mm que es la que utilizaremos para calcular el volumen que en este caso se precipita sobre nuestra superficie total. Esto da lugar a un volumen de 73.900 m³ que añadido al Volumen en tiempo seco que se genera debido a la carga fecal durante este periodo 5400 da lugar a un volumen total “arrojado” sobre esta área de trabajo de 79.300 m³. Este dato es relativamente fácil de obtener para cada uno de los eventos. Destacar que el volumen de agua fecal generado es exactamente el generado para el tiempo en el que el evento ocurre y no para todo el día o días.

Por tanto:

$$\begin{aligned} V \text{ Pluvial} &= 73900,00 \text{ m}^3 \\ V \text{ Fecal} &= 5.400,00 \text{ m}^3 \\ \mathbf{V \text{ total}} &= \mathbf{79.300,00 \text{ m}^3} \end{aligned}$$

Por otra parte, tenemos que medir el volumen vertido por las redes de pluviales y fecales para el evento del 24/05/2014. En este caso, la suma del Volumen vertido por la red de aguas pluviales ha sido de 15.500,00 m³ mientras que el volumen vertido por la red unitaria en los diferentes aliviaderos existentes en la red es de 5.050,00 m³. El volumen aliviado total es de 20.550,00 m³.

$$\mathbf{V A \text{ total} = 20.550,00 \text{ m}^3}$$

Además, el volumen de agua residual que ha sido depurada por la EDAR es de 10.800,00 m³

Según la nueva normativa el rendimiento es $(V_{\text{total}} - V_{A\text{total}}) / V_{\text{total}}$

$$\mathbf{Rendimiento = (79.300 - 20.550) / 79.300 = 0.74 \rightarrow 74\%}$$

Para calcular el rendimiento de la instalación deberemos de hacer una media de los diferentes rendimientos obtenidos para las lluvias elegidas que en nuestro caso son 20 eventos. Estos tienen características similares ya que todos ellos tienen una precipitación muy similar

4.2 OBTENCIÓN DEL RENDIMIENTO

El rendimiento como hemos comentado depende de los Volúmenes de agua que entran en el sistema y de aquellos que son vertidos al medio receptor, tanto de origen fecal como de origen pluvial.

En nuestro sistema contamos con 61 puntos de vertido de tipo pluvial, 18 vertidos de origen unitario (aliviaderos en la red de saneamiento) y otro punto adicional que para calcular el rendimiento no se tiene en cuenta que es el agua tratada que en nuestro caso es la entrada a la depuradora.

Estos puntos son los siguientes.

