



Universidad
Politécnica
de Cartagena | Campus
de Excelencia
Internacional

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS Y DE INGENIERÍA DE MINAS

UNIDAD PREDEPARTAMENTAL DE INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de Fin de Grado:

***Diseño del modelo de Drenaje Dual, así como de las captaciones de aguas
pluviales en núcleos urbanos mediante software SWMM. Caso del núcleo de El
Algar T.M. Cartagena***

Alejandro Font Ballester
Cartagena, abril 2018

Dirigido por:
Dr. D. Juan Tomás García Bermejo

Agradecimientos

Este trabajo ha sido un proceso esfuerzo y dedicación de muchos meses en el que he podido aprender y, sobre todo, valorar aún más el apoyo de toda mi familia y amigos.

En primer lugar, quiero dar las gracias a mi madre y mi padre porque gracias a ellos estoy aquí y sin su esfuerzo diario no hubiese sido posible. En los buenos momentos, pero sobre todo en los malos siempre han sido un gran apoyo y me han dado la confianza para seguir adelante con mi objetivo, convertirme en ingeniero.

Por otro lado, agradecer a mis amigos y todos aquellos que me han acompañado desde que empezamos el grado, en especial a mis compañeros de piso y amigos, Jose, Valerio y Alejandro, por aguantar mis preocupaciones y darme consejo siempre que era necesario. También quiero dar las gracias a Juan por su dedicación y sus conocimientos sin los cuales no podría haber realizado este trabajo de fin de estudios.

Por último, mi tío Ramón quien siempre me ofreció su apoyo, con el que siempre hablo acerca de temas de ingeniería y siempre se preocupa por mí y mi formación. Para acabar mi querida abuela Ana, siempre preocupada por saber cuándo termino los “papeles” (TFG), le agradeceré siempre su preocupación y apoyo que siempre nos da tanto a mi como a toda la familia.

¡Muchas gracias a todos!

Resumen

Actualmente el correcto diseño y buen mantenimiento de las infraestructuras adquiere una mayor importancia con el paso del tiempo, y es por esto que el uso de software avanzados para el diseño y análisis nos permite actuar de una manera más fidedigna para con la realidad de una futura infraestructura.

El objetivo principal de este estudio ha sido el de diseñar un modelo de drenaje frente a las teorías clásicas que se siguen en los modelos convencionales de drenaje, donde la gran mayoría de los estudios hidrológicos e hidráulicos de las cuencas asumen que la escorrentía superficial generada en las cuencas es introducida por el nodo más cercano a ellas e inmediatamente pasar a formar parte de la red de colectores sin estudiar el comportamiento hidráulico del agua en superficie.

En este trabajo se propone una zona del casco urbano de El Algar como cuenca de estudio y realizar el modelo de la misma, para ver el comportamiento de la red de alcantarillado junto al de las calles. Al drenaje con este tipo de interacción calle- colector se le conoce como drenaje dual urbano.

Se procederá pues al estudio de un modelo previo realizado en la zona siguiendo el modelo tradicional, frente al modelo de drenaje dual. Ambos realizados con el software EPA-SWMM 5.1, el cual nos proporcionara los resultados que nos permitan entender las diferencias existentes entre las dos situaciones planteadas.

Se realizará un énfasis especial en la evaluación de las ventajas e inconvenientes del uso del modelo dual puesto que exige una mayor cantidad de esfuerzo y tiempo para su elaboración en oposición a los modelos convencionales, más simples y sencillos de elaborar. De esta forma se comprenderá la conveniencia o no de realizar este tipo de modelado de las cuencas a analizar.

Abstract

Nowadays, the correct design and proper maintenance of the existing infrastructure takes on a special significance over time and this is which advanced software allows us to develop in the best possible manner, the design and analysis linked to the reality in a future infrastructure.

The primary objective of this study was to design an urban drainage model against the classical basins that governs traditional drainage models in which the vast majority of hydrological and hydraulic studies about basins assume that the surface runoff generated in the basins is introduced in the nearest spot and immediately it became part of the drainage network without studying the hydrological process that occurs on the Street Surface.

In this work is proposed an area from the urban center located at El Algar as basin for the study and develop a model of it to observe the behavior of the sewage network linked to the streets. This kind of modelling where street-collector interaction occurs is known as urban dual drainage.

We will proceed to study a previous model made in the area following the traditional modelling against the urban drainage model. Both made with the software EPA SWMM 5.1, which will provide us with the results that allow us to understand main differences between the two models.

Special emphasis will be placed at the evaluation of the advantages or disadvantages of using the dual modelling since it requires a greater amount of effort and time for its development in opposite to conventional models, much more simple and straightforward. In this way, the convenience or not of doing this modelling of the entire basin to analyse will be understood.

ÍNDICE GENERAL

CAPÍTULO 1.....	7
1.1. INTRODUCCIÓN	7
1.2. OBJETIVOS	7
1.3. JUSTIFICACIÓN	7
1.4. CONTENIDO DEL TRABAJO	7
CAPÍTULO 2.....	9
ANÁLISIS DE LA ZONA DE ESTUDIO	9
2.1. DESCRIPCIÓN DE LA CUENCA	9
2.2. HIDROLOGÍA URBANA DE LA ZONA DE ESTUDIO	10
2.2.1.- <i>La lluvia y su caracterización</i>	10
2.2.2.- <i>Análisis de los datos pluviométricos.</i>	11
2.2.2.1.- Datos pluviométricos.....	11
2.2.2.2.- Metodología	14
CAPÍTULO 3.....	21
DESCRIPCIÓN Y DEFINICIÓN DEL FLUJO DUAL	21
3.1. INTRODUCCIÓN	21
3.2. METODOLOGÍA	21
3.3. HERRAMIENTA EPA SWMM 5.0	23
3.3.1.- <i>Introducción</i>	23
3.3.2.- <i>Módulo runoff</i>	24
3.3.3.- <i>Modulo extran</i>	27
3.3.4.- <i>Modelización del drenaje dual urbano con SWMM 5.1</i>	30
3.3.5.- <i>Pozos de registro</i>	31
3.3.6.- <i>Rejas de captación</i>	32
CAPÍTULO 4.....	35
MODELO HIDRÁULICO DE EL ALGAR CON SWMM.....	35
4.1. CARACTERÍSTICAS DEL MODELO	35
4.1.1.- <i>Introducción</i>	35
4.1.2.- <i>Discretización de las subcuencas</i>	35
4.1.2.1.- Sistema mayor	37
4.1.2.2.- Sistema menor.....	40
4.2. OBRAS DE CAPTACIÓN ELEGIDAS	41
4.2.1.- <i>Introducción</i>	41
4.2.2.- <i>Metodología</i>	42
4.3. ELABORACIÓN DEL MODELO EN SWMM	49
4.3.1.- <i>Introducción</i>	49
4.3.1.1.- Datos de lluvia	49
4.3.1.2.- Opciones de simulación.....	50
4.3.1.3.- Cuenca centro sin flujo dual y con flujo dual.....	51
CAPÍTULO 5.....	55

DISCUSIÓN Y RESULTADOS.	55
5.1. INTRODUCCIÓN	55
5.2. RESULTADOS Y ANÁLISIS DEL MODELO.....	55
5.2.1.- Hidrogramas periodo de retorno $T= 10$ años.....	55
5.2.2.- Hidrogramas periodo de retorno $T= 25$ años.....	67
5.3. COMPARATIVA DE MODELO DE DRENAJE DUAL FRENTE A TRADICIONAL	70
5.3.1.- Introducción.....	70
5.3.2.- Elaboración de los modelos	70
5.3.3.- Diseño y dimensionamiento de las conducciones	71
5.3.4.- Elementos de captación.....	72
5.3.5.- Comparación de resultados	72
CAPÍTULO 6.	75
CONCLUSIONES.	75
6.1 CONCLUSIONES GENERALES	75
6.2. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN	76
BIBLIOGRAFÍA	77

Índice de figuras

Figura 2.1: Zona de estudio en el casco urbano de El Algar.....	9
Figura 2.2: Esquema del comportamiento hidrológico de una cuenca	10
Figura 2.3: tabla de estaciones de Cartagena utilizadas.	11
Figura 2.4: tabla de datos estación Cartagena - puerto (7-013).	12
Figura 2.5: tabla de datos estación Cartagena – castillo de Galeras (7-012).	13
Figura 2.6: Tabla de datos estación Cartagena – H.E. (7-011).	14
Figura 2.7: Resultados Gumbel para la estación Cartagena-Puerto	16
Figura 2.8: Resultados Gumbel para la estación Cartagena-Castillo de Galeras	16
Figura 2.9: Resultados Gumbel para la estación Cartagena-H.E.	17
Figura 2.11: Curvas IDF para diferentes periodos de retorno.....	18
Figura 2.12: Hietogramas para los distintos periodos de retorno	19
Figura 2.13: Hietograma para el periodo de retorno T= 10 años	20
Figura 2.14: Hietograma para el periodo de retorno T= 25 años	20
Figura 3.1: Boceto de un sistema de drenaje dual urbano	22
Figura 3.2: Representación del flujo en un sumidero. a) descarga libre hacia el colector, b) descarga de flujo sumergido hacia colector y c) descarga desde colector hacia la superficie. ...	23
Figura 3.3: Esquema de cálculo del módulo RUNOFF de SWMM (en unidades americanas). Fuente: (Huber & Dickinson, 1992).	24
Figura 3.4: Representación conceptual del modelo EXTRAN de SWMM.....	28
Fuente: Guelph website.	28
Figura 3.5: Vista transversal de una calle y colector	31
Figura 3.6: Esquema de salida través de un pozo de registro	32
Figura 3.7: Esquema de una reja representada con conexión doble.....	33
Figura 4.1: Cuenca y subcuencas del modelo tradicional representadas sobre la zona azul	36
Figura 4.2: Cuenca y subcuencas del modelo Dual sobre la zona en azul	37
Figura 4.3: Ejemplo de nodo en la intersección de calles	38
Figura 4.4: Sección tipo de calle con plaza de estacionamiento a los lados	39
Figura 4.5: sección tipo de calle estrecha sin plaza de aparcamiento	39
Figura 4.6: Representación del Modelo de Dual y las cuatro calles principales indicando la dirección del flujo de caudal	41

Figura 4.7: Ejemplos de elementos de captación	42
Figura 4.8: Grafica de la eficiencia de la reja 4 obtenida en el experimento de Grupo FLUMEN44	
Figura 4.10: Tipos de rejillas ensayadas.....	45
Figura 4.11: tabla de parámetros característicos de cada tipo de reja.....	45
Figura 4.12: Reja E-25 sacada de catálogo de GRUP FABREGAS.....	47
Figura 4.14: Curva de captación de caudal- calado frente a eficiencia.....	48
Figura 4.15: ejemplo de reja colmatada por la suciedad	48
Figura 4.16: lluvia de tormenta utilizada en el programa SWMM 5.1	49
Figura 4.17: opciones de simulación en el programa SWMM 5.1	50
Figura 4.18: intervalos de tiempo utilizados en la computación	51
Figura 4.19: diseño del modelo tradicional en la zona sombreada azul.....	51
Figura 4.20: características de las subcuencas y colectores del modelo convencional	52
Figura 4.21: ejemplo de red de drenaje mallada	53
Figura 4.22: representación de las 4 calles principales bajo las que se encuentra los colectores unidos a las calles mediante imbornales	53
Figura 4.23: tabla de características de los colectores bajo las 4 calles principales.....	54
Figura 5.1: Localización de las subcuencas y dirección del caudal.....	56
Figura 5.2: hidrograma de salida de caudal del conducto 78	56
Figura 5.3: localización de las subcuencas y dirección del caudal	57
Figura 5.4: hidrograma de salida de caudal del conducto 66	58
Figura 5.5: localización del nodo 67 de unión de colectores y dirección del caudal	58
Figura 5.6: hidrograma de salida de caudal del conducto 134	59
Figura 5.7: hidrograma de salida de caudal del conducto 457	60
Figura 5.8: sección del colector bajo la calle 1 desde el 387-469	60
Figura 5.9: hidrograma de salida de caudal del conducto 381	61
Figura 5.10: sección longitudinal del colector bajo la calle 2.....	61
Figura 5.11: localización nodo 469 de unión de los colectores bajo las calles 1 y 2.....	62
Figura 5.12: hidrograma de salida de caudal de colector calle 1, calle 2 y conducto de unión..	63
Figura 5.13: localización de nodo 466 de unión entre los colectores de calle 3 y 4.....	63
Figura 5.14: hidrograma de salida de caudal del conducto 460	64
Figura 5.14: hidrograma de salida de caudal del conducto 445	64
Figura 5.15: hidrograma de salida de caudal de colector calle 3, calle 4 y conducto de unión..	65
Figura 5.16: localización de <i>outfall</i> 47 y nodo 468 de unión entre los colectores.....	66

Figura 5.17: hidrogramas de salida de caudal total, colector 1-2 y colector 3-4.....	67
Figura 5.18: hidrogramas de salida de caudal de colectores de las calles 1 y 2 y de la unión....	68
Figura 5.19: Figura 5.18: hidrogramas de salida de caudal de colectores de las calles 3 y 4 y de la unión.....	69
Figura 5.20: hidrograma de salida de caudal total, colector 1 – 2 y colector 3 – 4	69
Figura 5.21: tabla de elementos necesarios para la elaboración de ambos modelos	70
Figura 5.22: curva de captación de caudal del imbornal 452	71
Figura 5.23: Hidrogramas de salida de la cuenca para el colector para el periodo de retorno T= 10 años	73
Figura 5.24: Hidrogramas de salida de la cuenca para el colector para el periodo de retorno T= 25 años	73
Figura 5.25: tabla de resultados en salida del colector para los distintos periodos de retorno.	74

Capítulo 1

1.1. Introducción

Este Trabajo de Fin de Grado se centra en el diseño de un modelo de Drenaje Dual y determinar las diferencias frente a un modelo tradicional mediante la herramienta SWMM 5.1.

En el primer capítulo se desarrollarán los puntos principales como objetivos que se quiere conseguir, el contenido del proyecto y su justificación.

1.2. Objetivos

El principal objetivo de este trabajo es la modelación del drenaje de una pequeña zona del casco urbano de El Algar mediante la herramienta SWMM. El matiz diferenciador con respecto a otros diseños de redes es su carácter dual, por lo que se intentara sacar conclusiones diferenciadoras con respecto al modelo convencional de drenaje en cuencas urbanas.

Otro de los objetivos es el diseño del modelo con la participación de calles en forma de conducciones (concepto dual) y determinar el beneficio que aporta su introducción en la red.

Por último, como objetivo se impone el saber interpretar los datos obtenidos del modelo en forma de hidrogramas, para así llegar a las conclusiones de la forma más correcta posible.

1.3. Justificación

La principal motivación a la realización de este estudio es entender y comprender el funcionamiento del drenaje urbano, de modo que se consiga alcanzar la capacidad necesaria para plantear un diseño más complejo que el modelo tradicional, y realizar el estudio del drenaje de la zona por medio de esa dualidad calle-colector, donde los elementos de captación sean los nexos de unión entre ambos sistemas.

El presente estudio se basa, por tanto, en interpretar el comportamiento hidráulico presente en las calles, trasladado a los elementos de captación y su final entrada en el sistema de alcantarillado.

1.4. Contenido del trabajo

El trabajo está dividido en seis capítulos a través de los cuales se pretende hacer una descripción de todo el estudio realizado a lo largo de meses de trabajo.

En primer lugar, en este capítulo se describen los objetivos, contenido y justificación que nos ha llevado a realizar este proyecto.

El segundo capítulo relata el análisis inicial de la zona de estudio, su hidrología, así como la descripción de la cuenca a estudiar.

Durante el capítulo 3 se definirá el concepto de drenaje dual, además de la descripción de los elementos principales que lo componen y todo esto englobado en la herramienta que se utilizara para la composición del modelo, SWMM 5.1.

En el capítulo 4 consta de las características del modelo, como se ha elaborado y los elementos que lo componen.

A continuación, en el capítulo 5 se resumirán los resultados obtenidos en el modelo y se realizara un análisis general de los resultados por medio de la comparación de hidrogramas.

Por último, el capítulo 6 consta de las conclusiones obtenidas ante el proyecto realizado y actuaciones futuras a seguir.

Capítulo 2

Análisis de la zona de estudio

2.1. Descripción de la cuenca

El estudio se va a realizar sobre una parte del casco urbano de El Algar, el cual pertenece al término municipal de Cartagena. Como podemos observar en la figura X, la zona a estudiar queda delimitada en el sur por la Crta. Cabo de Palos, al oeste por una zona rural donde se encuentra la conocida Rambla del Miedo y al este por la calle Piñero. Al norte se encuentra el punto de aguas abajo de la cuenca, coincidente con el centro de la pedanía, en la plaza Antonio Asensio.



Figura 2.1: Zona de estudio en el casco urbano de El Algar

La zona de estudio presenta las características de un clima Mediterráneo, con escasez de precipitaciones, que se concentran en los meses de septiembre-octubre y marzo-abril, principalmente de carácter torrencial lo que ha provocado históricamente en la zona graves inundaciones, más aún si se tiene en cuenta que la Rambla del Miedo está situada al oeste a pocos metros del casco urbano.

El algar se encuentra situado a pocos kilómetros de la costa, lo que hace que las temperaturas sean bastante estables a lo largo del año, un poco más frías en invierno, pero más suaves en verano, lo que hace que las temperaturas sean más agradables ante el calor de agosto en la Región de Murcia. Del mismo modo su situación geográfica cercana a la costa mediterránea hace que las pendientes de la zona sean bastante suaves, y en nuestro caso de estudio se encuentren comprendidas entre 1% y 2% de pendiente longitudinal. En cuanto a la sección transversal de las calles se definirán más adelante en el apartado de la discretización de la cuenca y diseño de los modelos.

2.2. Hidrología urbana de la zona de estudio

El objeto de este estudio es obtener las curvas IDF aplicables a la pedanía del Algar (T.M. de Cartagena) de Cartagena, a partir del cual sea posible la elaboración de los estudios hidrológicos e hidráulicos para poder ser utilizados en nuestra modelización del flujo dual en el programa EPA SWMM.

2.2.1.- La lluvia y su caracterización

En la hidrología, las cuencas de estudio se rigen por un sistema dinámico donde la información inicial o de entrada es la lluvia, la cual sufre una modificación debida a las características de la cuenca (proceso lluvia-escorrentía) para seguidamente transformarse en una señal de salida: el caudal (Figura 2.2).



Figura 2.2: Esquema del comportamiento hidrológico de una cuenca

De este modo, se clarifica que los datos de lluvia tienen una gran importancia a la hora de caracterizar la zona de estudio y es por esto, que la medida registrada de los eventos de lluvia debería ser obtenida desde la cuenca objeto de estudio o, en su defecto, en zonas inmediatas. En nuestro caso de estudio, comprobaremos la situación de nuestra cuenca ante una situación de lluvias extremas obteniendo información a partir de sucesos de lluvia aislados.

2.2.2.- Análisis de los datos pluviométricos.

La definición de la hidrología de nuestra zona vendrá dada por un estudio realizado previamente con las series de datos de lluvia disponibles de tres estaciones meteorológicas de Cartagena. Los datos pluviométricos utilizados se extrajeron del Centro Meteorológico Territorial en Murcia del Instituto Nacional de Meteorología. Dichos datos consisten en series cronológicas de datos de precipitación máxima diaria anual y/o mensual (según los años) de diferentes estaciones pluviométricas situadas en la ciudad de Cartagena, comprendidas entre los años 1954 y 2006, aunque en algunos de estos años, la información es incompleta.

2.2.2.1.- Datos pluviométricos

A continuación, se adjunta la figura 2.3 con la tabla de las estaciones meteorológicas utilizadas en dicho estudio donde se indica el número de datos de precipitación que poseen.

ESTACIÓN	CÓDIGO	SERIE DE DATOS DE LLUVIA	AÑOS CON DATOS DE LLUVIA COMPLETOS
Cartagena Puerto	7 – 013	1954 - 2007	47
Cartagena Castillo de Galeras	7 – 012	1968 – 2006	39
Cartagena H.E.	7 – 011	1968 – 2000	33

Figura 2.3: tabla de estaciones de Cartagena utilizadas.

Seguidamente se adjuntan las tablas 2.4, 2.5 y 2.6 las estaciones de Cartagena con los datos de precipitación disponibles mensuales y/o anuales.

- **DATOS ESTACIÓN CARTAGENA – PUERTO (7- 013)**

Año	mes	P24	Año	mes	P24
1954	dic	112,8	1981	mar	17,5
1955	nov	113,8	1982	oct	59
1956	ene	62	1983	nov	41,7
1957	ene	65,7	1984	mar	38,3
1958	abr	49,6	1985	feb	105,5
1959	oct	47	1986	oct	32,4
1960			1987	oct	28,6
1961			1988	jun	43,5
1962			1989	ene	59,5
1963			1990	ene	55,5
1964			1991	ene	67,5
1965			1992	may	65
1966			1993	feb	130
1967	jun	126	1994	oct	43,7
1968	may	90	1995	feb	29,7
1969	oct	108,7	1996	sep	48,9
1970	dic	41,2	1997	sep	58,9
1971	mar	40,7	1998	dic	46
1972	oct	103,8	1999	feb	31,5
1973	dic	93,6	2000	oct	145,6
1974	oct	50,7	2001	nov	30,1
1975	ago	42,6	2002	may	40,8
1976	abr	38,5	2003	nov	72,9
1977	ene	38,8	2004	dic	39,1
1978	dic	36	2005	nov	20,9
1979	nov	31,5	2006	abr	12,1
1980	feb	44,4	2007	ene	62,8

Figura 2.4: tabla de datos estación Cartagena - puerto (7-013).

- DATOS ESTACIÓN CARTAGENA– CASTILLO DE GALERAS
(7 – 012)**

Año	mes	P24	Año	mes	P24
1968		72	1988		32
1969		80	1989		47
1970		17	1990		44
1971		36	1991	ene	53,2
1972		86,8	1992	may	43
1973		88	1993	feb	107
1974		54	1994	oct	51,3
1975		44	1995	oct	19,4
1976		36	1996	oct	33
1977		34	1997	sep	47,8
1978		17	1998	dic	31
1979		24	1999	feb	31,4
1980		35	2000	oct	105
1981		24	2001	dic	25
1982		55	2002	may	37,3
1983		22	2003	nov	116
1984		66	2004	abr	61,5
1985		97	2005	sep	23,2
1986		33	2006	nov	56
1987		25			

Figura 2.5: tabla de datos estación Cartagena – castillo de Galeras (7-012).

- **DATOS ESTACIÓN CARTAGENA– H.E. (7 – 011)**

Año	mes	P24	Año	mes	P24
1968		58,4	1985		105,5
1969		98	1986		35,7
1970		38,3	1987		28,5
1971		39,8	1988		54
1972		14	1989		68,5
1973		73	1990		44
1974		50	1991	ene	63
1975		54,5	1992	feb	66
1976		37,8	1993	feb	145
1977		38,2	1994	oct	70
1978		21,8	1995	feb	26,5
1979		37	1996	ago	62
1980		50	1997	dic	37,5
1981		21,2	1998	dic	35
1982		70	1999	feb	44,5
1983		45	2000	ene	48,5
1984		20			

Figura 2.6: Tabla de datos estación Cartagena – H.E. (7-011).

El estudio previo realizado en El Algar obtuvo el resto de los años de los que carecían trabajando las series de precipitaciones diarias obtenidas por el Centro Meteorológico Territorial en Murcia, perteneciente a la Dirección General del Instituto Nacional de Meteorología.

Las series de datos se sometieron a un análisis de dobles masas para comprobar que los datos fuesen homogéneos para su posterior utilización en el cálculo de las curvas IDF.

2.2.2.2.- Metodología

La hipótesis adoptada en el estudio hidrológico para la elaboración de la lluvia de diseño de nuestro programa consiste en admitir como lluvia de cálculo una lluvia sintética (artificial) que simule la descarga en un periodo de precipitación.