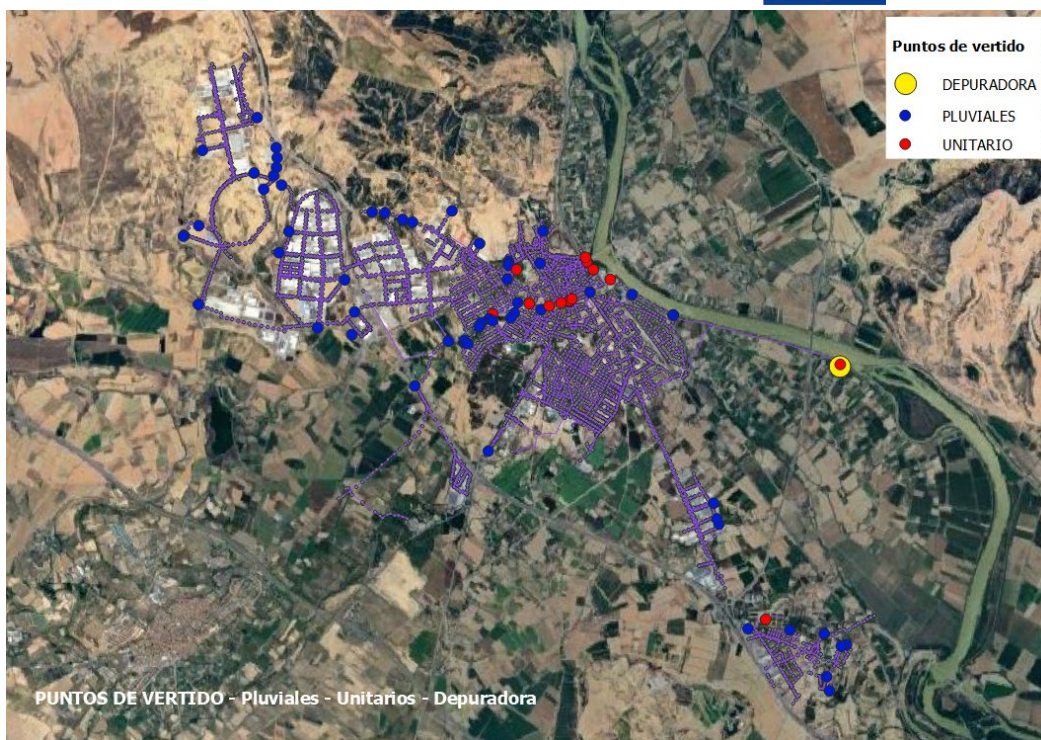


Figura 18 Puntos de vertido de la red de saneamiento de la red de TUDELA

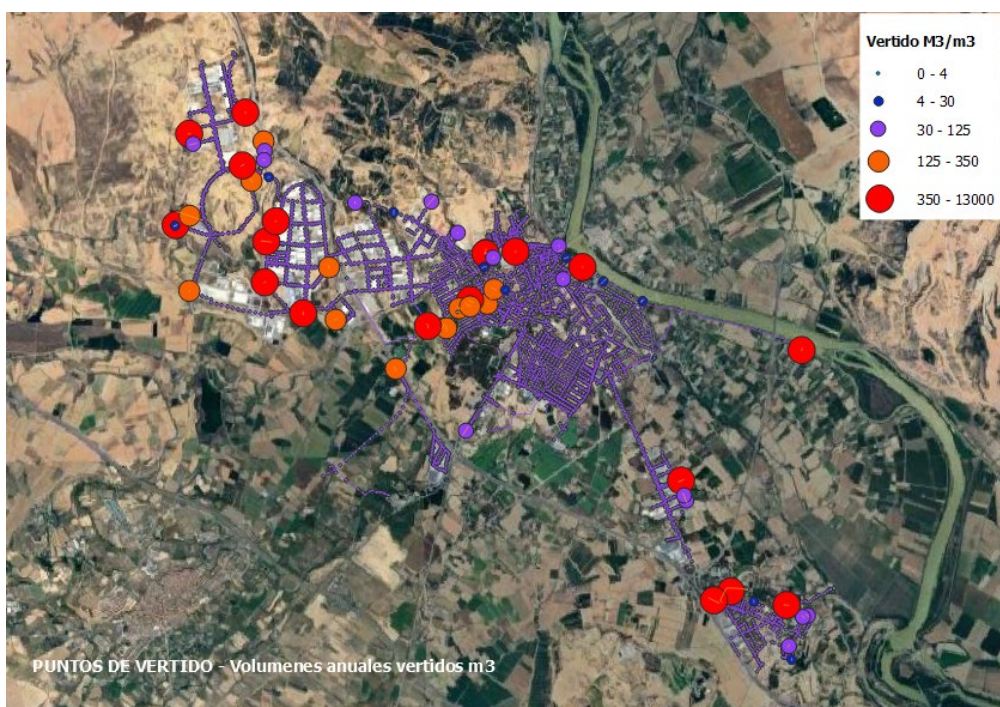


Figura 19 M3 vertidos en los diferentes outlet catalogados por cantidad.

En la página siguiente adjuntamos los resultados de las 20 modelizaciones realizadas para obtener finalmente con el procedimiento descrito el rendimiento hidráulico de la red de saneamiento de Tudela

Por otra parte, ha sido requerido por parte de NILSA la obtención adicional del rendimiento para un periodo de retorno de 10 años

En el caso de las lluvias elegidas el rendimiento medio de la red es de 74.81 %, mientras que para 10 años de periodo de retorno es de 64 %. Estos rendimientos son lógicos ya que el rendimiento aumenta en cuanto la precipitación disminuye.

CALCULO DEL RENDIMIENTO HIDRÁULICO DE LA RED DE SANEAMIENTO DE TUDELA

EVENTO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
PRECIPITACION	8.77	9.36	7.57	9.15	9.92	8.45	8.45	8.88	8.08	8.88	8.57	8.85	9.03	8.05	10.05	8.76	10.95	7.73	8.75	9.10
PLUVIALES	15,452.78	16,790.62	11,745.52	16,493.25	18,149.92	15,115.72	14,309.50	15,432.44	14,570.11	15,871.93	12,883.67	15,958.88	16,352.54	14,145.53	18,303.92	8,491.74	11,623.87	14,032.07	16,102.56	15,866.46
UNITARIO	5,067.27	5,573.53	3,689.24	5,853.65	4,834.35	4,750.72	4,443.84	4,958.92	4,652.02	5,083.58	3,681.44	5,176.20	4,204.08	4,479.89	5,366.60	2,807.43	3,896.68	4,174.00	4,502.48	5,204.15
DEPURADO	10,806.30	11,153.00	9,204.07	8,319.38	18,397.60	12,597.40	12,919.10	9,292.18	11,880.00	10,889.20	15,753.70	10,900.40	21,347.60	11,054.70	17,372.70	5,402.63	5,908.35	15,617.30	22,829.00	9,417.42
Grand Total	31,326.35	33,517.16	24,638.83	30,666.28	41,381.86	32,463.85	31,672.44	29,683.53	31,102.13	31,844.71	32,318.81	32,035.47	41,904.23	29,680.12	41,043.22	16,701.79	21,428.91	33,823.36	43,434.05	30,488.03
V TIEMPO SECO	5,391.28	5,326.32	4,692.46	3,673.61	9,312.70	6,608.76	6,779.71	3,892.93	6,245.67	5,339.76	8,989.28	5,247.80	11,945.33	5,748.76	9,286.25	2,632.04	2,295.05	9,350.48	14,435.66	3,977.11
V LLUVIA	73,917.90	79,939.50	56,507.50	78,979.50	85,655.70	71,954.30	68,332.60	73,961.50	69,641.60	75,750.50	61,743.70	78,361.40	77,059.60	67,634.40	86,833.90	41,715.20	56,463.80	66,587.20	75,488.70	75,968.70
V TOTAL	79,309.18	85,265.82	61,199.96	82,653.11	94,968.40	78,563.06	75,112.31	77,854.43	75,887.27	81,090.26	70,732.98	81,609.20	89,004.93	73,383.16	96,120.15	44,347.24	58,758.85	75,937.68	89,924.36	79,945.81
V ALIVIADO	20,520.05	22,364.16	15,434.76	22,346.90	22,984.26	19,866.45	18,753.34	20,391.35	19,222.13	20,955.51	16,565.11	21,135.07	20,556.63	18,625.42	23,670.52	11,299.16	15,520.56	18,206.06	20,605.05	21,070.61
RENDIMIENTO	74.13%	73.77%	74.78%	72.96%	75.80%	74.71%	75.03%	73.81%	74.67%	74.16%	76.58%	74.10%	76.90%	74.62%	75.37%	74.52%	73.59%	76.02%	77.09%	73.64%