En primer lugar, a los datos pluviométricos expuestos anteriormente se les aplica una función de distribución de probabilidad, la función de distribución Gumbel, a partir de la cual se obtiene la precipitación total diaria en mm (Pd) asociada a un periodo de retorno (T).

Una vez obtenidas las distribuciones y a partir de los resultados en función de los periodos de retorno determinados, se procede a elaborar las curvas de intensidad-duración-frecuencia (IDF).

- **Función de distribución gumbel**

En este apartado se explica la metodología de la función de distribución Gumbel. En la distribución Gumbel la probabilidad de que el valor de x no se vea superado viene dada por la expresión:

$$P(x \leq xi) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

donde:

x: valor de la variable aleatoria.

α : $\alpha = \frac{\sigma_y}{s}$

β : $\beta = \bar{x} - \frac{\mu_y}{\alpha}$

σ_y : desviación estándar reducida. } parámetros distribución gumbel
 μ_y : media reducida.

s: desviación estándar. $s = \sqrt{\frac{\sum (xi - \bar{x})^2}{n - 1}}$

\bar{x} : media de la muestra. $\bar{x} = \frac{\sum xi}{n}$

La aplicación de la función de distribución estadística Gumbel sobre los datos de precipitación máxima anual de las distintas estaciones meteorológicas nos permitirá obtener los valores de precipitación diaria (P24) asociados a distintos períodos de retorno T . A continuación, se muestran en las figuras 2.7, 2.8 y 2.9 las gráficas obtenidas de dicha distribución gumbel.

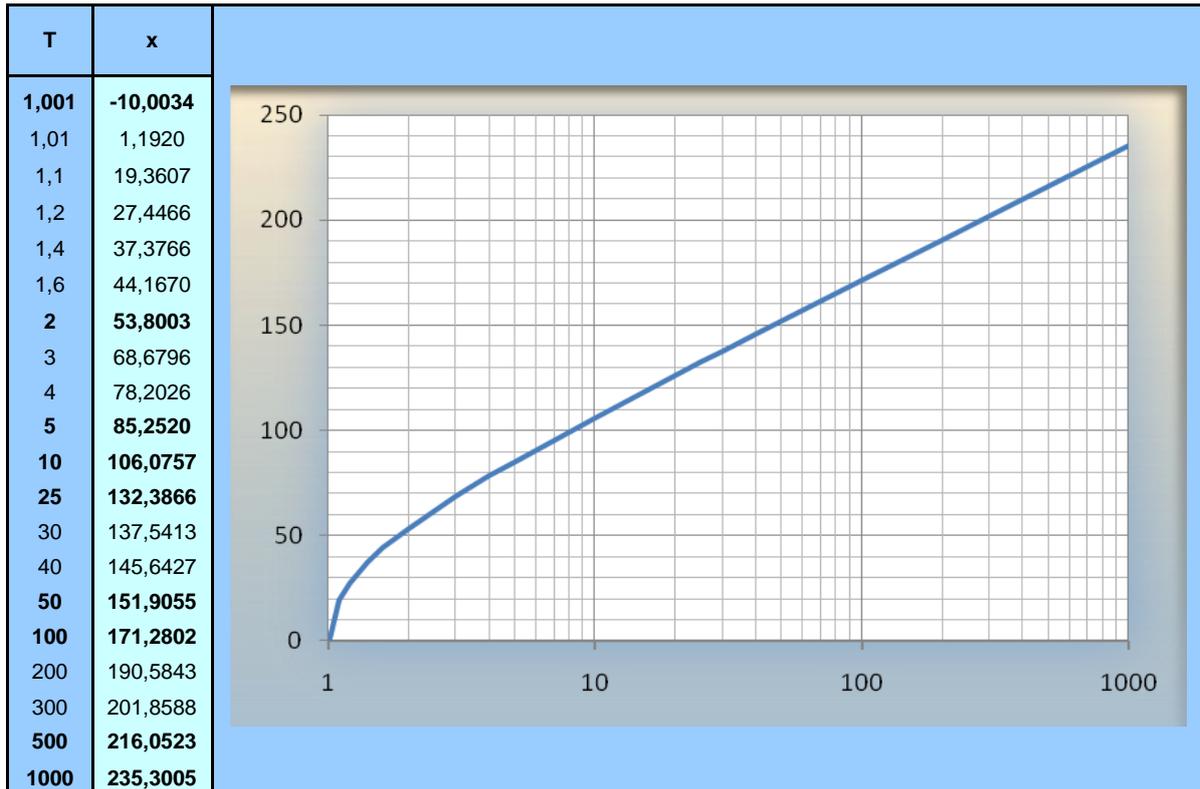


Figura 2.7: Resultados Gumbel para la estación Cartagena-Puerto

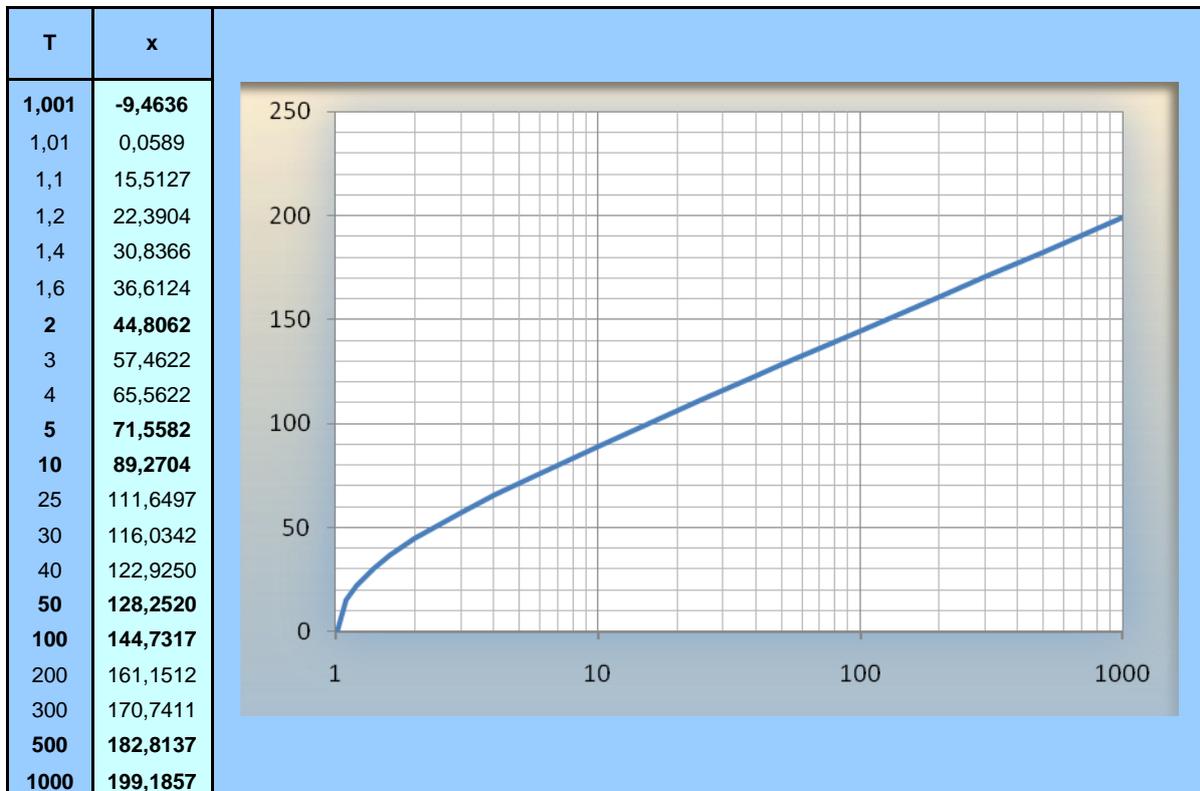


Figura 2.8: Resultados Gumbel para la estación Cartagena-Castillo de Galeras

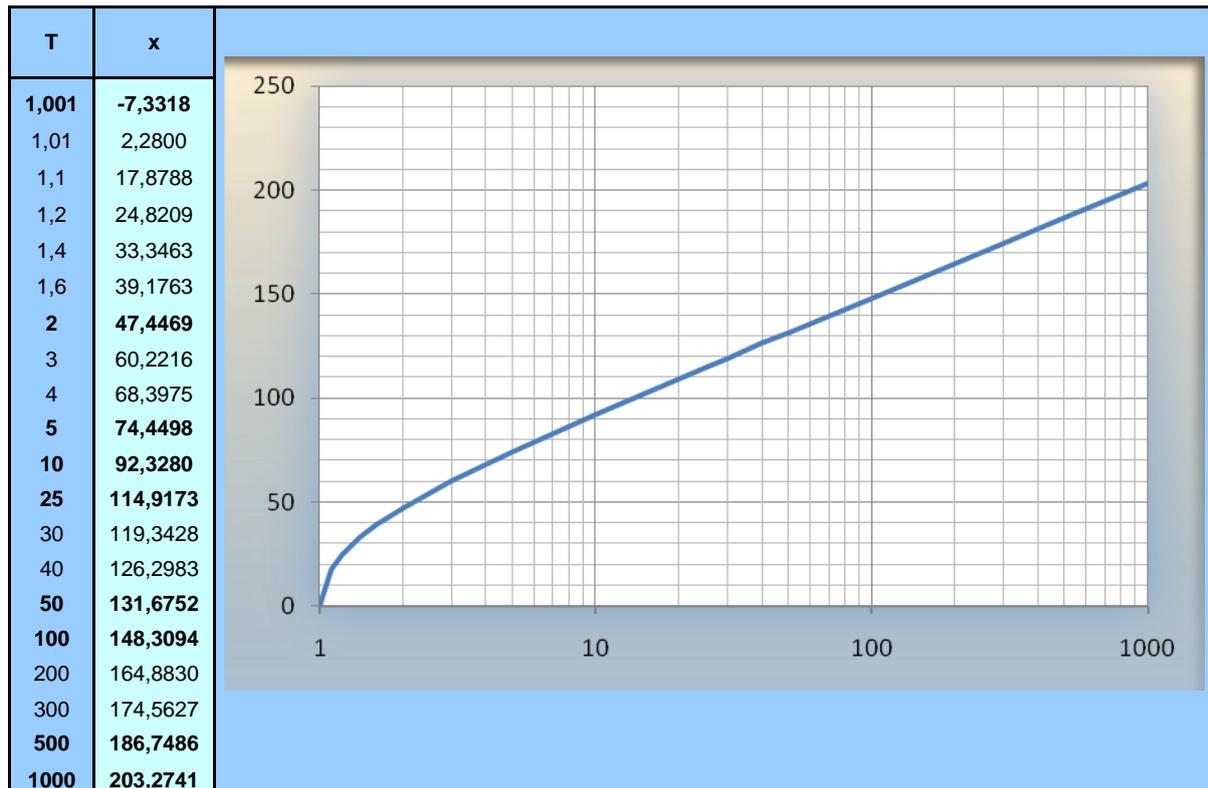


Figura 2.9: Resultados Gumbel para la estación Cartagena-H.E.

- **Curvas intensidad-duración-frecuencia (IDF)**

A partir de los valores obtenidos con la distribución Gumbel, se obtienen las curvas IDF que relacionarán la Intensidad de lluvia (mm/h) con la frecuencia y la duración (tiempo de concentración expresado en minutos) de éstas. Para encontrar las curvas IDF, se aplica el método empleado en la Instrucción 5.2-IC de Drenaje Superficial (MOPU, 1990) en la cual se establece:

$$I_d = \frac{Pd}{24} \qquad \frac{I}{I_d} = \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{(28^{0,1} - D^{0,1})}{0,4}}$$

donde:

I_1/I_d es el factor regional, que depende del lugar que se estudia. En nuestro caso es igual a 11.

D: duración en horas.

Pd: precipitación máxima (mm) asociada a un período de retorno obtenida con la distribución Gumbel.

Id: intensidad expresada en mm/h.

Una vez se han calculado las curvas IDF asociadas a distintos períodos de retorno T, se obtiene la lluvia de diseño para cada uno de ellos mediante el método de los bloques alternados.

A continuación, se muestra en la figura 2.10 los valores de precipitación según los periodos de retorno del Algar:

	VALORES DE P ₂₄			
	Puerto	Galeras	HE	El Algar
T2	53,8	44,806	47,447	48,759
T5	85,252	71,558	74,45	77,186
T10	106,076	89,27	92,328	96,007
T25	132,387	111,65	114,917	119,788
T50	151,905	128,252	131,675	137,429
T100	171,28	144,732	148,309	154,94
T500	216,052	182,814	186,749	195,407
T1000	235,3	199,186	203,274	212,803

Figura 2.10: tabla de valores de precipitación según periodo de retorno

Del mismo modo se obtienen las curvas IDF de los valores de precipitaciones ya ponderados para los distintos periodos de retorno y que se muestran en la figura 2.11.

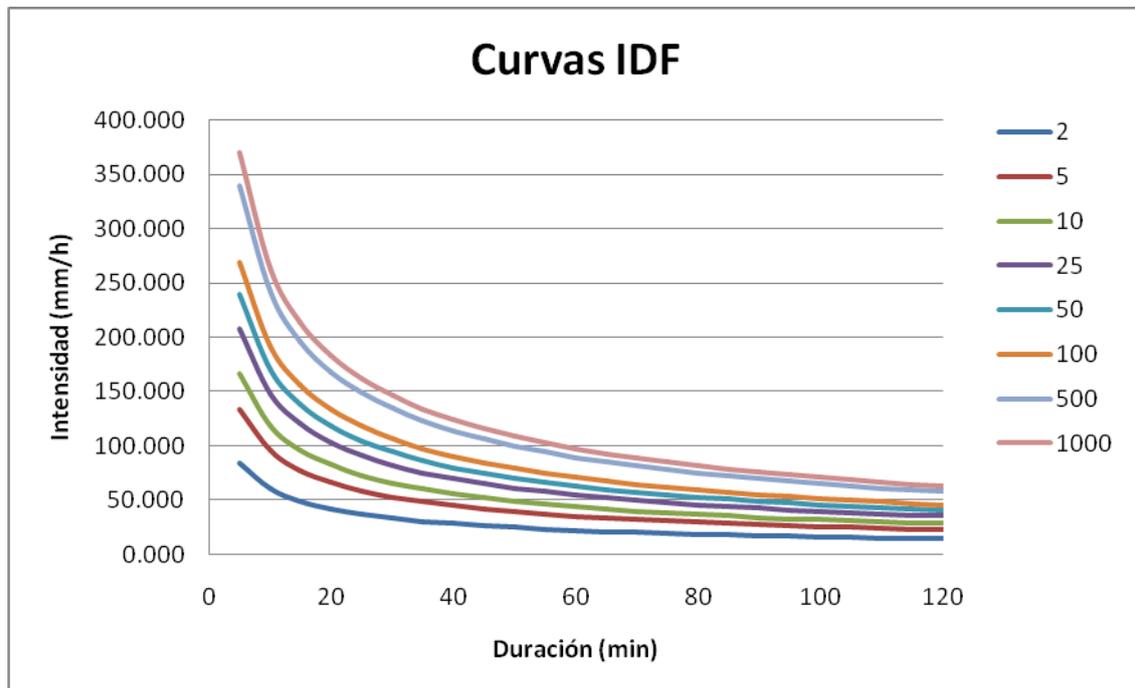


Figura 2.11: Curvas IDF para diferentes periodos de retorno

- **Lluvia de diseño. Método de los bloques alternados**

Se denomina lluvia de diseño a aquella que, generada de forma artificial, y no correspondiente a ninguna lluvia real observada, es capaz de emular las características globales (volumen, intensidad punta, forma, frecuencia, ...) de la precipitación en la zona. Siempre será mejor el diseño del hietograma cuantos más parámetros de la precipitación se puedan incorporar, y con más exactitud. No obstante, desde el punto de vista hidrológico, no es tan importante como que sus efectos sobre la cuenca de estudio sean lo más parecidas a las de las lluvias reales.

La lluvia de proyecto se ha elaborado según el método de los bloques alternados, siendo el método más extendido para obtener la lluvia de diseño a partir de las curvas IDF. El hietograma producido por medio de este método, especifica la precipitación en un número n de intervalos de tiempo Δt , para una lluvia de duración total T_d .

De este modo como periodo temporal de discretización del hietograma, se han elegido periodos de 5 minutos, los cuales son los más convenientes para zonas urbanas. Se puede ver en la figura 2.11 los hietogramas correspondientes para todos los periodos de retorno desde $T=2$ a $T=1000$

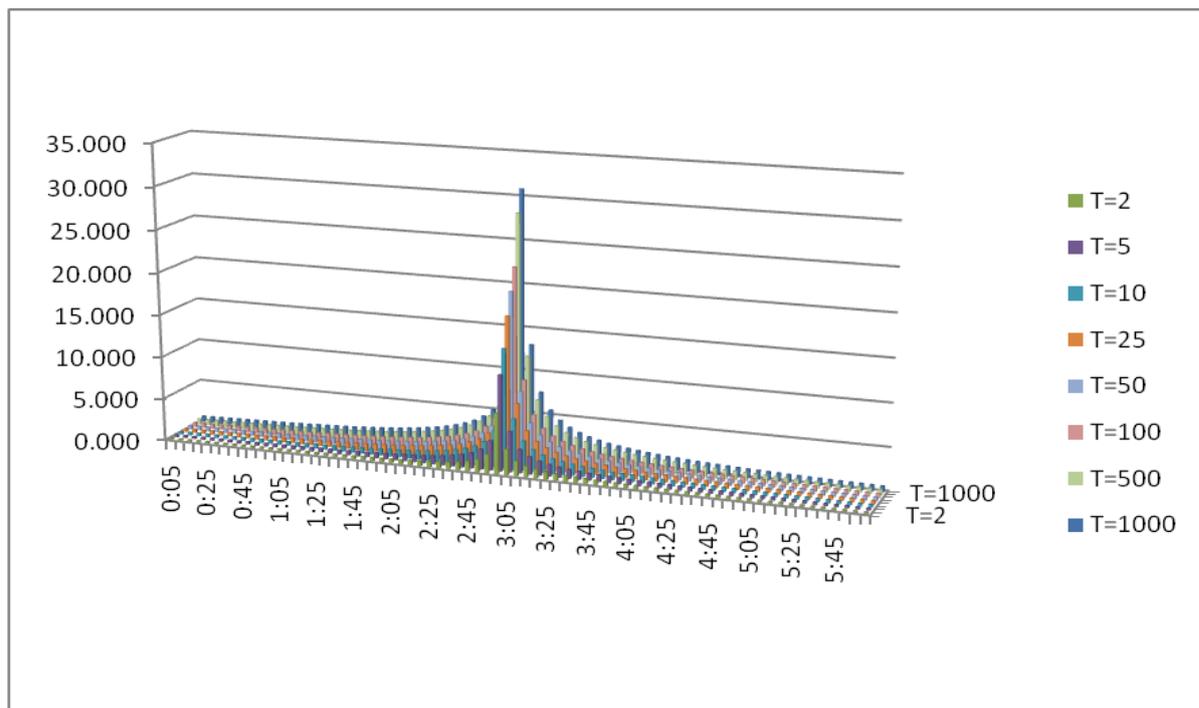


Figura 2.12: Hietogramas para los distintos periodos de retorno

En el caso de nuestra cuenca se ha decidido realizar la simulación y el diseño de la tormenta de proyecto para los periodos de retorno de $T=10$ años y $T=25$ años

comúnmente utilizados en análisis de redes de drenaje. A continuación, se muestran en las figuras 2.13 y 2.14 los hietogramas para dichos periodos de retorno:

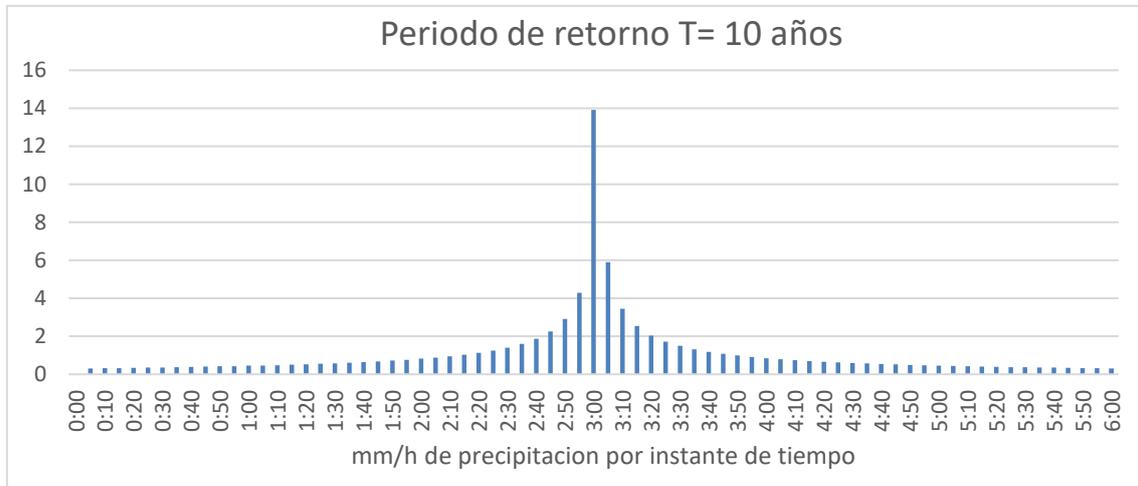


Figura 2.13: Hietograma para el periodo de retorno T= 10 años

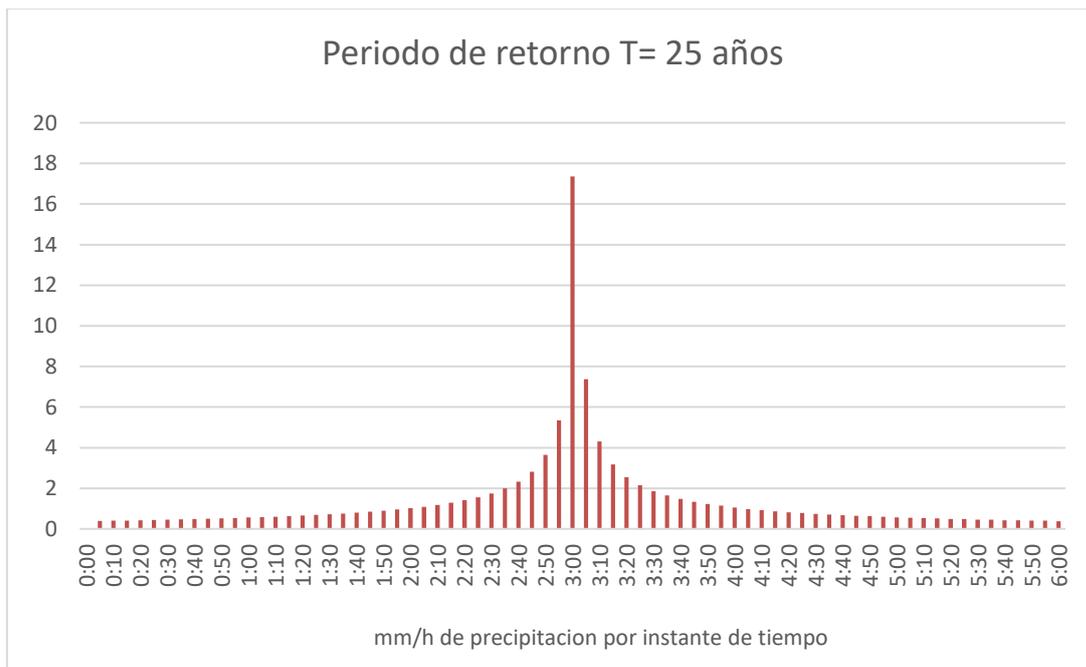


Figura 2.14: Hietograma para el periodo de retorno T= 25 años

Capítulo 3

Descripción y definición del flujo dual

3.1. Introducción

Un evento de lluvia sobre el medio urbano no se trata de un suceso sin importancia, en dicho momento, las calles pasan a formar parte de un sistema, es decir, se convierten en la red primaria para el transporte de la escorrentía. Este sistema estará formado, a su vez, por una red de captación situada en las calles compuesta por una serie de elementos tales como sumideros, imbornales y rejillas, donde parte de dicha escorrentía se introducirá en la red de alcantarillado que seguirá una vía paralela a la de la red primaria, asumiendo de este modo la interconexión de dos redes hidráulicas paralelas transportando aguas pluviales al mismo instante.

La capacidad hidráulica de la red de alcantarillado marcará el momento en el que los colectores no serán capaces de abarcar aquel volumen de agua, siendo entonces cuando podría salir a la calle a través de los pozos de registro y del sistema de captación. Este suceso podría derivar en la inundación parcial o total de la red primaria de transporte, es decir, de las calles y en definitiva la superficie de tránsito diario. Aquí se encuentra la importancia del estudio de la interacción de ambas redes, por un lado, la red superficial de drenaje (calles) y por otro lado la red soterrada (alcantarillado). Será este intercambio de flujo e interrelación de las redes lo que se conoce como *Drenaje Dual Urbano*, se trata de un punto de estudio interesante pues considera la modelización del drenaje a partir de dos redes interconectadas entre sí de una forma dinámica.

3.2. Metodología

Generalmente los estudios que se realizan hoy en día sobre drenaje urbano suelen considerar que el total del volumen que cae en una cuenca o subcuenca es introducido directamente en el sumidero más próximo a ella sin considerar que este sea capaz de captar la totalidad de del flujo de agua circulante en todo momento. Se puede decir que

un sistema de drenaje dual urbano está compuesto a su vez por tres subsistemas: un sistema superficial de transporte de la escorrentía (sistema mayor), un sistema de transporte de flujo pluvial soterrado (sistema menor) y un sistema de captación de la escorrentía superficial (Figura 3.1). Las calles serán las encargadas de transportar el agua en la red primaria y la propagación de flujo en éstas se puede realizar con una aproximación unidimensional o bidimensional de flujo no permanente en lámina libre.

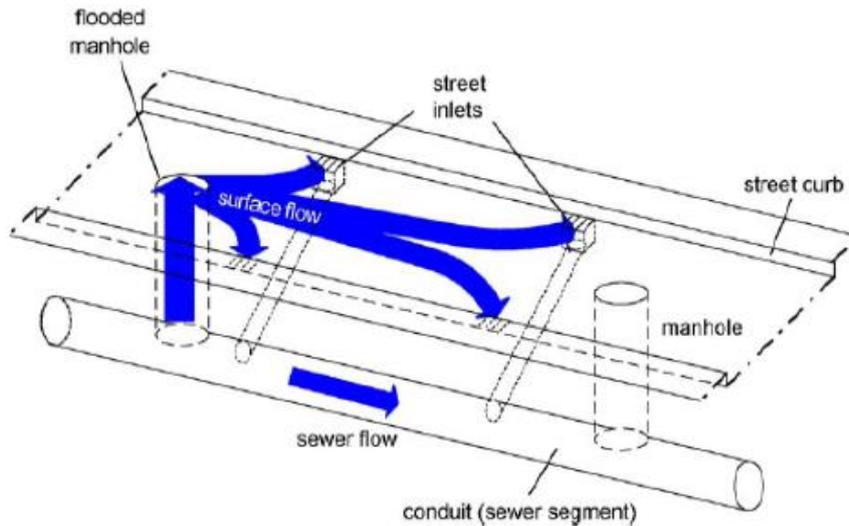


Figura 3.1: Boceto de un sistema de drenaje dual urbano

Por otro lado, la red de colectores está compuesta por conductos cerrados y de los correspondientes pozos de registro. El sistema de captación de la escorrentía superficial estará formado por las rejillas, sumideros e imbornales existentes en el medio urbano y cuya función será la de captar dicha escorrentía procedente de la lluvia e introducirla en la red de colectores. No obstante, parte del flujo de agua podría salir hacia las calles ante un exceso de la capacidad de los colectores a través de imbornales o sumideros dispuestos cuando la red de alcantarillado entre en carga.

En la figura 3.2 podemos apreciar el sistema de captación de agua hacia la red de alcantarillado que dependerá del nivel piezométrico existente de la calle respecto al colector en el punto donde se encuentre el elemento de captación, sea sumidero o imbornal. De este modo cuando el nivel de la lámina de agua se encuentre por debajo del nivel de la calle, entonces el nivel piezométrico del colector no influirá en la eficiencia del sumidero y el flujo se traslada desde la calle al colector en descarga libre (figura 3.2a). En la figura 3.2b se observa como el nivel piezométrico ha cambiado, de tal manera que el nivel de la lámina de agua del colector se encuentra por encima del nivel de la calle, pero por debajo del nivel flujo de agua circulante en la calle, esto condicionará el flujo que seguirá captando la rejilla hacia el colector. Por último, si en el punto donde se encuentra el elemento de captación el nivel piezométrico del colector

está por encima del nivel de la lámina de agua que circula por la calle, entonces la dirección del flujo se invierte en dirección colector hacia la superficie (figura 3.2c).

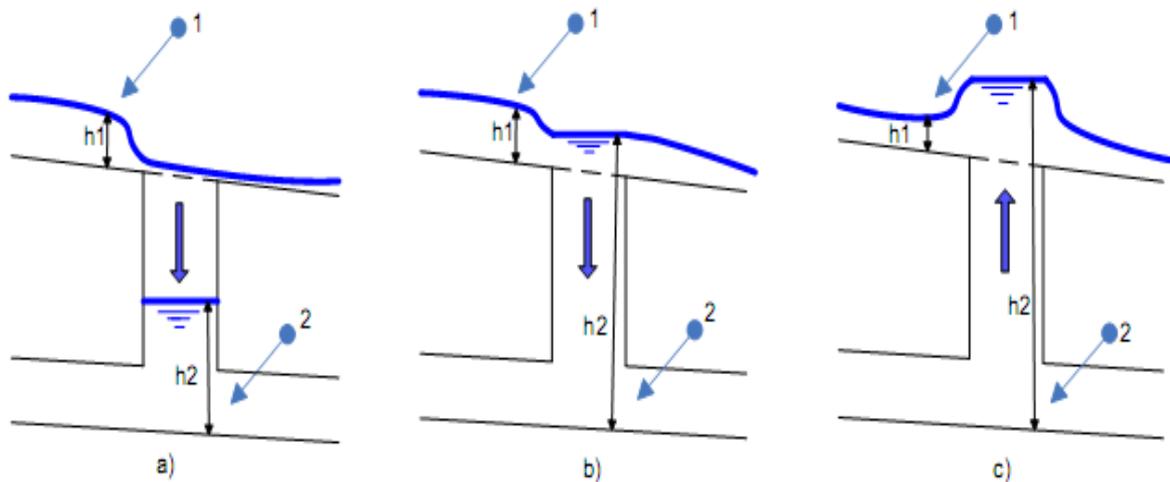


Figura 3.2: Representación del flujo en un sumidero. a) descarga libre hacia el colector, b) descarga de flujo sumergido hacia colector y c) descarga desde colector hacia la superficie.

3.3. Herramienta EPA SWMM 5.0

3.3.1.- Introducción

Stormwater Management Model (EPA SWMM) se trata de un programa de cálculo y análisis desarrollado por la Agencia de Protección del Medioambiente de los Estados Unidos, que permite realizar un modelo para simular el comportamiento hidráulico e hidrológico de un sistema de drenaje urbano. EPA SWMM 5.1 utiliza un modelo de depósito no lineal para calcular los hidrogramas de escorrentía superficial que se generan en la cuenca urbana debido a la precipitación. Este modelo considera también los procesos de evaporación, infiltración y almacenamiento en superficie siendo aplicados tanto en zonas de impermeabilidad como en zonas permeables de la cuenca objeto de estudio. Por otro lado, en cuanto a la componente hidráulica, EPA SWMM 5.1 introduce los caudales que ingresan en la red de drenaje mediante las ecuaciones del flujo en lámina libre no permanente unidimensional (ecuaciones de Saint Venant). Este esquema numérico es aplicado utilizando la representación nodo-conector de una red de drenaje.

El programa está dividido en varios módulos: los computacionales, que son Runoff, Transport, Extran, y Storage/Treatment; y los de servicio: Executive, Rain, Temp, Graph y Statistics. Ante la situación de no haber considerado ningún episodio con aparición de nieve, muy poco frecuentes en la zona, ni de calidad de aguas o simulación continua, los

módulos en los que se focalizará el estudio son *runoff*, para el proceso de transformación lluvia – escorrentía y *extran* (Extended Transport), para el cálculo hidráulico de los conductos.

3.3.2.- Módulo runoff

Este módulo tiene por función simular los fenómenos de transformación lluvia – escorrentía de una cuenca y la entrada de hidrogramas en la red de drenaje. De este modo, se conforma un sistema de subcuencas determinadas dentro de la cuenca principal, de tal manera que cada una de ellas creara su propio torrente de agua que terminara siendo introducido en la red en un determinado nodo de entrada, es decir, en el punto de captación elegido para ello, en nuestro estudio un imbornal. El bloque *runoff* se utiliza, por tanto, para calcular la escorrentía producida durante un episodio de lluvia en cada una de dichas subcuencas pertenecientes a su vez de la cuenca principal.

El cálculo de la escorrentía está basado en un modelo de depósitos modificado con la onda cinemática. El modelo divide cada subcuenca en una zona permeable sin retención superficial, otra impermeable sin retención y una última zona permeable con retención, en función de los porcentajes de impermeabilidad y de retención introducidos. La escorrentía se genera aproximando el funcionamiento de cada una de estas zonas a un depósito no lineal esquematizado en la figura 3.3 a continuación:

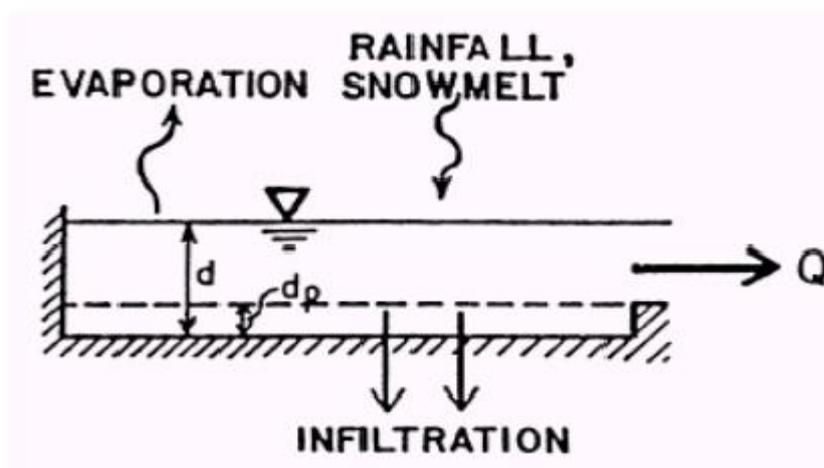


Figura 3.3: Esquema de cálculo del módulo RUNOFF de SWMM (en unidades americanas). Fuente: (Huber & Dickinson, 1992).

El caudal de salida responde a la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{W}{n} (p - p_p)^{5/3} S^{1/2} \quad (1)$$

Donde:

Q: caudal de salida de la subcuenca.

W: ancho de la subcuenca.

n: coeficiente de rugosidad de Manning.

p: profundidad del agua.

p_p : profundidad de retención superficial.

S: pendiente.

La ecuación del depósito no lineal se establece resolviendo el sistema de ecuaciones que constituyen la ecuación de continuidad y la ecuación de Manning. La ecuación para cada subcuenca queda indicada en la ecuación:

$$\frac{dV}{dt} = A \frac{dp}{dt} = Ai - Q \quad (2)$$

siendo:

V: volumen de agua en la subcuenca ($V=A \cdot p$).

p: profundidad del agua o calado.

t: tiempo.

A: superficie de la subcuenca.

i: lluvia neta (precipitación total menos la infiltración y evaporación).

Q: caudal de salida de la subcuenca según la ecuación (1).

Se combinan las dos ecuaciones anteriores (1) y (2) para dar forma a la ecuación diferencial, no lineal, para obtener el calado:

$$\frac{dp}{dt} = i - \frac{W}{A \cdot n} (p - p_p)^{5/3} S^{1/2} \quad (3)$$

La ecuación obtenida anterior se resuelve mediante un esquema en diferencias finitas de *Newton-Raphson*, para cada incremento de tiempo. Y es debido a lo cual conviene evitar trabajar con subcuencas con áreas muy reducidas e incrementos de tiempo largos, pues pueden conllevar a problemas de convergencia del esquema.

Los datos de entrada (*inputs*) requeridos por el módulo *runoff* son:

1. Datos de precipitaciones.

2. Características de las subcuencas. El modelo requerirá de la siguiente información:

- Asignación de un hietograma (evento de lluvia) a cada subcuenca.
- Número de identificación de la subcuenca.
- Identificación del lugar por donde drena la subcuenca, que puede ser un sumidero (nodo de entrada a la red de drenaje) o un canal en superficie. Los sumideros pueden ser compartidos por varias subcuencas.
- Ancho de la subcuenca.
- Área de la subcuenca.
- Pendiente media de la subcuenca.
- Coeficiente de rugosidad de Manning de las zonas permeables e impermeables.
- Volumen de almacenamiento o retención en la zona permeable e impermeable.
- Parámetros de infiltración.

3. Características de los canales de drenaje. Se trata de los canales por los que cada subcuenca puede conducir su escorrentía. Suelen corresponder a las propias calles y vías de comunicación de la cuenca de manera que sean limitados por los bordillos, por ejemplo. Requieren de la definición de los siguientes parámetros:

- Número de identificación.
- Identificación del siguiente canal o sumidero al que drena el canal.
- Forma, que puede ser trapezoidal, circular, parabólica y contener un azud o un orificio de salida, y los parámetros que la definen.
- Coeficiente de rugosidad de Manning de los canales.
- Calado máximo admisible en el canal y calado inicial.

4. Otros parámetros. Se puede ajustar el intervalo de tiempo de la discretización numérica, así como la duración total de la simulación, sistema de unidades, etc.

3.3.3.- Modulo extran

Este módulo *extran*, *Extended Transport Module*, utiliza como datos de entrada los datos de salida del módulo *runoff*, consistentes en la evolución temporal de la entrada del agua de escorrentía en la red de alcantarillado a través de los imbornales (o nodos de entrada), para modelar el flujo del agua por la red de alcantarillado, a través de los conductos, nodos y depósitos, mediante la resolución de las ecuaciones completas de *Saint-Venant*.

Las ecuaciones de *Saint-Venant* son las siguientes:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (4)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} + g \cdot A \frac{\partial H}{\partial x} + g \cdot A \cdot S_f = 0 \quad (5)$$

Este módulo utiliza una descripción de la red en forma de nodos (*junctions*) y conductos (*links*) con elementos como orificios o depósitos para representar matemáticamente el prototipo físico. De este modo los nodos serán el punto de inicio del flujo y este se desplazará entre ellos por medio de los conductos de forma constante en un determinado incremento de tiempo, funcionando dichos nodos como punto de almacenamiento.

Por otro lado, el programa SWMM aplica en cada uno de estos “junction” la siguiente ecuación:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \sum \frac{Q}{A_s} \quad (6)$$

De este modo, el programa determina la altura de la lámina de agua H para cada instante de tiempo de cálculo aplicando la anterior ecuación, siendo el $\sum Q$ el flujo neto en un determinado nodo y $\sum A$, el área del nodo y el área de superficial de la mitad de los conductos por las q circula dicho flujo (figura 3.4).

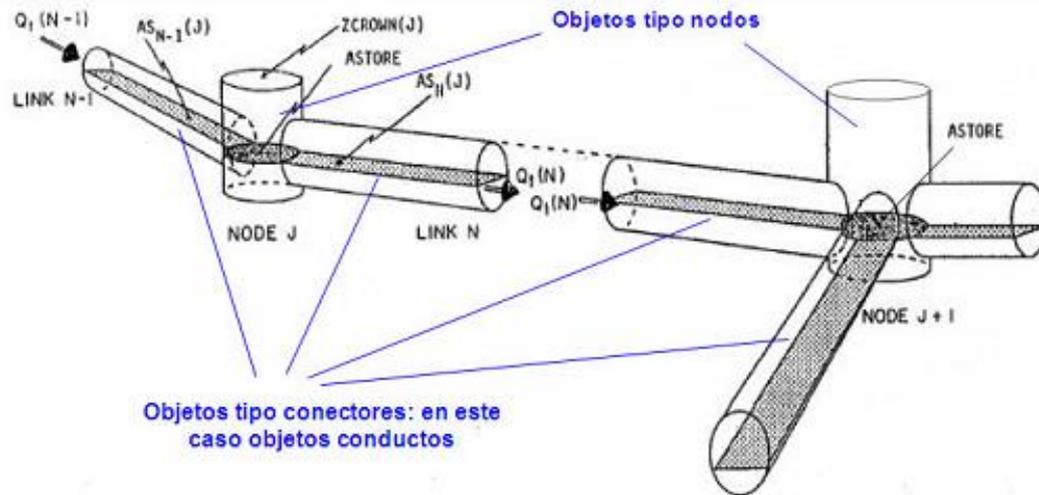


Figura 3.4: Representación conceptual del modelo EXTRAN de SWMM.

Fuente: Guelph website.

Las ecuaciones se resuelven de forma secuencial para obtener el flujo correspondiente de cada conducto y el calado en cada nodo en el intervalo determinado mediante el método de Euler modificado, en un esquema de diferencias finitas explícito. Dicho esquema de resolución puede tener problemas de inestabilidad numérica si los incrementos de tiempo no son suficientemente pequeños. Las condiciones que se han de cumplir para que sea numéricamente estable son:

- Condición de *Courant*. Se limita los incrementos al tiempo necesario por una onda dinámica para propagarse en la longitud del conducto.

$$\Delta t \leq \frac{L}{\sqrt{gD}} \quad (7)$$

Donde:

Δt : incremento de tiempo.

L : longitud del conducto.

D : calado máximo del conducto.

g : gravedad

- Condición sobre los nodos.

$$\Delta t \leq 0.1 A_s \frac{\Delta H_{\max}}{\Sigma Q} \quad (8)$$

Donde:

ΔH_{\max} : elevación máxima del agua en Δt .

ΣQ : flujo neto de entrada al nodo.

A_s : área de nodo.

De esta forma, las ecuaciones (7) y (8) marcarán una restricción en los conductos más cortos y con mayores entradas de caudal. Normalmente, incrementos de tiempo de pocos segundos (10 – 30 s) son comunes en la práctica de SWMM y el programa acepta un incremento de tiempo mínimo de 1 s. Otra situación en la que SWMM también puede presentar problemas al resolver las ecuaciones se da cuando el caudal circulante es nulo o prácticamente nulo.

Por último, la resolución de las ecuaciones de *saint venant* necesita de un punto al final del sistema, el cual vendrá dado por un elemento llamado por SWMM *outfall* que será la condición de contorno aguas abajo. Esta condición será impuesta en el nodo de salida del agua de la cuenca restringiendo el número de conductos que pueden llegar a dicho punto a uno.

Los datos de entrada (*inputs*) requeridos por el módulo *extran* son:

1. Datos procedentes del módulo *runoff*.
2. Duración de los incrementos de tiempo.
 - Incremento de tiempo para el cálculo hidráulico (teniendo precaución de cumplir las condiciones de estabilidad numérica).
 - Duración total de la simulación. Aunque SWMM no tiene limitaciones en los pasos de cálculo, hay que controlar la aparición de errores para simulaciones extensas durante los episodios de lluvia.
3. Características de los conductos (tramos de calle que actúen como tales o colectores). Se necesitará de una serie de datos para el programa:

- Número de identificación del colector.
- Número de identificación de los dos nodos que une el conducto.
- Flujo inicial circulante por el conducto.
- Tipología del conducto y sus dimensiones.
- Longitud del conducto.
- Elevación de los extremos del conducto sobre la solera del pozo, si ésta es distinta de cero.
- Coeficiente de rugosidad de Manning del conducto.

4. Características de los nodos (junction). La información requerida por el programa es:

- Número de identificación del pozo
- Cota de la solera del pozo.
- Cota de la calle en este mismo punto, y que condiciona la salida de agua del sistema.
- Caudal adicional vertido y calado inicial, independiente de la lluvia simulada.

5. Elementos reguladores (orífices, outlets, weirs). Los parámetros necesarios variaran dependiendo del elemento escogido.

6. Condición de contorno aguas abajo.

3.3.4.- Modelización del drenaje dual urbano con SWMM 5.1

Es posible realizar una aproximación a la modelización del drenaje dual utilizando EPA SWMM 5.1, considerando en el esquema de red las calles y colectores conectados entre sí a través del sistema de captación y los pozos de registro. Las calles son representadas como una red de conductos de sección abierta, donde la sección transversal de cada conducto puede estar definida por todo el ancho de la calle o por la sección de la cuneta. A menudo las cunetas se encuentran en ambos lados de la calle, de acuerdo a la pendiente transversal de la calle, y en éstas se encuentran las rejillas de captación, las cuales suelen ir conectadas al mismo eje colector. Esta situación es la que se propone en esta metodología, donde dos canales paralelos conectados al colector son necesarios para modelar la calle, tal como se muestra en la figura 3.5. Los nodos correspondientes a la calle se deben situar en puntos donde existan cambios en la pendiente longitudinal, cambios en la geometría transversal de las cunetas, y donde se tengan estructuras de captación de la escorrentía. Cada par de nodos situados de forma consecutiva en uno de los canales de la red superficial definirá la longitud de cada objeto de conducto, el cual representa un tramo de cuneta en EPA SWMM 5.1. La red de alcantarillado es

modelada con objetos tipo conductos cerrados y con nodos. Los nodos de esta red deberían situarse donde existan cambios de pendiente longitudinal del colector, cambios en la sección transversal de éste, incorporación de las estructuras de captación y donde existan pozos de registro. Estos nodos deben considerarse con una altura máxima (maximum depth en EPA SWMM 5.1) suficiente de tal forma que no se pierda flujo a través de éstos cuando los conductos entran en carga.

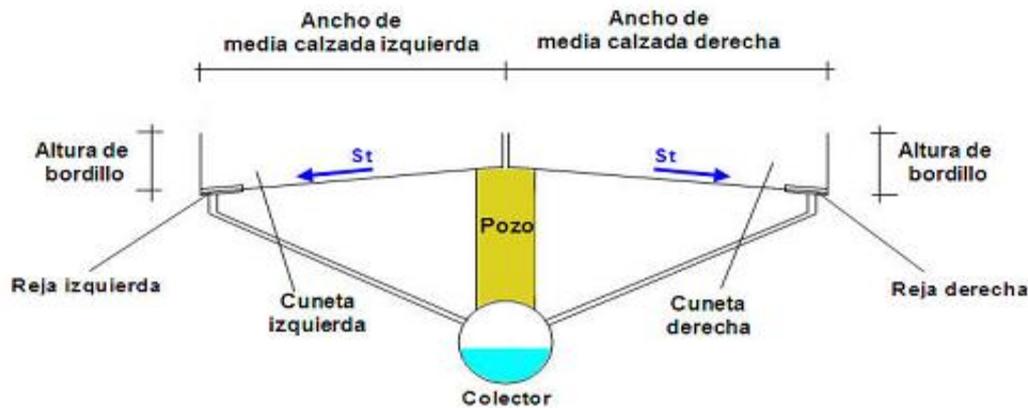


Figura 3.5: Vista transversal de una calle y colector

Respecto a la aportación de escorrentía superficial, las subcuencas aportantes son pequeñas, llegando a considerar porciones de aceras y medias calzadas, pues el nivel de escala requerido para realizar una modelación del drenaje dual exige un alto nivel de detalle. Los tejados de las viviendas también se entienden como subcuencas y se debe diferenciar las que estarán directamente conectadas a la red de alcantarillado de las que drenarán a la subcuenca que representa la porción de acera adyacente, contribuyendo en la escorrentía superficial de ésta.