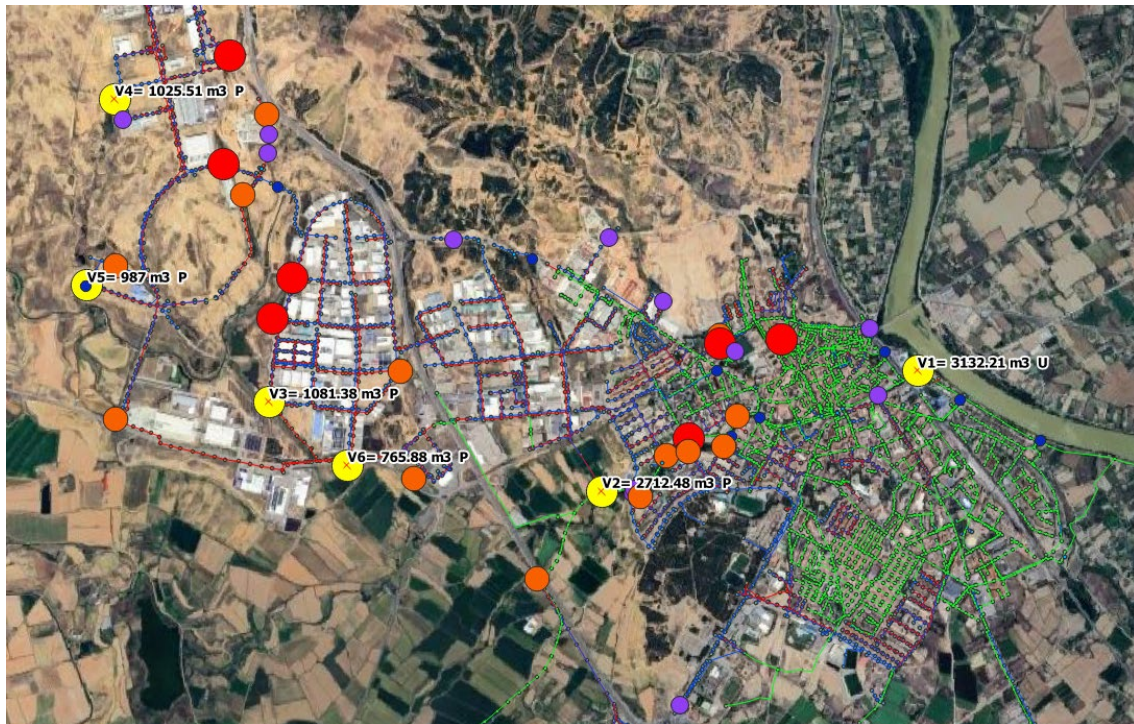
RENDIMIENTO MEDIO ANUAL	74.81%
RENDIMIENTO TOTAL	74.86%

SINTÉTICA 10 AÑOS	T10
vertidos PLUVIALES	114,492.90
vertidos UNITARIO	74,967.28
volumen DEPURADO	27,244.40
Grand Total	216,704.58
V TIEMPO SECO	6,817.69
V LLUVIA	525,075.80
V TOTAL	531,893.49
V ALIVIADO	189,460.18
RENDIMIENTO	64%

Los puntos de vertido que tenemos en la red de saneamiento de Tudela podemos clasificarlos por su importancia. En la siguiente tabla mostramos los treinta y cinco más importantes vertidos de los 78 existentes o al menos contabilizados en el estudio. Son los siguientes:

VERTIDO	VOLUMEN	RENDIMIENTO	
DEPURADORA	12,553.10	75%	CONTROLADO
Link_367	3,132.21	79%	
Link_31522	2,712.48	82%	
Link_112	1,081.38	84%	
Link_144	1,025.51	85%	
Link_30291	987.00	86%	
Link_26849	765.88	87%	
Link_26402	731.23	88%	
Link_31294	626.44	89%	
Link_30706	602.49	90%	
Link_30530	558.88	91%	
Link_26380	545.51	91%	
Link_31263	457.44	92%	
Link_27356	409.24	92%	
Link_30413	395.63	93%	
Link_28738	381.71	93%	
Link_29551	379.78	94%	
Link_28775	357.07	94%	
Link_29563	327.54	95%	
Link_19	319.44	95%	
Link_30176	296.73	96%	
Link_30293	218.61	96%	
Link_28726	213.75	96%	
Link_29179	211.84	96%	
Link_29674	194.70	97%	
Link_30332	187.75	97%	
Link_31017	162.65	97%	
Link_29039	140.39	97%	
Link_30549	140.04	97%	
Link_28729	131.10	98%	
Link_29627	127.54	98%	
Link_30160	126.74	98%	
Link_30928	122.36	98%	
Link_31410	110.44	98%	
Link_30485	110.05	98%	
Link_31235	107.86	99%	

Los 10 vertidos más importantes se presentan en color amarillo en la siguiente figura. Son estos puntos donde habría que intervenir para mejorar de forma importante el rendimiento de la red, logrando llegar al 91 por ciento de rendimiento hidráulico conforme a la nueva normativa.



Como podemos ver en la figura adjunta con el tratamiento de los volúmenes indicados podríamos mejorar sustancialmente el rendimiento de la red de saneamiento tratando volúmenes por debajo de 3200 m³, todo ello conforme al RD 665/2023 de 18 de julio.

De estos vertidos, el de mayor importancia es de carácter unitario mientras que el resto dentro de los 5 más importantes son de origen pluvial.