A continuación, se especifica las herramientas del SWMM 5.1 que podemos usar para la modelización de las rejillas de captación y de los pozos de registro en un esquema de drenaje dual.

3.3.5.- Pozos de registro

Los pozos de registro, en general en nuestro país no son puntos de entrada de agua a la red de alcantarillado, pudiendo actuar como puntos de salida de caudal en momentos en que el nivel piezométrico del colector está muy por encima de la cota de calle en ese punto.

El flujo que sale a la calle a través de los pozos de registro se puede representar mediante objetos reguladores tipo orificio o vertedero. Ambos objetos reguladores requieren de un nodo en cada extremo y de un coeficiente de descarga.

En el caso de utilizar un orificio, consideraríamos la forma de éste rectangular y asignaríamos una altura del orificio igual al espesor de la tapa del pozo de registro y un ancho igual al perímetro de dicha tapa. Si la opción escogida es un vertedero, la longitud de vertido se consideraría igual al perímetro superficial del pozo. Independientemente del tipo de objeto debemos orientar éste desde el nodo del colector (nodo aguas arriba del objeto) hacia el nodo que se encuentra en superficie (nodo aguas abajo del objeto) y activar la opción del *Flap Gate*; de esta manera tendremos en cuenta que el flujo a través del pozo de registro puede únicamente ir desde el nodo del colector hacia los nodos de la calle cómo se muestra en la Figura 3.6.

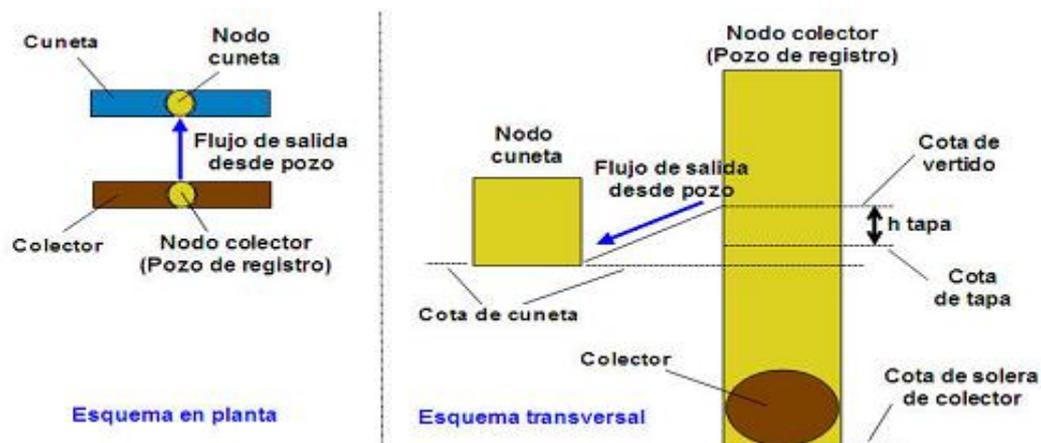


Figura 3.6: Esquema de salida través de un pozo de registro

3.3.6.- Rejas de captación

Una manera de modelar el intercambio de flujo bidireccional a través de las rejas de captación es utilizar dos objetos reguladores. Ambos deben tener sus nodos en común en sus extremos (véase Figura 3.7) y la opción de *Flap Gate* activada.

La entrada de flujo viene representada por un objeto tipo *Outlet* que debe estar orientado desde el nodo de la cuneta hacia el nodo del colector. Se requiere de una tabla de valores que muestre la relación entre los valores de caudal captado por la reja vs el calado aguas arriba de ella, o bien, la relación caudal captado vs la diferencia de nivel piezométrico entre la reja y el colector que permitirá determinar el caudal interceptado por la reja en cada instante.

Por otro lado, el objeto que representa la salida de flujo debe estar definido desde el nodo del colector hacia el nodo de la cuneta y su cota de desagüe debe ser igual al

desnivel geométrico existente entre la reja y la solera del colector, en el punto de conexión. Esta conexión puede estar representada por un objeto tipo vertedero, tipo orificio o, una vez más, por un objeto tipo *Outlet*.

En caso del objeto tipo vertedero la longitud de vertido se puede aproximar cómo la suma del largo y el ancho de la reja; para el objeto tipo orificio se puede definir la sección como rectangular (caso típico de rejillas rectangulares), donde la altura del orificio se puede considerar igual a la proyección de la reja en el plano vertical del bordillo y el ancho del orificio igual al área total de huecos de la reja dividida por la altura del orificio. Ambos objetos requieren sus respectivos coeficientes de descarga. Para el caso del objeto tipo *Outlet* la salida se podría caracterizar utilizando una tabla cómo la descrita anteriormente con los valores que obtendríamos ensayando la salida de flujo hacia la calle a través de los elementos de captación.

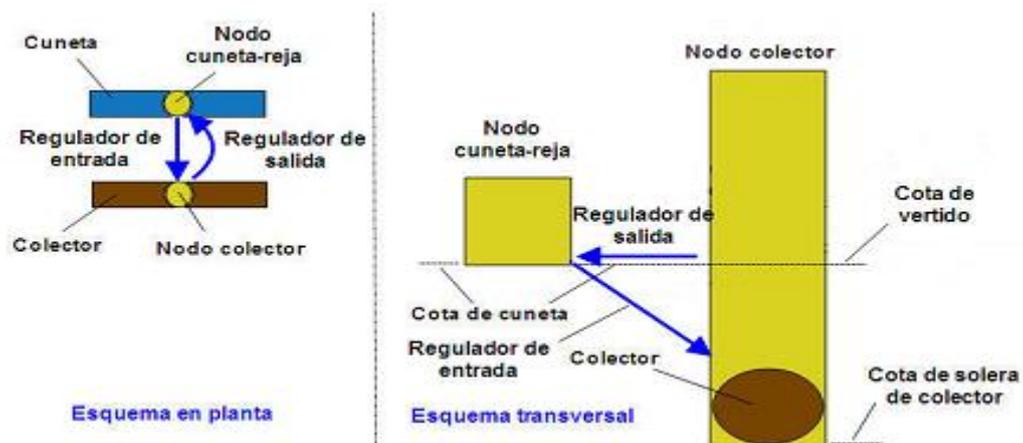


Figura 3.7: Esquema de una reja representada con conexión doble

Capítulo 4

Modelo hidráulico de El Algar con SWMM

4.1. Características del modelo

4.1.1.- Introducción

Nuestro caso de estudio se trata de una cuenca urbana, definida anteriormente, en la que realizaremos una comparación de un modelo tradicional frente a un sistema modelizado por drenaje dual.

El primer modelo incorpora la red de colectores y las subcuencas correspondientes todas ellas conectadas a la red, sin contribuir a la escorrentía superficial en ningún momento. Dicho lo cual, se obtendrán los hidrogramas correspondientes a este modelo y se compararán con el modelo de drenaje dual.

Por otro lado, la red modelada mediante drenaje dual consta de dos redes de conductos: una red de canales abiertos que representan las calles como conducto natural a través de sus pendientes aguas abajo, y otra red de colectores que, conectada a la anterior, mediante elementos de captación, en el caso de estudio, imbornales, los cuales recogerán el agua procedente de la red primaria y será introducida en los colectores para dar salida de la cuenca a la misma.

4.1.2.- Discretización de las subcuencas

La Discretización de las subcuencas es un punto muy importante a la hora de realizar el modelado en la hidrología urbana, puesto que podemos conocer la cuenca a un nivel de detalle minucioso, pudiendo analizar la lluvia en un tejado, calle a calle, de forma que se representa de manera más real el comportamiento hidráulico e hidrológico de la cuenca.

El caso que nos ocupa se trata de una zona urbana, en donde la mayor parte de la superficie de lluvia son tejados, azoteas y calles, de tal manera que para simplificar el modelo se agruparan los edificios y aceras en una misma subcuenca.

En el primer modelo se definen 6 subcuencas como podemos ver en la figura 4.1 (zona sombreada azul), que representan en gran escala el caso de estudio, y zona de urbana

del algar. Las áreas representadas son de diferentes tamaños, así como sus anchos y las pendientes de las conducciones. Todas las subcuencas se presentan como 100% impermeables y con un coeficiente de rugosidad de Manning de la superficie de 0.013.

La precipitación concurrente en dichas subcuencas transformada en escorrentía, pasara a formar parte de la red en un nodo cercano a las mismas de manera directa e introduciéndose el flujo en los colectores.

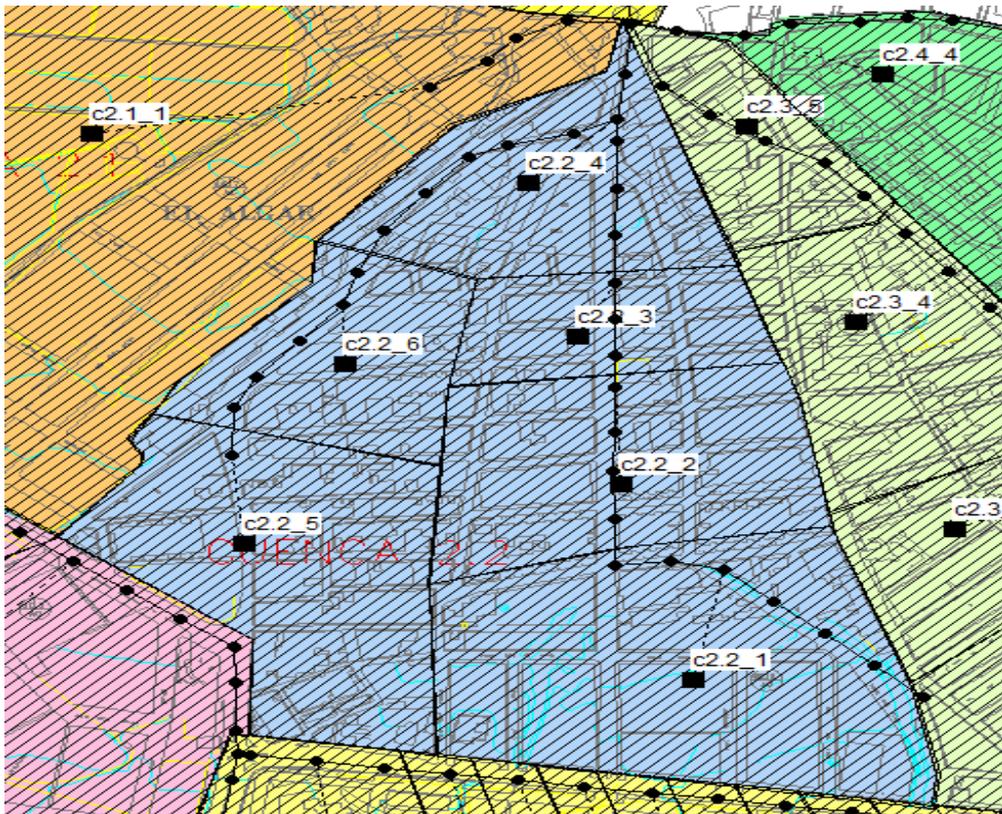


Figura 4.1: Cuenca y subcuencas del modelo tradicional representadas sobre la zona azul

Por otro lado, se presenta el modelo de drenaje dual (véase figura 4.2), el cual incorpora en su sistema un total de 73 subcuencas. Todas ellas se han considerado 100% impermeables, al encontrarnos en una zona principalmente residencial, con apenas zonas verdes, o parques. En este modelo el flujo de escorrentía llegará al nodo más cercano, siendo este el punto de recogida en la calle (red primaria) e introducido posteriormente en la red de alcantarillado mediante los elementos de captación interpuestos en el modelo.

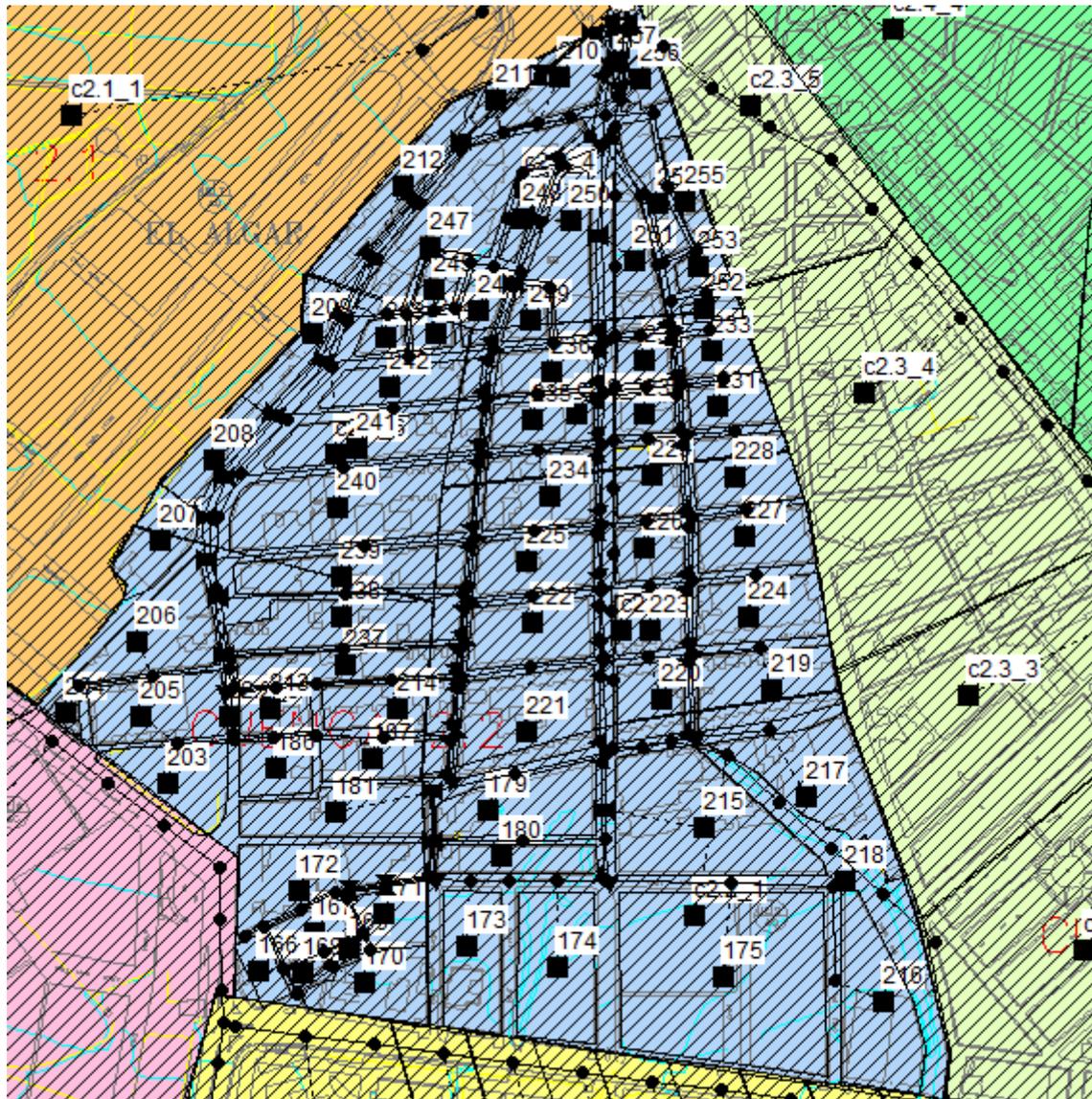


Figura 4.2: Cuenca y subcuencas del modelo Dual sobre la zona en azul

4.1.2.1.- Sistema mayor

Conoceremos el sistema mayor como aquel representado por los elementos que sirven para transportar la escorrentía superficial aguas abajo, es decir, todo el conjunto de calles de nuestro caso de estudio. Con el fin de analizar el comportamiento hidráulico, las calles se consideran como conductos unidimensionales en los cuales el flujo circula en lámina libre, cuya longitud será como mínimo de un orden de magnitud superior a su ancho. Las calles se pueden representar mediante ejes y así definir sus dimensiones en el espacio, para obtener su sección transversal característica de toda o parte de la calle.

Para modelizar las calles habrá que determinar primero su tipología, es decir, el tipo de sección que presentará la misma, para esto y basándonos en el estudio de campo, las calles en nuestra zona de estudio se presentan en dos situaciones, una primera sección

en calles de mayor ancho porque presenta zona de aparcamiento a los laterales de la misma. Por otro lado, la segunda tipología de calle que se establece es de una sección más estrecha sin zona de estacionamiento, pero manteniendo las mismas características de bordillo y acera.

La distribución en las calles se ha definido de manera que en cada intersección de calle se encuentre un nodo que recoja todo el flujo de agua proveniente de calles adyacentes, y circulando aguas abajo por gravedad. Como podemos ver en la figura 4.3, el flujo en rojo procedente de las calles adyacentes llega al nodo en el centro del cruce, y este lo redirige aguas abajo en el sistema mayor.

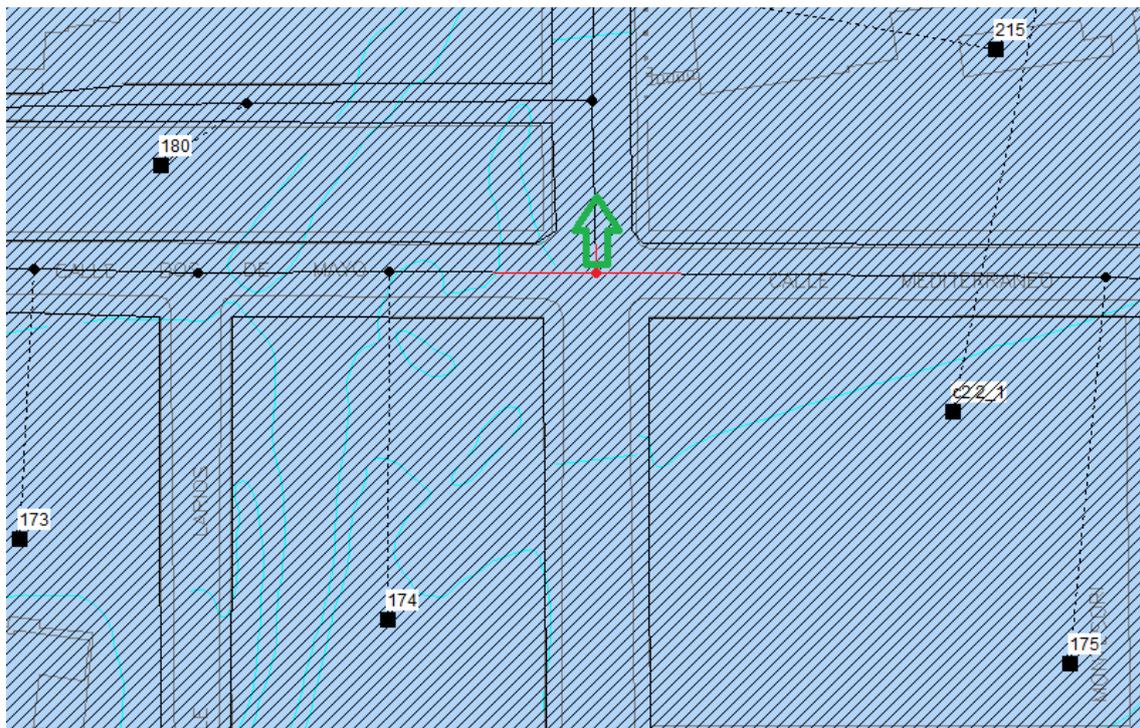


Figura 4.3: Ejemplo de nodo en la intersección de calles

- **Elementos que intervienen en el sistema mayor**

Las calles necesitan de una modelación para ser representadas en SWMM y para ello, como se explicó anteriormente, se han establecido dos tipologías de calle en las que se definirá la altura de bordillo, ancho y altura de centro de calzada.

El programa SWMM nos permite definir una sección irregular en forma de canal por medio de coordenadas, siguiendo esta metodología hemos obtenido ambas secciones de calle que se muestran a continuación por medio de las figuras 4.4 y 4.5.

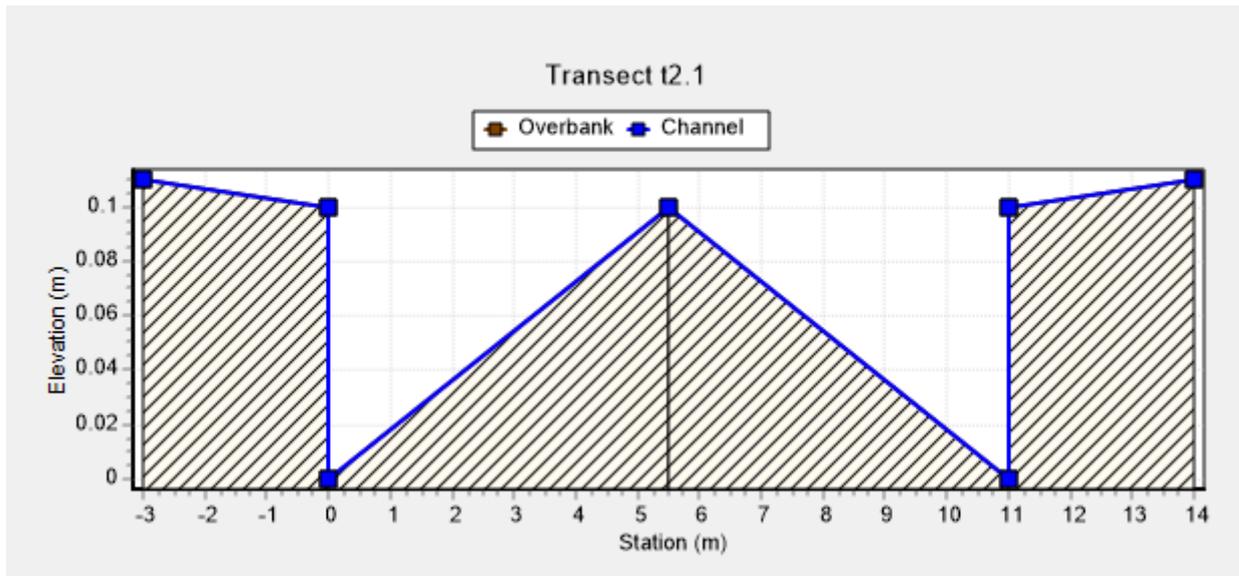


Figura 4.4: Sección tipo de calle con plaza de estacionamiento a los lados

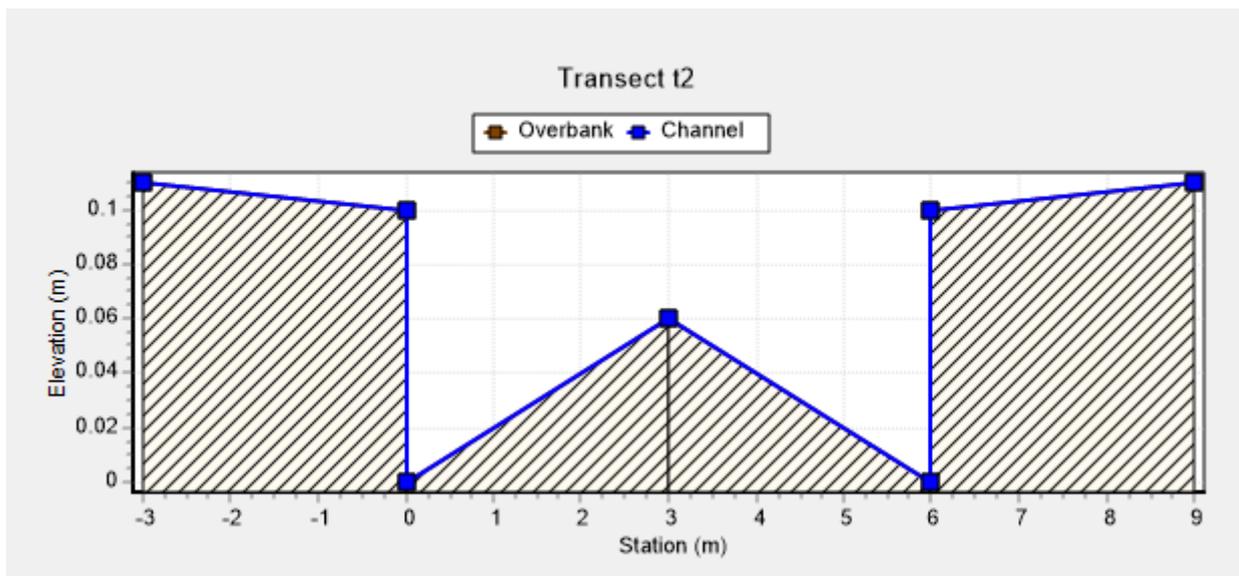


Figura 4.5: sección tipo de calle estrecha sin plaza de aparcamiento

Ambas secciones se definen con el mismo coeficiente de rugosidad de 0.013, sin embargo, en la sección primera al ser más ancha tenemos una altura en centro de calzada de 10 cm mientras que en la segunda será de 6 cm, de este modo tendremos que las pendientes transversales de ambas secciones serán del 2% aproximadamente.

Los diferentes tramos de calles se modelan mediante una serie de puntos (junction) que serán nuestros nodos que delimitarán cada tramo de calle, y estarán unidos mediante

conduits, los conductos que unen dichos nodos y formaran los canales donde circulara el flujo de agua en superficie.

El modelo está formado por un total de 215 *junctions* que representan los nodos del sistema mayor, además cuenta con 220 elementos tipo *conduits*, que sirven la mayor parte de elemento de unión entre nodos. En el sistema mayor se tienen 150 conducciones (tramos de calle).

Estos conductos nos permiten definir los tramos de las calles situados entre dos nodos sucesivos, quedando definida la pendiente por la diferencia de cotas entre ambos *junctions* unidos por el *conduit*. Sus longitudes varían entre 2.90 y 88.26 metros y sus pendientes quedan entorno a valores del 0.5% al 2% aproximadamente. Para todos estos conductos se ha establecido un valor del coeficiente de rugosidad de Manning del 0.013, tanto para canales (calles) como para colectores.

4.1.2.2.- Sistema menor

El sistema menor del modelo representa la red de alcantarillado, es decir, aquellos elementos de captación, además de los colectores para transportar el flujo de agua proveniente de la superficie. Del mismo modo que en la red primaria, el sistema menor se formara a partir de *junctions* y *conduits*.

Generalmente, los nodos del modelo serán los pozos de registro de la red, aunque algunos de ellos serán simples puntos de enlace necesarios para comunicar unas zonas con otras, o recolectar el flujo de una subcuenca directamente en la red.

Los pozos de registro serán ubicados donde exista un cambio de pendiente o un cambio en la sección de los conductos.

- **Elementos que intervienen en el sistema menor**

La red subterránea será la encargada de transportar el flujo y lo hará por medio de colectores. Estos se definen por medio de *junctions* y *conduits* al igual que en el sistema mayor, pero con unas secciones circulares cerradas en este caso al contrario que en la red primaria, que se modelaron de tipo canal abierto.

El modelo cuenta con un total de 68 conducciones las cuales se han repartido a lo largo de las cuatro calles principales con orientación hacia aguas abajo y de mayor longitud (figura 4.6). Las calles diseñadas en forma de canales abiertos serán las encargadas de acumular el agua proveniente de calles adyacentes y redirigirlas hacia los elementos de captación situados en ellas (imbornales) y transferir el caudal hacia los colectores.

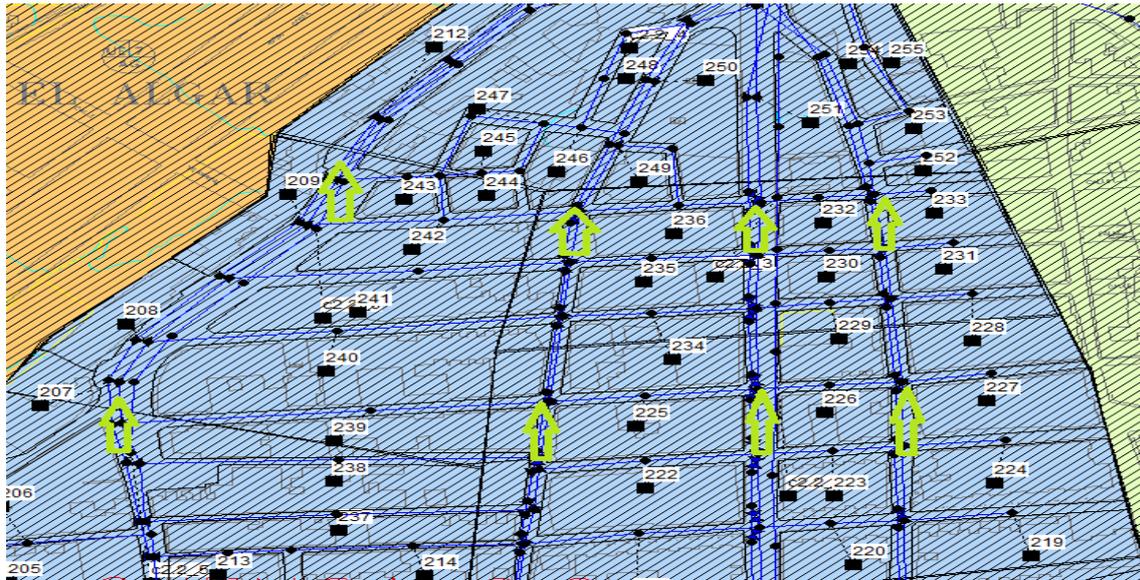


Figura 4.6: Representación del Modelo de Dual y las cuatro calles principales indicando la dirección del flujo de caudal

Para este subsistema, al igual que antes, los *junctions* unen dos nodos sucesivos formando un colector en el modelo y quedando definida la pendiente por la diferencia de cotas entre ambos *junctions* unidos por el *conduit*.

Las longitudes de los colectores varían desde 8.71 a 57.96 metros. Además, para todos ellos se establece un valor del coeficiente de Manning de 0.013.

4.2. Obras de captación elegidas

4.2.1.- Introducción

El objetivo principal de los sistemas de captación es introducir los caudales de escorrentía en la red de alcantarillado, en los puntos previstos, para que el agua no circule descontroladamente por la superficie de la ciudad. Generalmente algunas superficies de la ciudad están conectadas directamente a la red de alcantarillado, pero en el caso de aceras, viales, plazas u otros espacios abiertos cuya escorrentía producida circulará por la vía pública, necesitamos diferentes estructuras como imbornales, rejillas continuas, etc. que constituyen el sistema de captación y que tienen la responsabilidad de recoger el caudal e introducirlo en la red de alcantarillado figura 4.7.



Figura 4.7: Ejemplos de elementos de captación

Nuestro modelo necesita de un elemento que sirva de nexo entre la red primaria (calles) y la red subterránea (colectores), se erige aquí la figura del imbornal como elemento capaz de interconectar ambas redes y permitir el intercambio de flujo de una a otra.

SWMM 5.0 nos permite realizar esto por medio de orificios, vertederos y outlets. En nuestro caso nos hemos decantado por outlet como elemento de conexión el cual se registrará por una ecuación de rendimiento y tendrá preestablecido el caudal máximo a captar. De este modo se define mediante una tabla que relaciona el calado justo aguas arriba de la reja de captación (imbornal) y el caudal captado por dicho elemento. La determinación de estas tablas se ha realizado partiendo de coeficientes característicos de cada tipo de reja. Para relacionar el caudal existente aguas arriba del elemento de captación con el caudal captado en el mismo punto se ha utilizado la ecuación de Manning.

Resumiendo, para modelar la entrada de flujo al sistema de alcantarillado habrá que proporcionar al programa una serie de nodos que se encuentran en los extremos del link cuyos parámetros ya han estado introducidos previamente y la función que representa el caudal captado por la reja en función de la rugosidad, la pendiente longitudinal, los parámetros de la reja en cuestión, el caudal aguas arriba y la sección de la calle. Nuestro modelo consta de 84 outlets repartidos en distancias desde 12 a 60 metros aproximadamente.

4.2.2.- Metodología

En la gran mayoría de los casos de redes de alcantarillado con problemas de funcionamiento se debe a no al mal diseño de la misma, sino de un déficit de elementos de captación o una eficiencia hidráulica que no es suficiente para el diseño de expuesto y que a la larga conlleva en niveles de servicio ínfimos en calles y viales urbanos. De ahí la importancia de conseguir modelos detallados de las captaciones para establecer unos

criterios de riesgo en caudales, calados y velocidades siempre del lado de la seguridad en un evento de lluvia.

La norma existente para el caso de las rejillas de captación es muy escasa y no hay nada que especifique su uso y su comportamiento hidráulico, por lo que en nuestro estudio del sistema de captación nos basaremos en un experimento realizado por el GRUPO FLUMEN (UPC) con ETISCCP de Barcelona.

El comportamiento hidráulico de una rejilla se basa en la eficiencia E o rendimiento y se puede definir como:

$$E = \frac{Q_{\text{captado}}}{Q_{\text{limite}}}$$

Siendo:

- Q_{captado} : el caudal que capta la rejilla
- Q_{limite} : caudal que circula justo en el punto agua arriba de la rejilla

Ante los resultados obtenidos en el ensayo que se realizó proponían una relación de ajuste entre la eficiencia y caudal-calado, como en la figura 4.8, de la siguiente manera:

$$E = A \left(\frac{Q}{h} \right)^{-B}$$

Donde:

- E : eficiencia de la rejilla
- A, B : los coeficientes característicos de la rejilla
- Q : flujo de caudal límite
- h : calado inmediatamente aguas arriba de la rejilla

Gráfica E-Q/y de la REJA 4

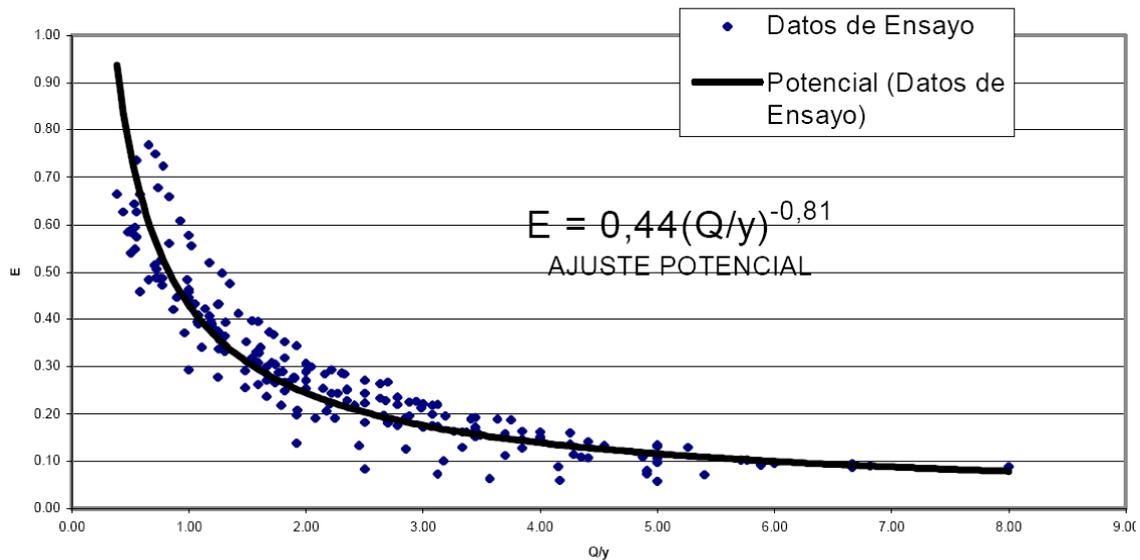


Figura 4.8: Grafica de la eficiencia de la reja 4 obtenida en el experimento de Grupo FLUMEN

De esta manera se ensayaron un conjunto de rejillas (figura 4.10) de diferentes longitudes, ancho y área total, así como del área de huecos correspondientes (figura 4.9), para obtener sus parámetros característicos A y B como vemos en la figura 4.11. En rojo se muestra la reja elegida para nuestros elementos de captación, que será la número 3, modelo E-25.

	longitud (cm)	Anchura (cm)	Área total (cm ²)
reja 1	78	36.4	2839
reja 2	78	34.1	2659
reja 3	64	30	1920
reja 4	77.6	34.5	2677
reja 7	97.5	47.5	4825
reja 8	97.5	95	9650

Figura 4.9: tabla de características de las rejillas ensayadas en la experimentación



Figura 4.10: Tipos de rejillas ensayadas

Tipo Reja	A	B
1	0.47	0.77
2	0.4	0.82
3	0.39	0.77
4	0.44	0.81
7	0.52	0.74
8	0.73	0.49
9	0.67	0.74

Figura 4.11: tabla de parámetros característicos de cada tipo de rejilla

Por otro lado, la ecuación anterior solamente sería viable según el ensayo para una calle de 3 metros de ancho de calzada, pero si asumimos la hipótesis de distribución uniforme

de velocidades para cada sección de canal, podemos extender la metodología propuesta a cualquier calle independientemente de su ancho (Gómez, et al., 2005). La función quedaría entonces del siguiente modo:

$$E = A \left(k \frac{Q}{h} \right)^{-B}$$

Siendo k un coeficiente dependiente de la geometría de la calle de estudio, que se recuerda en nuestro caso era de 3 metros y 5.5 metros. Se establece pues una serie de formulación para adaptar a cualquier geometría la eficiencia de las rejillas de captación utilizadas en cualquier diseño, se detalla a continuación dicha metodología:

Ancho de la mitad de la calzada $x = 3m$	
Para cada y	$k = 1$
Ancho de la mitad de la calzada $x < 3m$	
$y \leq x \cdot I_x$	$k = 1$
$x \cdot I_x \leq y \leq 3 \cdot I_x$	$k = \frac{1}{1 - \left(1 - \frac{x \cdot I_x}{y}\right)^2}$
$y \geq 3 \cdot I_x$	$k = \frac{1 - \left(1 - \frac{3 \cdot I_x}{y}\right)^2}{1 - \left(1 - \frac{x \cdot I_x}{y}\right)^2}$
Ancho de la mitad de la calzada $x > 3m$	
$y \leq 3 \cdot I_x$	$k = 1$
$3 \cdot I_x \leq y \leq x \cdot I_x$	$k = 1 - \left(1 - \frac{3 \cdot I_x}{y}\right)^2$
$y \geq x \cdot I_x$	$k = \frac{1 - \left(1 - \frac{3 \cdot I_x}{y}\right)^2}{1 - \left(1 - \frac{x \cdot I_x}{y}\right)^2}$
donde: I_x es la pendiente transversal de la calle (m/m).	

Donde:

- x: longitud de la mitad de la calle
- I_x : pendiente transversal de la calle
- y: calado del agua sobre el imbornal

Una vez se han expuesto los modelos de reja, sus parámetros y características se puede conocer la curva de eficiencia de captación de cada una de ellas según la pendiente de

la calle y la rugosidad de la misma. En nuestro modelo se ha elegido la reja de tipo 3 como señalábamos anteriormente y podemos ver el diseño de la misma sacado de catálogo en la figura 4.12 puesto que es la que mayor cantidad se ha podido detectar en nuestra cuenca de estudio.



Figura 4.12: Reja E-25 sacada de catálogo de GRUP FABREGAS

A continuación, se muestra un ejemplo la eficiencia de una reja situada en un tramo de la carretera Cartagena con una pendiente del 1.2% en nuestra zona de estudio por medio de la figura 4.13 y su curva de caudal captado, figura 4.14.

tramo 1 carretera Cartagena (El Algar)			
<i>Q manning (m³/s)</i>	<i>CALADO (m)</i>	<i>EFICIENCIA</i>	<i>CAUDAL (m³/s)</i>
0.0019	0.01	1	0.0019
0.0125	0.02	0.5587	0.0070
0.0369	0.03	0.3320	0.0122
0.0796	0.04	0.2295	0.0182
0.1443	0.05	0.1723	0.0248
0.2347	0.06	0.1364	0.0320
0.3540	0.07	0.1114	0.0396
0.5055	0.08	0.0943	0.0476
0.6920	0.09	0.0810	0.0561
0.9165	0.1	0.0708	0.0649

Figura 4.13: tabla de valores de Caudal captado con respecto a calado y eficiencia

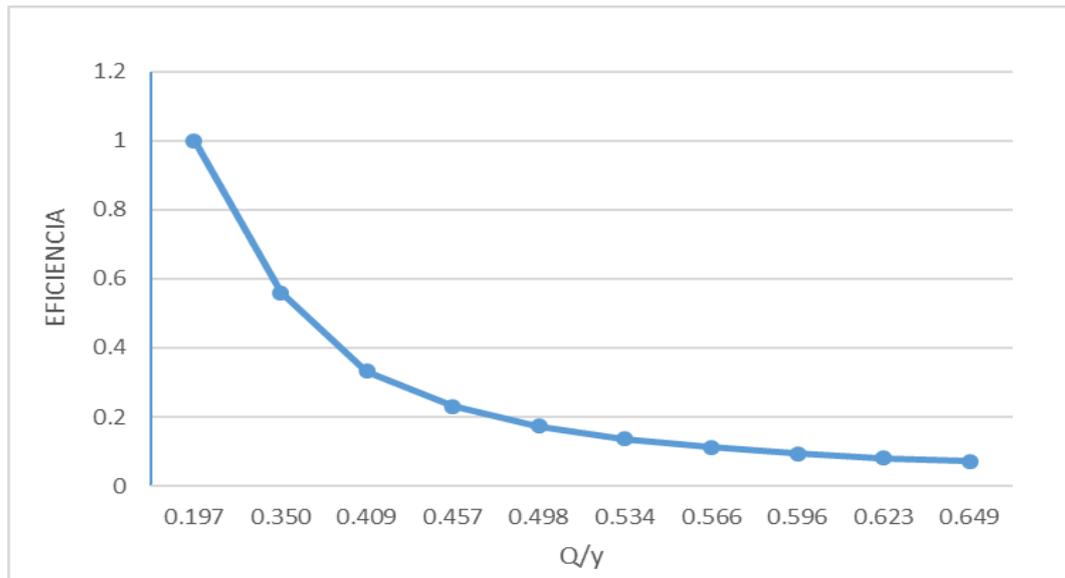


Figura 4.14: Curva de captación de caudal- calado frente a eficiencia

Esta metodología es la que se ha utilizado para cada tramo definido de las cuatro calles principales que serán las encargadas de recolectar todo el flujo de escorrentía superficial, que será captado por estas rejillas mediante de los imbornales interpuestos en el sistema.

Un fenómeno a tener en cuenta en el estudio de un sistema de captación, en concreto el de rejillas, es la colmatación, puesto que un impedimento del flujo del agua a entrar en los imbornales podría provocar un colapso en el sistema, haciendo que este se viera mermado si este suceso ocurre de manera sistemática múltiples veces durante un episodio de lluvia (figura 4.15). De ahí la importancia del buen mantenimiento y limpieza de estos elementos puesto que son un aspecto clave en el impacto en el funcionamiento de la red.



Figura 4.15: ejemplo de reja colmatada por la suciedad

4.3. Elaboración del modelo en SWMM

4.3.1.- Introducción

El análisis realizado con SWMM lo hemos dividido en dos partes, por un lado, el modelo tradicional a mayor escala y con menos detalle, y por otro lado el modelado mediante drenaje dual. En este apartado se expondrá los parámetros utilizados en el programa, así como datos de entrada necesarios en el mismo.

4.3.1.1.- Datos de lluvia

En primer lugar, como se explicó en el apartado X, acerca de la precipitación y la forma de entrada de la escorrentía superficial en el sistema, la lluvia conocida como *Rain Gage* en SWMM son los elementos que utiliza el programa para dar información al modelo sobre el evento de lluvia.

Se define por tanto los datos por medio de lo que se conoce como *time-series Data*, donde se introducen en forma de tabla los valores del hietograma que hemos usado en nuestro análisis (figura 4.16). En nuestro caso los hietogramas para periodo de retorno de 10 y 25 años y el intervalo de tiempo para las tormentas de proyecto será de 5 minutos.

The image shows two windows from the SWMM 5.1 software. The left window is titled 'Rain Gage RG1' and displays the following properties:

Property	Value
Name	RG1
X-Coordinate	
Y-Coordinate	
Description	
Tag	
Rain Format	VOLUME
Time Interval	0:05
Snow Catch Factor	1.0
Data Source	TIMESERIES
TIME SERIES:	
- Series Name	TS-T10
DATA FILE:	
- File Name	*
- Station ID	*
- Rain Units	IN

The right window is titled 'Time Series Editor' and shows the configuration for a time series named 'TS-T10'. The description is 'Lluvia para un periodo de retorno de 10 años'. The 'Enter time series data in the table below' checkbox is checked. The table below shows the following data:

Date (M/D/Y)	Time (H:M)	Value
	0:00	0
	0:05	0.31
	0:10	0.32
	0:15	0.33
	0:20	0.34
	0:25	0.35
	0:30	0.36
	0:35	0.37
	0:40	0.39
	0:45	0.4
	0:50	0.42

Figura 4.16: Lluvia de tormenta utilizada en el programa SWMM 5.1

4.3.1.2.- Opciones de simulación

La simulación del modelo requiere establecer una serie de opciones incluidas en el programa una vez definidos los elementos que componen nuestra red para así poder ejecutar de manera correcta dicha simulación.

De esta manera se ha decidido escoger el método de la onda dinámica (dynamic wave) puesto que describe mejor el tipo de comportamiento hidráulico que tiene nuestra red ya que el flujo variable se representa mejor con este método que con cualquier otra opción que nos proporciona SWMM 5.1. Además, es el único que permite el diseño de redes malladas, como es nuestro caso, considera también la entrada en carga de los conductos y efectos de remanso. A continuación, se muestran las opciones seleccionadas de la onda dinámica en la figura 4.17.

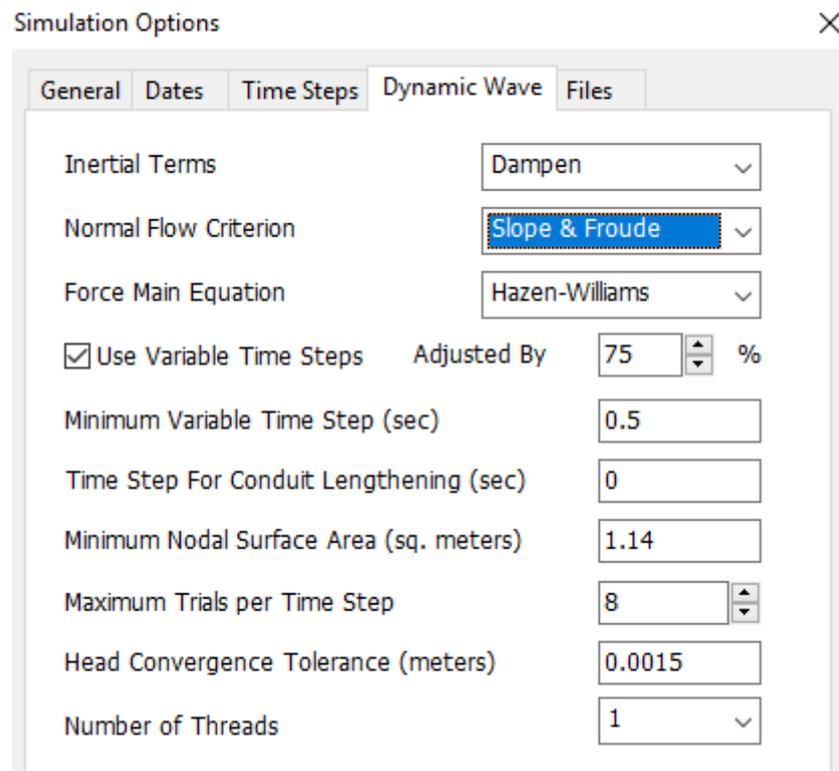


Figura 4.17: opciones de simulación en el programa SWMM 5.1

Se establecen los intervalos de tiempo utilizados para el cálculo hidrológico, tanto en tiempo seco como durante los eventos de lluvia, para el cálculo hidráulico del flujo en la red y para los informes de resultados. Los intervalos de tiempo escogidos se resumen en la siguiente tabla de la figura 4.18.

Reporting	1 min
Runoff (drywater)	1 h
Runoff (wet weather)	1 min
Routing	15 s

Figura 4.18: intervalos de tiempo utilizados en la computación

4.3.1.3.- Cuenca centro sin flujo dual y con flujo dual

Como se ha expuesto en el apartado 4.1.2. se presentan dos modelos en la cuenca urbana de la zona, uno simple (modelo tradicional) y otro el modelo de drenaje dual. A continuación, se muestran los diseños de ambas redes.

Modelo tradicional

Este diseño se elabora por medio de las 6 subcuencas que aportan directamente a la red de colectores el caudal procedente de las precipitaciones del episodio de lluvia, sin analizar el comportamiento de la escorrentía superficial y como se realiza el proceso de transferir el flujo subcuenca-colector.

- Diseño de la red

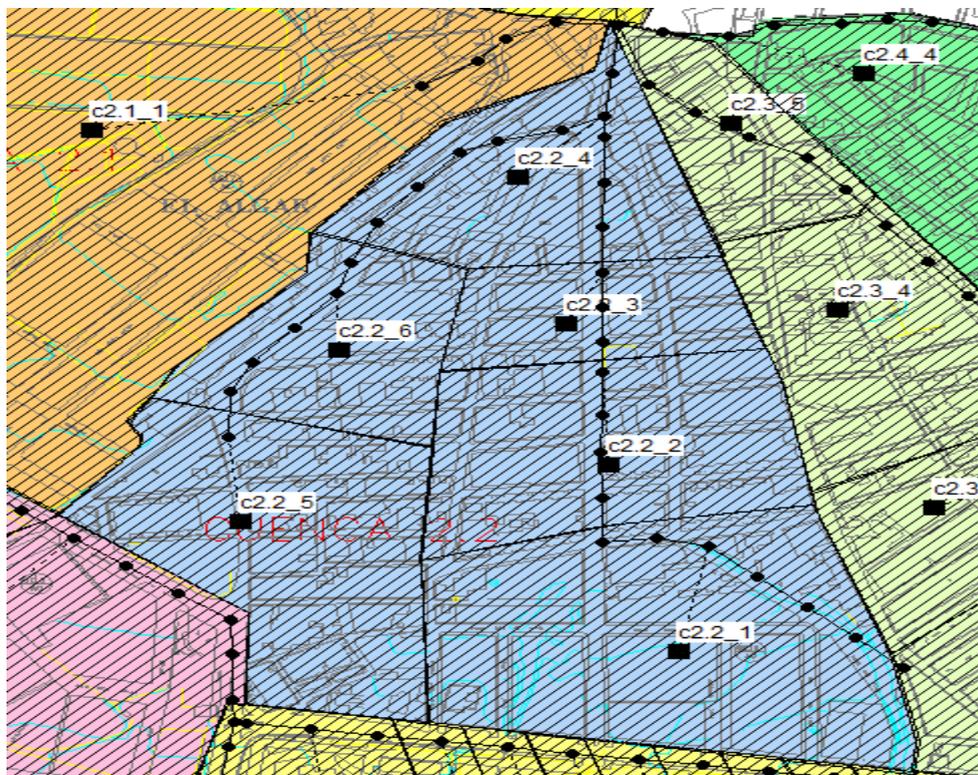


Figura 4.19: diseño del modelo tradicional en la zona sombreada azul

- Dimensiones de cuencas y colectores

A continuación, se adjunta una tabla en la figura 4.20 con las dimensiones de las subcuencas, así como las características de los colectores utilizados en el diseño de la red de transporte de caudal hacia el exterior de la cuenca.

Identificación	Tipología	Punto de vertido	colector
Cuenca 2.1	Urbana	Marco 3x1,5	Tubería enterrada \varnothing 800
Cuenca 2.2	Urbana	Marco 3x1,5	Tubería enterrada \varnothing 800
Cuenca 2.3	Urbana	Marco 3x1,5	Tubería enterrada \varnothing 1000
Cuenca 2.4	Urbana	Marco 3x1,5	Tubería enterrada \varnothing 1000-1200
Cuenca 2.5	Urbana	Marco 3x1,5	Tubería enterrada \varnothing 800
Cuenca 2.5	Urbana	Marco 3x1,5	Tubería enterrada \varnothing 800

Figura 4.20: características de las subcuencas y colectores del modelo convencional

Modelo con drenaje dual

El sistema de drenaje dual es más complejo de elaborar que por el método tradicional, ya que requiere de elementos que precisan de un mayor detalle en la entrada de datos y en su diseño para un correcto funcionamiento en la simulación. De este modo la red formada 73 subcuencas se unen a los nodos de las calles a sus respectivas cotas.

El modelo se realizó en forma de una red mallada (figura 4.21) en donde el flujo se ira moviendo dependiendo de las cotas de los nodos y en definitiva de las pendientes de las mismas, es decir, por gravedad.

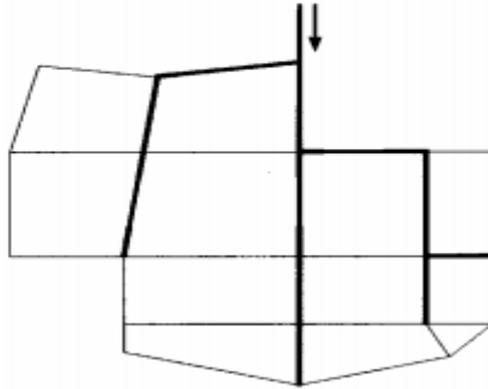


Figura 4.21: ejemplo de red de drenaje mallada

La red de alcantarillado está constituida por colectores tubulares de hormigón donde los diámetros varían entre 600 y 1000 milímetros. Estos conductos se reparten a lo largo de 4 calles principales y de mayor longitud de la cuenca, uniéndose aguas abajo de la misma como podemos ver en la figura 4.22. De este modo los imbornales situados en dichas calles captarán el caudal procedente de los canales siguiendo una curva dependiente del calado y caudal circulante inmediatamente superior a la reja de captación según se describía en el apartado 4.2.2. y lo introducirán en la red de colectores.



Figura 4.22: representación de las 4 calles principales bajo las que se encuentra los colectores unidos a las calles mediante imbornales

El colector de la calle 1, representada en granate en la figura anterior, tiene una longitud de 464 m y una pendiente longitudinal media del 1.24%. Presenta una sección transversal circular con diámetro de 600 mm. El segundo colector del tramo de la calle representada en naranja tiene una longitud de 470 m y pendiente media del 1.15%, teniendo una sección transversal circular de 1000 mm. El tercer y cuarto colector tienen una sección transversal circular de 600 mm de diámetro. Además, presentan unas longitudes de 430 y 367 metros, y unas pendientes medias de 1.5 y 1 % respectivamente. En la siguiente tabla (figura 4.23) se resumen los datos expuestos anteriormente:

	Longitud (m)	Pendiente media	Sección
Calle 1	464	1.24 %	Circular con diámetro 600 mm
Calle 2	470	1.15 %	Circular con diámetro 1000 mm
Calle 3	430	1.5 %	Circular con diámetro 1000 mm
Calle 4	367	1 %	Circular con diámetro 600 mm

Figura 4.23: tabla de características de los colectores bajo las 4 calles principales

Capítulo 5

Discusión y resultados.

5.1. Introducción

En este apartado se procederá a realizar un análisis de las simulaciones obtenidas por el programa SWMM 5.1 de nuestro modelo de drenaje dual y compararlas con el diseño del modelo tradicional. En primer lugar, se obtendrán los hidrogramas de determinados puntos del sistema para poder visualizar el flujo del agua y como entra y sale de los conductos elegidos. En este caso las simulaciones se han hecho para periodos de retorno de 10 y 25 años al tratarse de los eventos más comunes en el drenaje urbano.

5.2. Resultados y análisis del modelo

A continuación, se muestran los hidrogramas obtenidos para los periodos de retorno de 10 y 25 años de los puntos de mayor relevancia del sistema, tanto del modelo tradicional como del modelo de drenaje dual.

5.2.1.- Hidrogramas periodo de retorno T= 10 años

Modelo tradicional

En primer lugar, podemos ver en la figura 5.1 como el modelo simplificado recoge el agua de las subcuencas c.22.5 y c 2.2.6 por la calle 1, también utilizada en el modelo de drenaje dual como colector principal. Las flechas indican hacia donde se dirige el flujo de agua en la conducción, aguas abajo intercepta con la conducción proveniente de la calle 3 en el nodo 67.

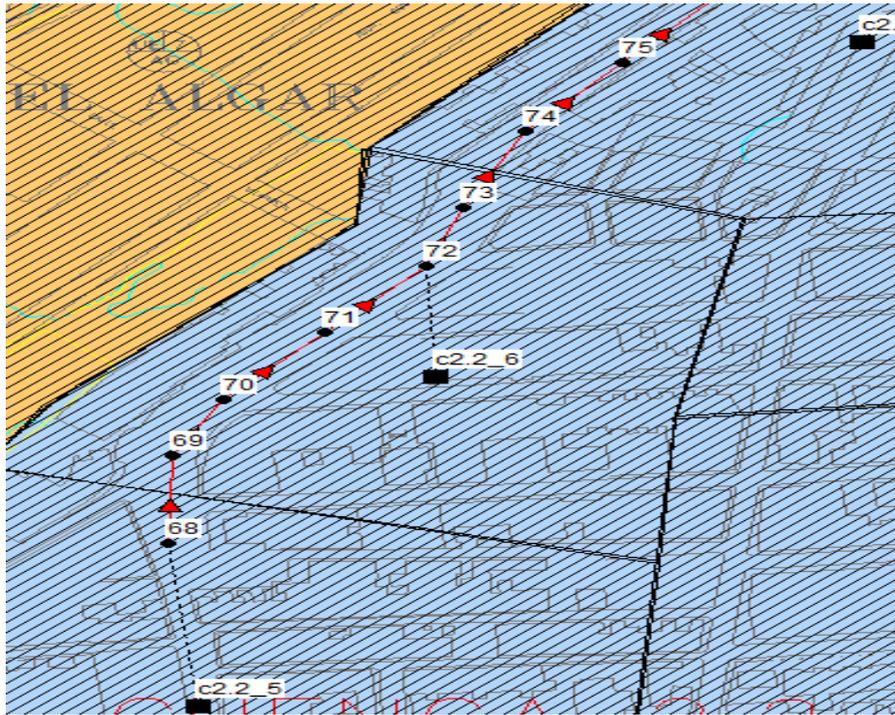


Figura 5.1: Localización de las subcuencas y dirección del caudal

A continuación, se representa en la figura 5.2 el flujo de caudal circulante a través del conducto 78, donde se observa que no llega el prácticamente ninguno volumen de agua hasta pasada casi 1 hora del evento de precipitación. El caudal máximo obtenido en este punto es de 1575.1 lps que se alcanza aproximadamente a las 3:06 h de comenzar las lluvias en la zona de estudio.

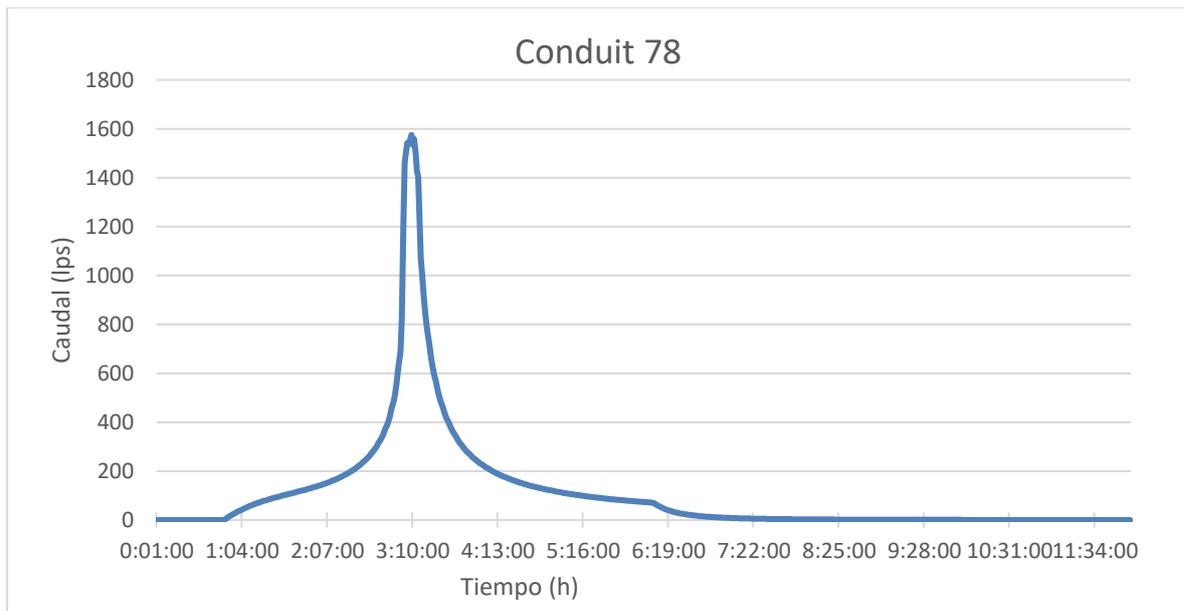


Figura 5.2: hidrograma de salida de caudal del conducto 78

Por otro lado, por la calle 3 de nuestros modelos discurre el siguiente colector del modelo tradicional (figura 5.3), definido en nuestra cuenca urbana, en este caso de mayor longitud y el que recoge una mayor cantidad de agua proveniente de las subcuencas que lo rodean que en este caso son la c2.2.3, c2.2.2 y c.2.2.1, todas ellas aportando directamente el agua a los nodos de los colectores.

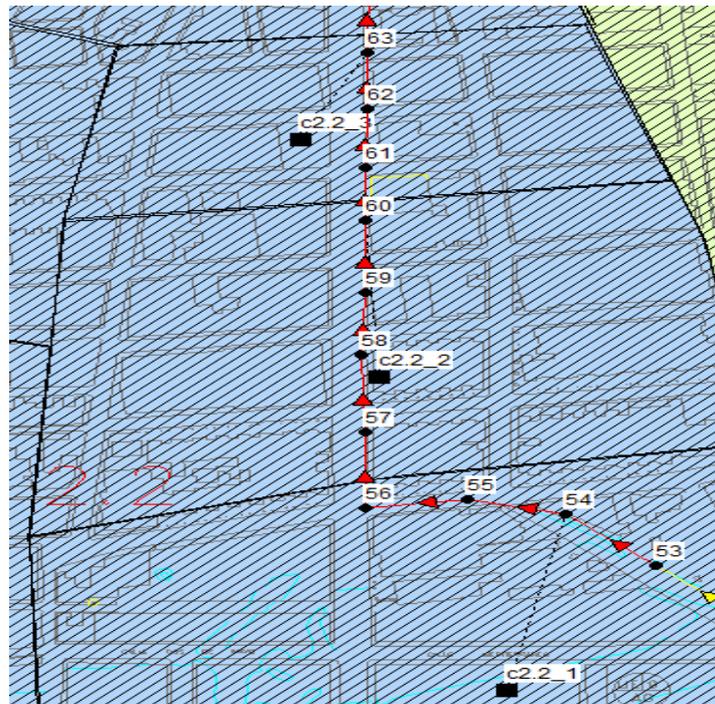


Figura 5.3: localización de las subcuencas y dirección del caudal

Del mismo modo se muestra el hidrograma característico al final de la conducción (figura 5.4), en donde podemos observar un caudal máximo a las 3:06 h con un valor de 2083.32 lps, como se había mencionado anteriormente el valor de es mucho mayor que en el otro colector debido a que este recoge la mayor parte de la escorrentía que proviene de las zonas adyacentes a las 2, 3 y 4. Cabe destacar que toda el agua no se desaguará hasta pasadas prácticamente 7 horas del evento de lluvia.

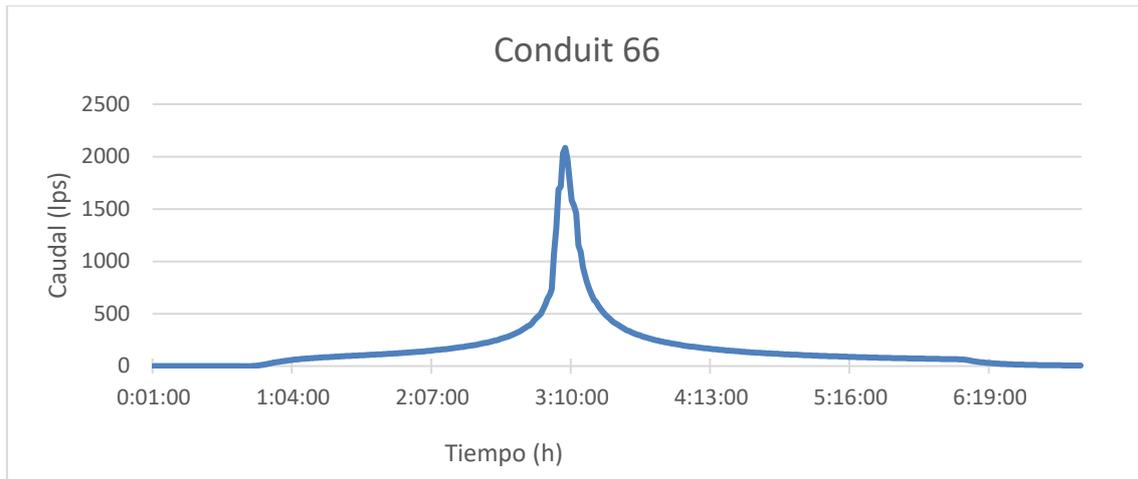


Figura 5.4: hidrograma de salida de caudal del conducto 66

Por último, la cuenca restante c.2.2.4 aporta el caudal directamente al nodo 67, el cual es el punto de unión de ambos colectores de la red. De este modo todo el caudal procedente de las precipitaciones se habría recogido en este último colector que terminara saliendo de la cuenca aguas abajo. A continuación, se representa en la figura 5.5 el punto de intersección de ambos colectores en el nodo definido anteriormente.

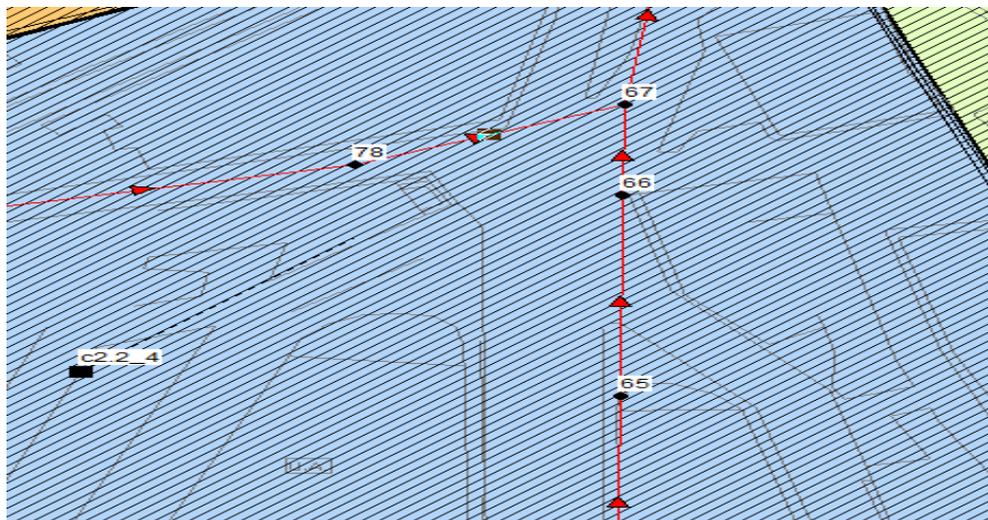


Figura 5.5: localización del nodo 67 de unión de colectores y dirección del caudal

El hidrograma correspondiente al conducto de salida del nodo 67 se muestra en la figura 5.6, y podemos ver evidente aumento del caudal que se produce debido a la confluencia de ambos colectores anteriores con sus respectivos caudales, sumado al procedente de

la subcuenca restante c.2.2.4, que en este caso es de poco menos de 800 lps en una duración bastante inferior a la del total del evento de lluvia. El caudal pico del modelo es de 4285.5 lps y se produce a las 3:06 h.

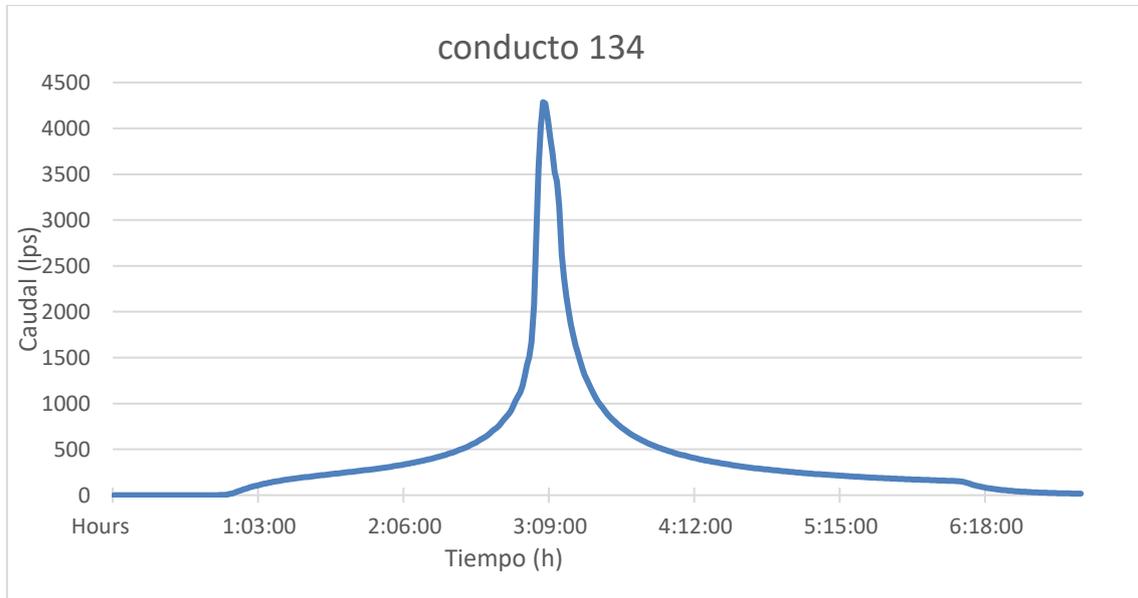


Figura 5.6: hidrograma de salida de caudal del conducto 134

Modelo de drenaje dual

Para el análisis de los resultados de este modelo se han recogido los hidrogramas característicos de cada uno de los 4 colectores de la red de alcantarillado situados debajo de las 4 calles principales de la cuenca urbana de estudio.

En primer lugar, el colector A de la calle 1 se ha realizado su hidrograma a la salida de la misma previa intercepción con la calle 2 para poder ver su aporte al sistema. Se recoge en la figura 5.7, por tanto, el caudal que se desplaza por el conducto 457 a lo largo del evento de precipitación en la cuenca. Se aprecia un valor pico de caudal a las 3.10 h de 450.2 lps. Además, se muestra en la figura 5.8, la sección longitudinal del colector desde el nodo 387 – 469 y vemos como se respetan los criterios de riesgo asumidos en el diseño.

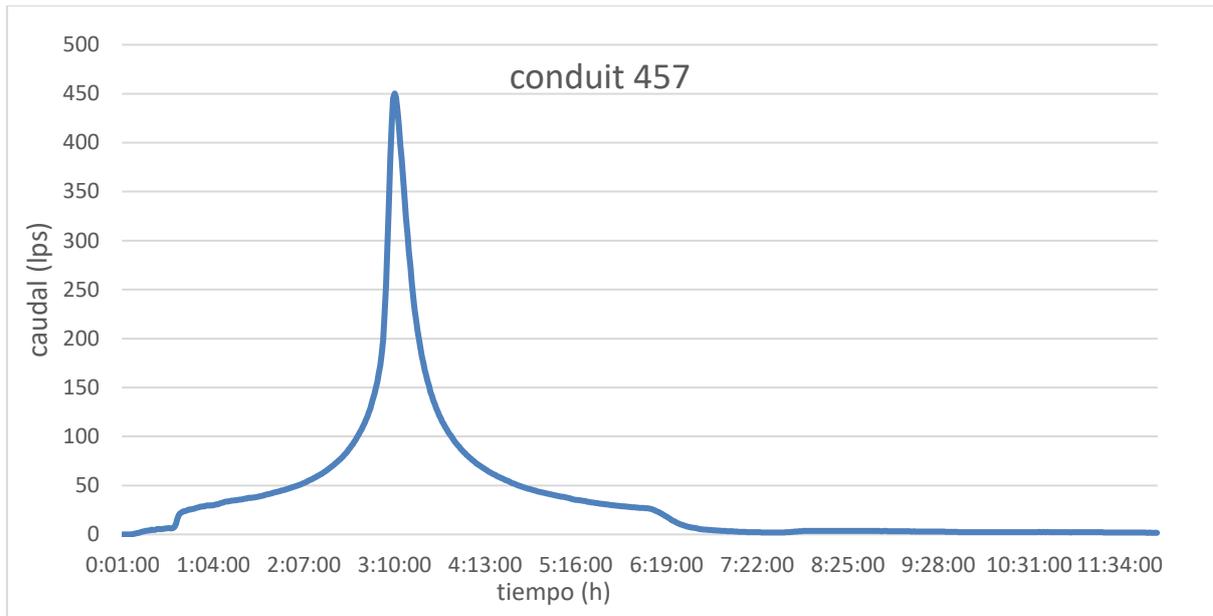


Figura 5.7: hidrograma de salida de caudal del conducto 457

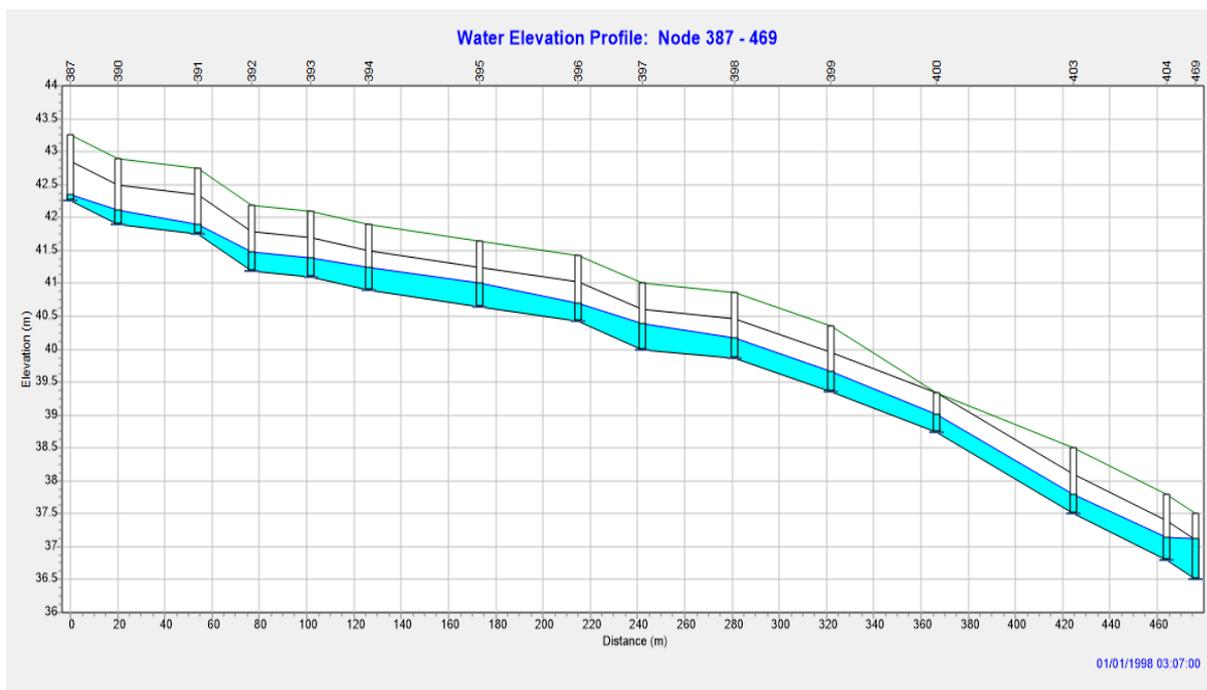


Figura 5.8: sección del colector bajo la calle 1 desde el 387-469

De esta forma se presenta también en la figura 5.9 el hidrograma de la conducción de salida de la calle 2 por el conducto 381. Podemos observar como el caudal pico con valor de 930.4 lps es en este caso superior al anterior colector, debido principalmente al mayor número de subcuencas asociadas a esta conducción, puesto que está rodeada por una gran cantidad de calles y edificios adyacentes.

Por otro lado, al igual que en la calle 1, se muestra la sección longitudinal (figura 5.10) del colector de la calle 2 y vemos como el nivel del agua no supera en ningún caso la carga máxima de la tubería.

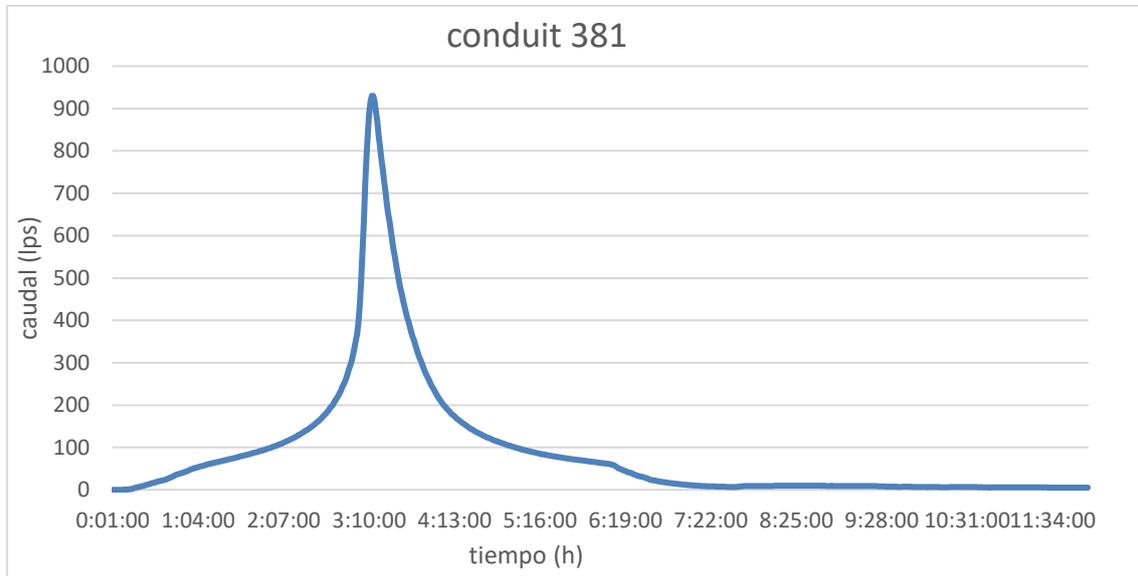


Figura 5.9: hidrograma de salida de caudal del conducto 381

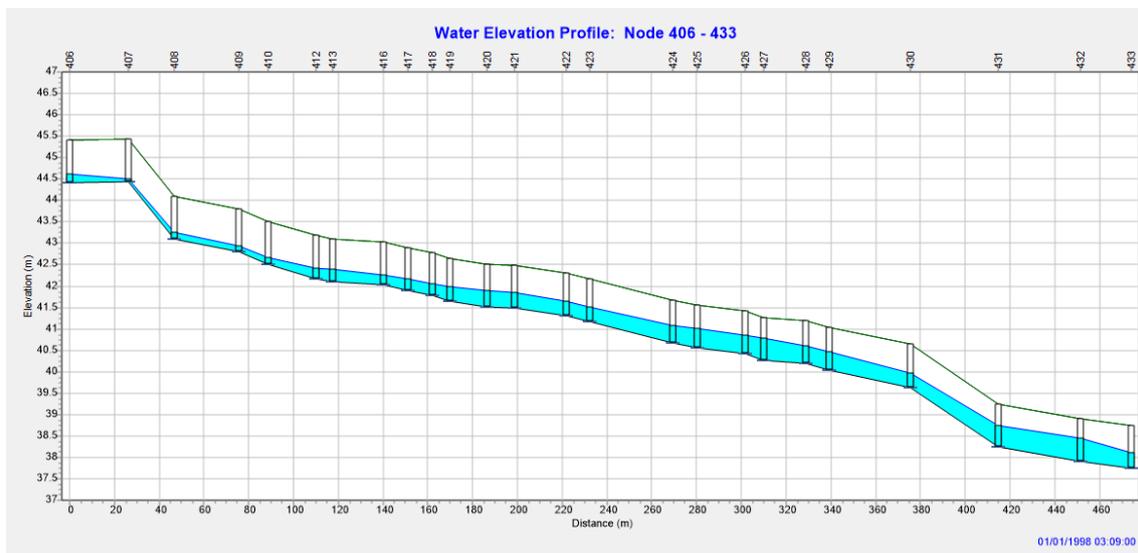


Figura 5.10: sección longitudinal del colector bajo la calle 2

A continuación, se muestra en la figura 5.11 la unión de los colectores bajo las calles 1 y 2 que interceptan en el nodo 469 que toma salida por el conducto 451. Se observa como

en el modelo termina las secciones calle en el nodo 377, conectado a un imbornal (de color verde).

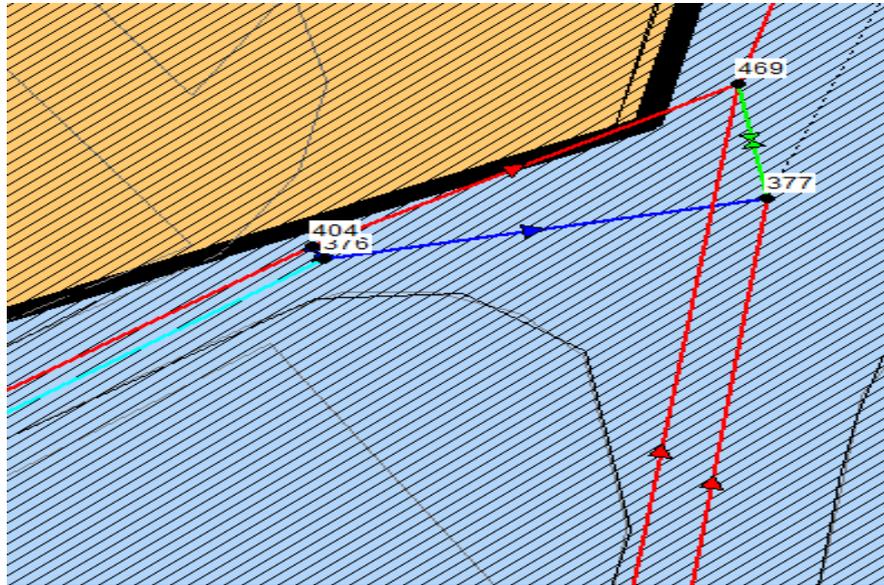


Figura 5.11: localización nodo 469 de unión de los colectores bajo las calles 1 y 2

En la figura 5.12 se ha representado el caudal de salida por el conducto de unión de ambos colectores, y podemos apreciar un leve desfase entre la entrada de caudal que proviene de la calle 1 con respecto a la 2. Esto puede deberse a que la acumulación de agua en las subcuencas aportantes a la calle 1 es más rápida debido a su menor número, y tamaño con respecto a las de la calle 2. El caudal pico en la unión de ambas es de 1548 lps y acaba por desaguar el flujo de agua aproximadamente a las 7 horas.

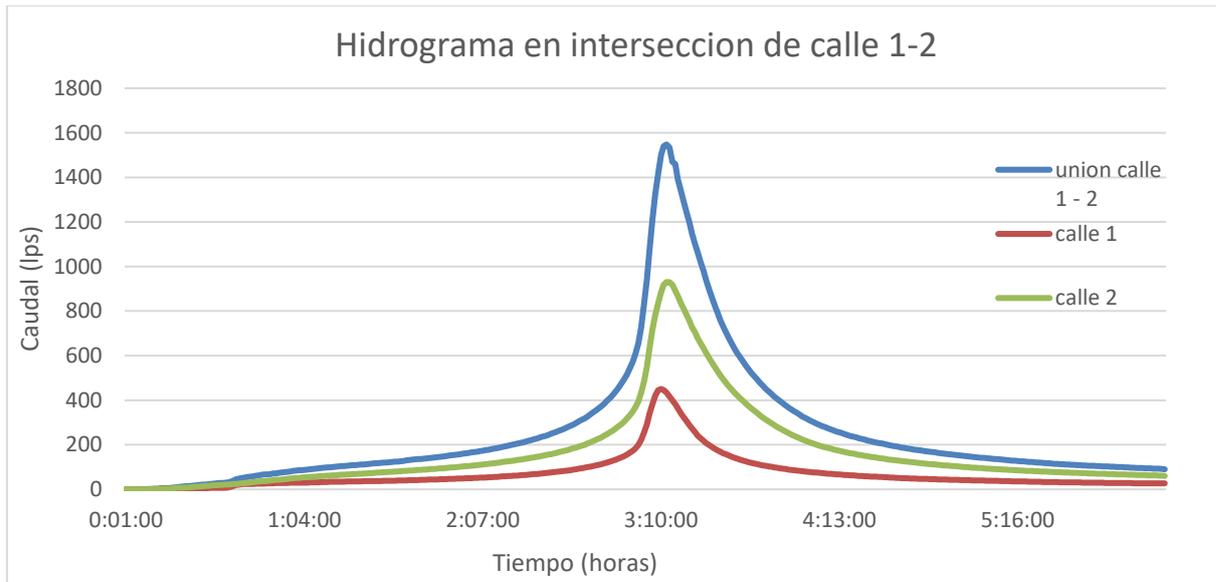


Figura 5.12: hidrograma de salida de caudal de colector calle 1, calle 2 y conducto de unión

Por otro lado, al igual que los colectores de las calles 1 y 2 interceptan en el diseño realizado, las calles 3 y 4 se unen en el nodo 466 de forma que el caudal circulante por ambos colectores se redirige por el conducto 446 como podemos ver en la figura 5.13.

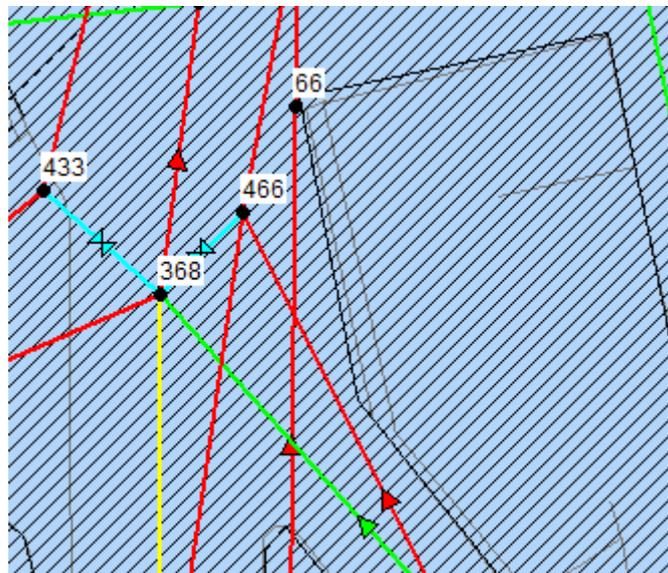


Figura 5.13: localización de nodo 466 de unión entre los colectores de calle 3 y 4

A continuación, se muestran los hidrogramas de salida de caudal al final de las calles 3 y 4 de la misma forma que se hizo anteriormente con los caudales de los colectores de las calles 1 y 2 por medio de las figuras 5.14 y 5.15.

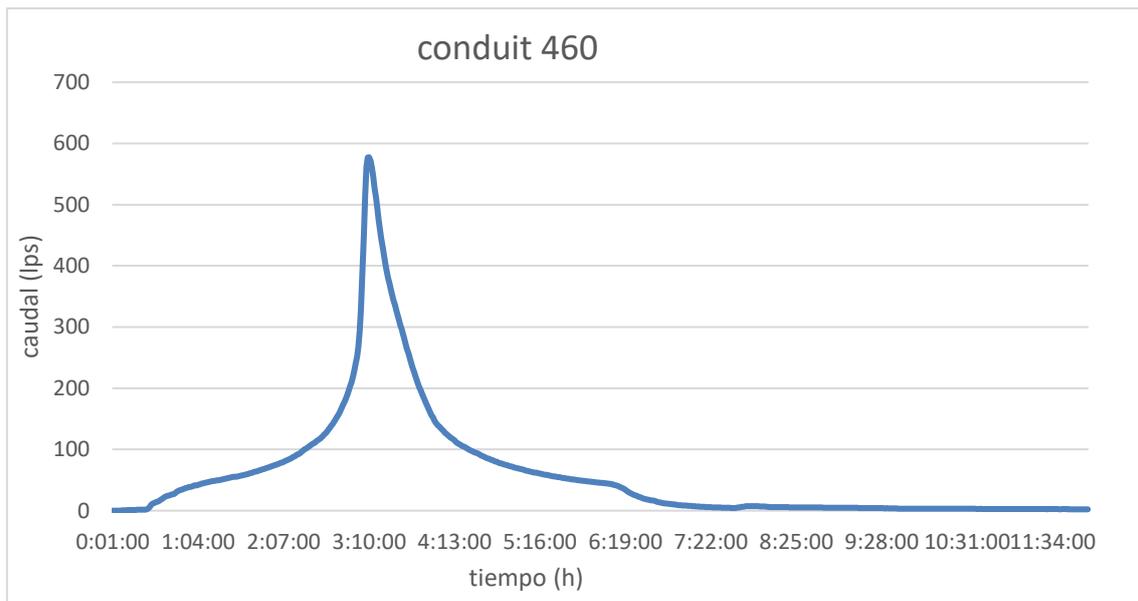


Figura 5.14: hidrograma de salida de caudal del conducto 460

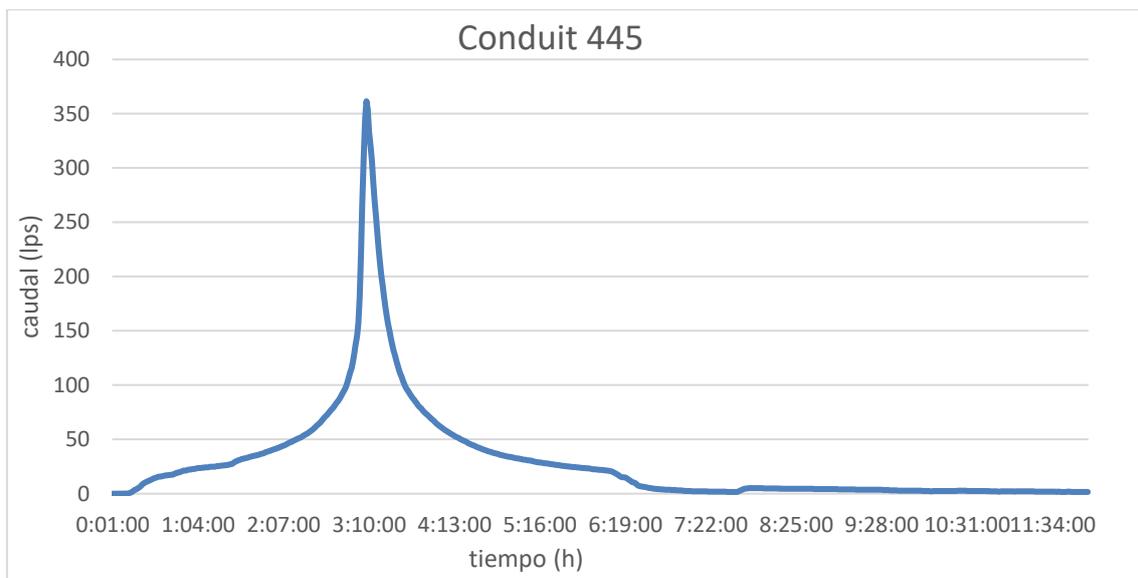


Figura 5.14: hidrograma de salida de caudal del conducto 445

En primer lugar, podemos observar como el flujo de caudal circulante por el colector de la calle 3 es mayor, alcanzando un caudal pico a las 3:09 h de 577.5 lps, que el del colector de la calle 4 siendo esto, al igual que en el caso de la calle 2, debido al mayor número de subcuencas de aporte a esta conducción. Por su parte en el segundo hidrograma vemos el caudal de salida de la conducción 445 procedente de la calle 4 y con un caudal pico máximo de 361.5 lps. Ambos hidrogramas presentan su acumulación de caudal en las tuberías comprendidos entre la primera y séptima hora, cuando se vacía

completamente. Por último, se muestra a continuación el hidrograma de la unión de ambos conductos bajo las calles 3 y 4 en la figura 5.15, donde podemos ver un muy leve desfase del caudal de la calle 4 con respecto al de la 3, siendo el caudal pico alcanzado a las 3:09 h.

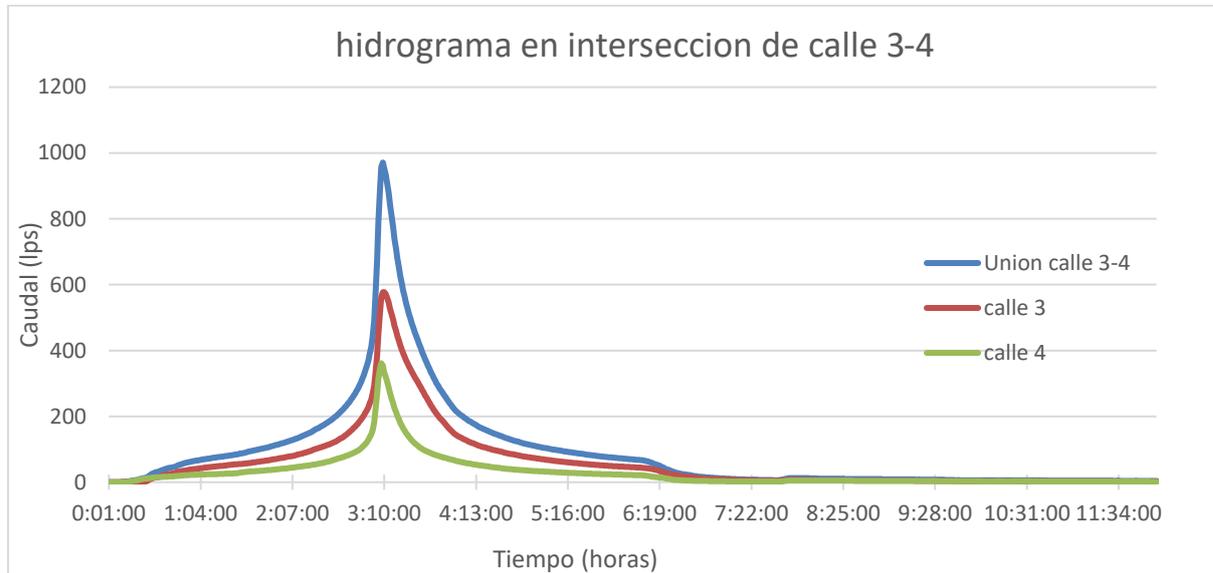


Figura 5.15: hidrograma de salida de caudal de colector calle 3, calle 4 y conducto de unión

Para acabar, el flujo de caudal procedente de los colectores de las calles se reunirá en el nodo 468 y mediante el conducto 463 saldrá del sistema por el *outfall* 47 como podemos ver en la figura 5.16. Además, podemos ver como los nodos finales de la representación de los canales de calle son el 377 y 378, puntos en los cuales su caudal restante desaguaría aguas abajo por las calles fuera de la cuenca de estudio.

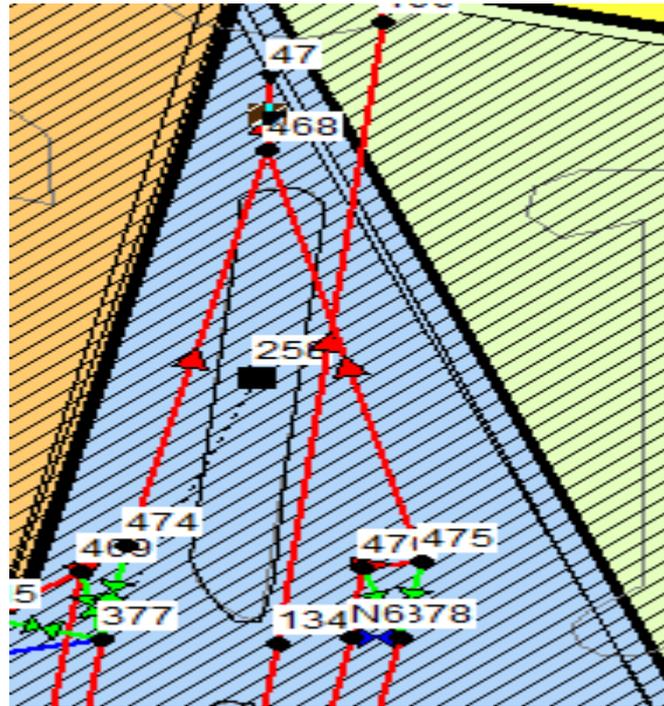


Figura 5.16: localización de *outfall* 47 y nodo 468 de unión entre los colectores

Se representa a continuación, el hidrograma correspondiente a la salida de caudal por el conducto 463 correspondiente a todo el caudal de agua procedente del episodio de lluvia (figura 5.17) superpuesto a los caudales provenientes de las uniones de calles anteriormente comentadas.

En la representación podemos ver que el caudal pico alcanzado a la salida del sistema es de 3449.1 lps, además se observa como existe un pequeño desfase en el tiempo de acumulación del agua entre las conducciones. Del mismo modo cabe destacar que el caudal pico no se mantiene, más aun, descende considerablemente al poco tiempo. lo que nos indica que el sistema es capaz de desaguar el flujo de caudal con normalidad.

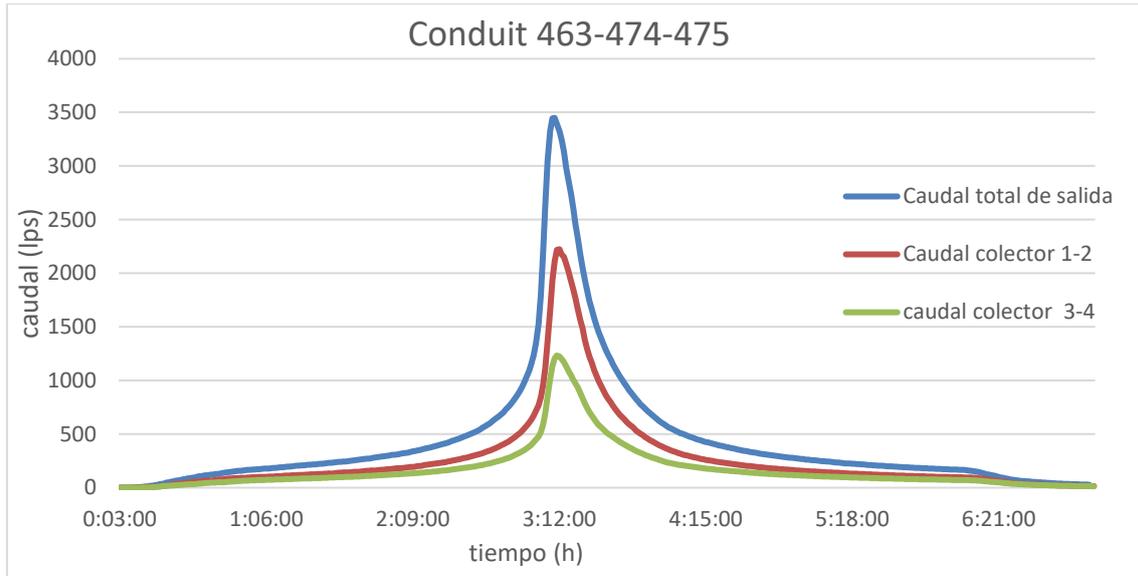


Figura 5.17: hidrogramas de salida de caudal total, colector 1-2 y colector 3-4

5.2.2.- Hidrogramas periodo de retorno T= 25 años

El análisis de la simulación de nuestra cuenca urbana para el caso de evento de lluvia con periodo de retorno T=25 años refleja un aumento general de todos los caudales pico que circulan por los colectores, sin embargo, los criterios de riesgo asumidos se ven satisfactoriamente cumplidos, no obstante, los colectores si verán aumentado su volumen de agua transportada debido a ese incremento en los caudales procedente del evento de precipitaciones.

A continuación, se representarán una serie de hidrogramas de salida de caudal en diferentes conducciones, focalizando en las uniones de las calles y la salida de la cuenca, como se realizó en el apartado 5.2.1.

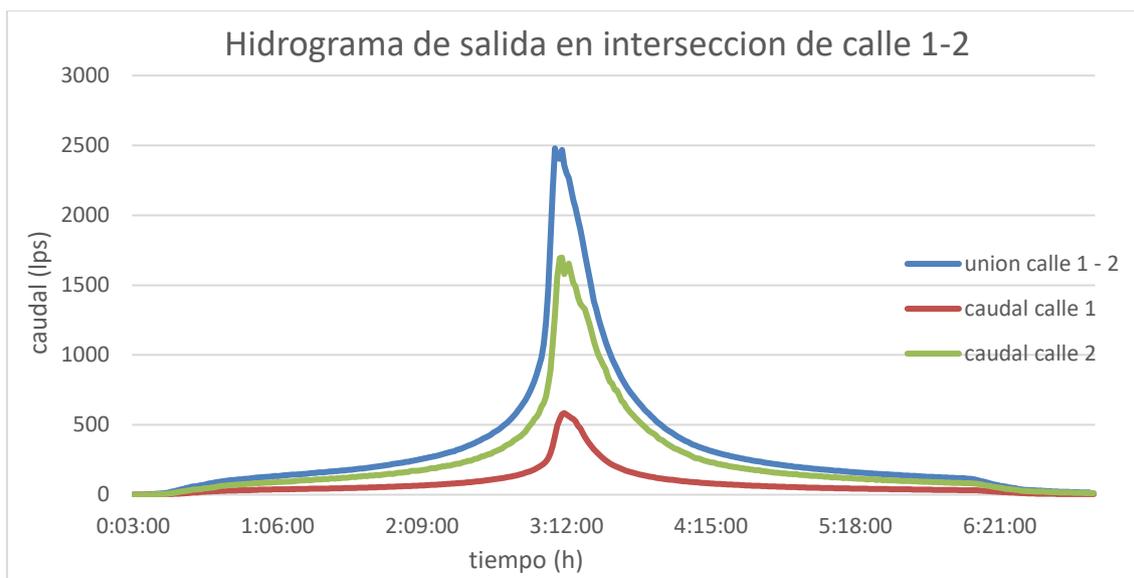


Figura 5.18: hidrogramas de salida de caudal de colectores de las calles 1 y 2 y de la unión

En primer lugar, vemos el hidrograma que refleja el conducto 451 de unión de los colectores bajo las calles 1 y 2 (figura 5.18). En el mismo podemos apreciar un pico máximo de caudal de 2479.1 lps producido a las 3:09h del inicio de la tormenta y, a diferencia de lo que sucedía en el mismo punto para el periodo de retorno $T= 10$ años, un segundo pico, lo que nos indica que hay un segundo momento de aumento del flujo, esto se debe a que en el instante que se reduce el caudal que proviene de la calle 1 el caudal de la calle 2 aún no ha alcanzado su máximo, de ahí que se produzca un cierto desfase en la unión de ambos caudales. El valor de dicho pico es de 2468.758 lps que se produce 3 minutos después del máximo.

Por otro lado, la intersección de las calles 3 y 4 apenas presenta una gran diferencia, aparte de en el caudal pico por el cambio del evento de precipitación. El hidrograma correspondiente queda representado en la figura 5.19. A diferencia de para el periodo de retorno $T= 10$ años, se observa que la calle 4 alcanza el caudal pico algunos minutos antes que la calle 3, sin embargo, la unión de ambos colectores no ve afectado su flujo de caudal previsiblemente por que el caudal que aporta la calle 4 es considerablemente menor que el de la calle 3.

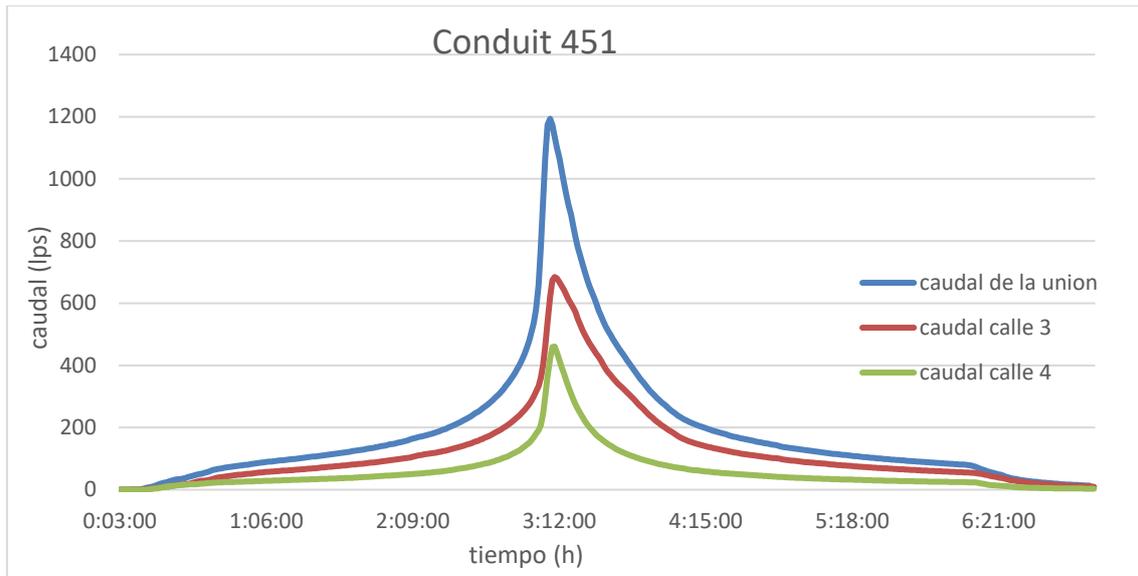


Figura 5.19: Figura 5.18: hidrogramas de salida de caudal de colectores de las calles 3 y 4 y de la unión

Por último, se representa por medio de un hidrograma la conducción que da salida al flujo de caudal fuera del sistema, al igual que en el anterior periodo de retorno. Se ve reflejado en la figura 5.20 las anteriores uniones expuestas de caudal de colectores y el colector de salida del sistema, donde apenas se aprecia el segundo pico procedente de la unión de colectores de calle 1 – 2. El caudal pico para el periodo de retorno $T= 25$ años tiene un valor de 3811 lps por lo que la diferencia con respecto al anterior periodo de retorno se establece en 363 lps.

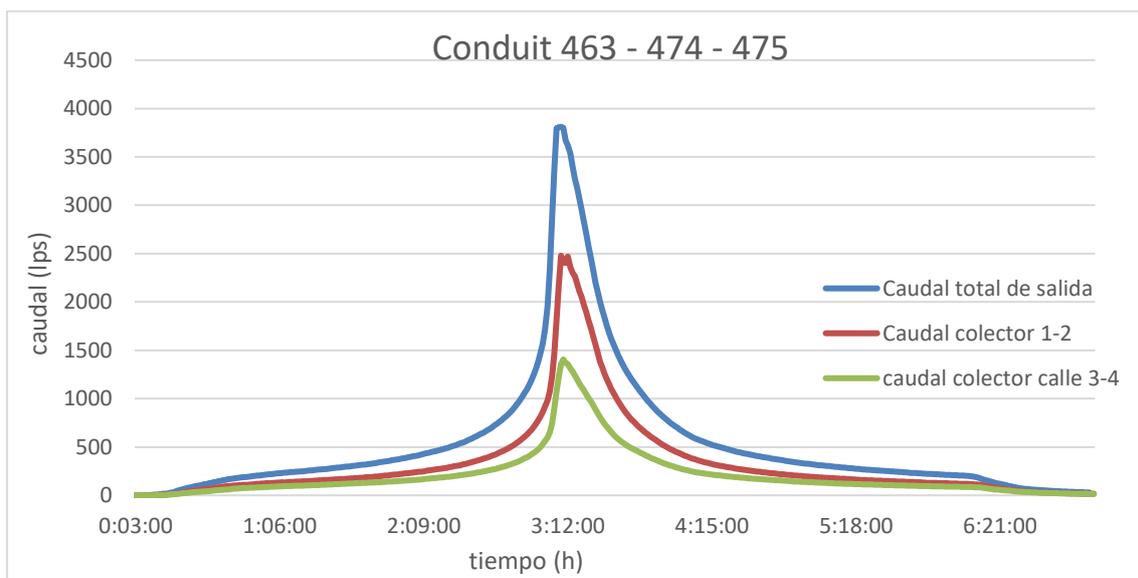


Figura 5.20: hidrograma de salida de caudal total, colector 1 – 2 y colector 3 – 4

5.3. Comparativa de Modelo de drenaje dual frente a tradicional

5.3.1.- Introducción

En este apartado se va realizar una comparación del modelo tradicional frente al modelo realizado por medio del drenaje dual. Como se ha dicho anteriormente el modelo tradicional se caracteriza por su sencillez y facilidad a la hora de diseñar y realizar la simulación. Este modelo se caracteriza por utilizar un sistema de subcuencas mucho más agregado e introduciendo directamente la escorrentía en los nodos asignados de la red de alcantarillado sin tener en cuenta el proceso hidráulico que ocurre realmente en la superficie de las calles.

5.3.2.- Elaboración de los modelos

El modelo tradicional ve muy simplificado el proceso de discretización de las subcuencas debido a que no se consideran las calles como conducciones del sistema, más aún, se desprecian y se adopta como superficie de escorrentía de la propia subcuenca. Por el contrario, el modelo de drenaje dual requiere de una mayor delicadeza a la hora de introducir los datos y se trata de un proceso sensiblemente más laborioso como podemos ver en la diferencia de elementos entre un modelo y otro (figura 5.21). En primer lugar, el modelo requiere de una definición específica y concreta de la red de calles del sistema que será la que actué como canales de flujo del caudal hacia la red de alcantarillado, al contrario que en el modelo tradicional el agua discurre directamente hacia los nodos procedente de las subcuencas y estos están conectados directamente por las conducciones, colectores en este caso.

Elementos	Dual	Tradicional
Subcuencas	73	6
Nodos	215	30
Conductos	220	29
Outlets	84	-

Figura 5.21: tabla de elementos necesarios para la elaboración de ambos modelos

En cuanto a la elaboración del modelo, la diferencia clave se encuentra en el proceso hidráulico que sigue el agua en superficie y que no se contempla en el modelo tradicional, pero si en el modelo de drenaje dual. Esto es, a parte del diseño de las calles

como conductos, la introducción de un elemento de conexión entre la red principal (calles) y la red de alcantarillado. Este elemento se trata de un imbornal en nuestro diseño, que actúa como nexo entre ciertos nodos de las calles y el colector situado en el subsuelo. Además, el flujo de caudal de entrada a la red de alcantarillado está sujeto como se explicó en el capítulo 4, a la realización de la curva característica de caudal – calado inherente al imbornal. Esta curva será la que marque la cantidad de agua que entra en el sistema de colectores y su tope máximo de agua a introducir.

A continuación, se muestra por medio de la figura 5.22 la actuación de un imbornal entre los nodos 368 – 466. El caudal máximo que esta reja ha recogido durante el episodio de lluvia ha sido de 44.6 lps, a pesar que en este punto el caudal máximo que dicta la curva caudal – calado es de 70 lps para un calado de 10 cm, lo que nos indica que ni mucho menos se ha alcanzado dicho calado en este tramo de calle.

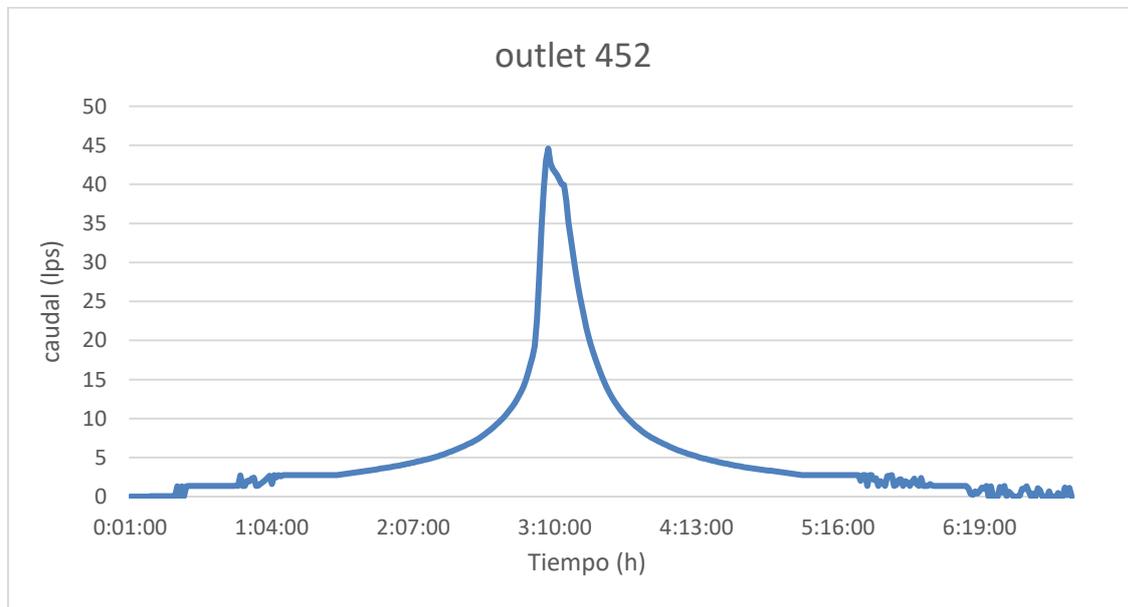


Figura 5.22: curva de captación de caudal del imbornal 452

5.3.3.- Diseño y dimensionamiento de las conducciones

Esta es una parte importante a la hora de realizar la simulación en cualquier modelo, ya sea el tradicional o dual, ya que el buen diseño y dimensionamiento de la red de conducciones será lo que determine el correcto funcionamiento del sistema. La principal diferencia de un modelo a otro es que, como se ha dicho antes, en el modelo dual es necesario definir las secciones de las calles, es decir, definir unos canales de sección abierta que transporten el flujo de agua de unos nodos a otros de las calles. Esto requiere de un mejor conocimiento de la zona de estudio si se pretende reflejar la realidad de la manera más próxima, en cambio en el modelo tradicional no es necesario ese trabajo de campo puesto que no se valoran las secciones de las calles.

Por otra parte, ambos modelos requieren del dimensionamiento de las conducciones que actuaran como colectores del caudal proveniente de las subcuencas. Sin embargo, las conducciones diseñadas en un drenaje dual se encontrarán mejor ligadas a la realidad puesto que cuentan con una mayor disgregación a lo largo de las calles de nodos y tramos de colectores, lo que permite su análisis desde un punto de vista más detallado y específico.

5.3.4.- Elementos de captación

Otro de los aspectos a diferenciar de un modelo a otro es la utilización de los elementos de captación del flujo de agua, ya sea orificios, rejillas, etc, y el papel que representan en el sistema de drenaje. Así pues, en el modelo tradicional se prescindían de ellos ya que directamente se introduce el agua en el sistema desde la subcuenca al colector, mientras que en el modelado por drenaje dual estos elementos son los encargados de introducir el agua en el sistema de alcantarillado. En nuestro estudio, como se explicó anteriormente, con el ejemplo del imbornal vemos de la importancia que tienen este tipo de elementos en un modelo de drenaje dual, puesto que son los que rigen la entrada de caudal al conjunto de los colectores diseñados para el correcto funcionamiento del sistema.

5.3.5.- Comparación de resultados

Se utilizarán las tormentas de proyecto de periodo de retorno de 10 y 25 años para visualizar el diferente comportamiento del caudal en los colectores de salida tanto del modelo Dual como del modelo Tradicional (Figura 5.23 y figura 5.24).

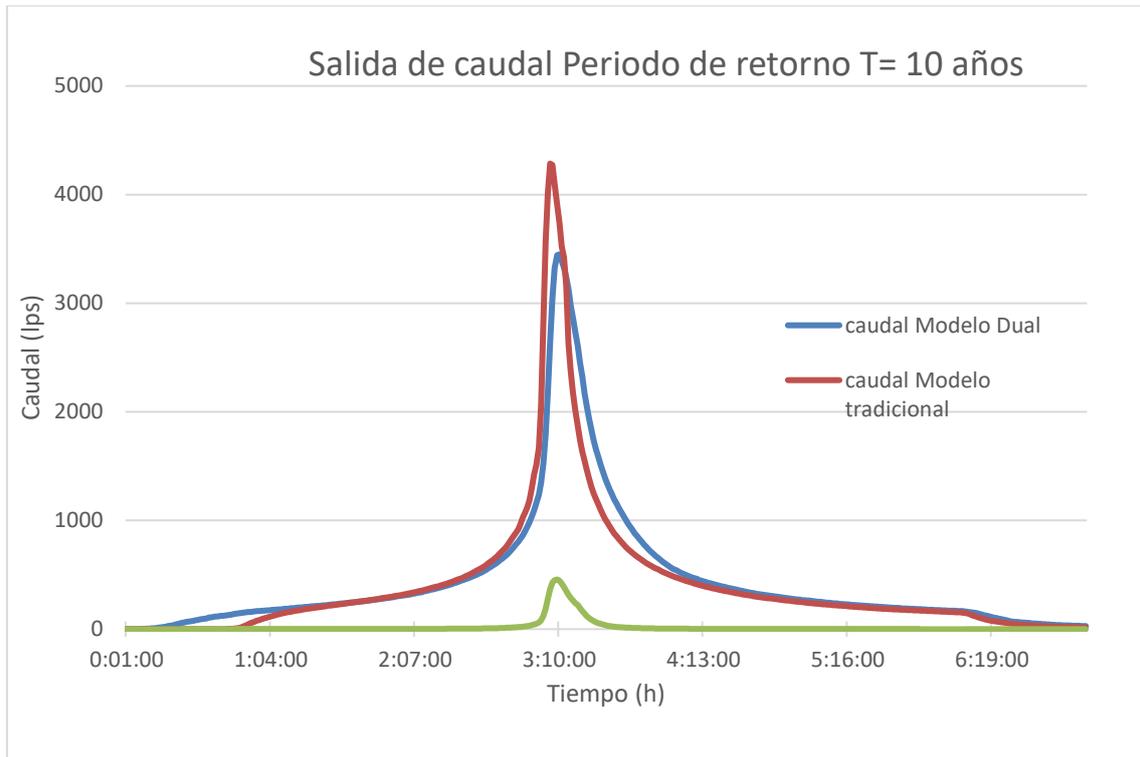


Figura 5.23: Hidrogramas de salida de la cuenca para el colector para el periodo de retorno T= 10 años

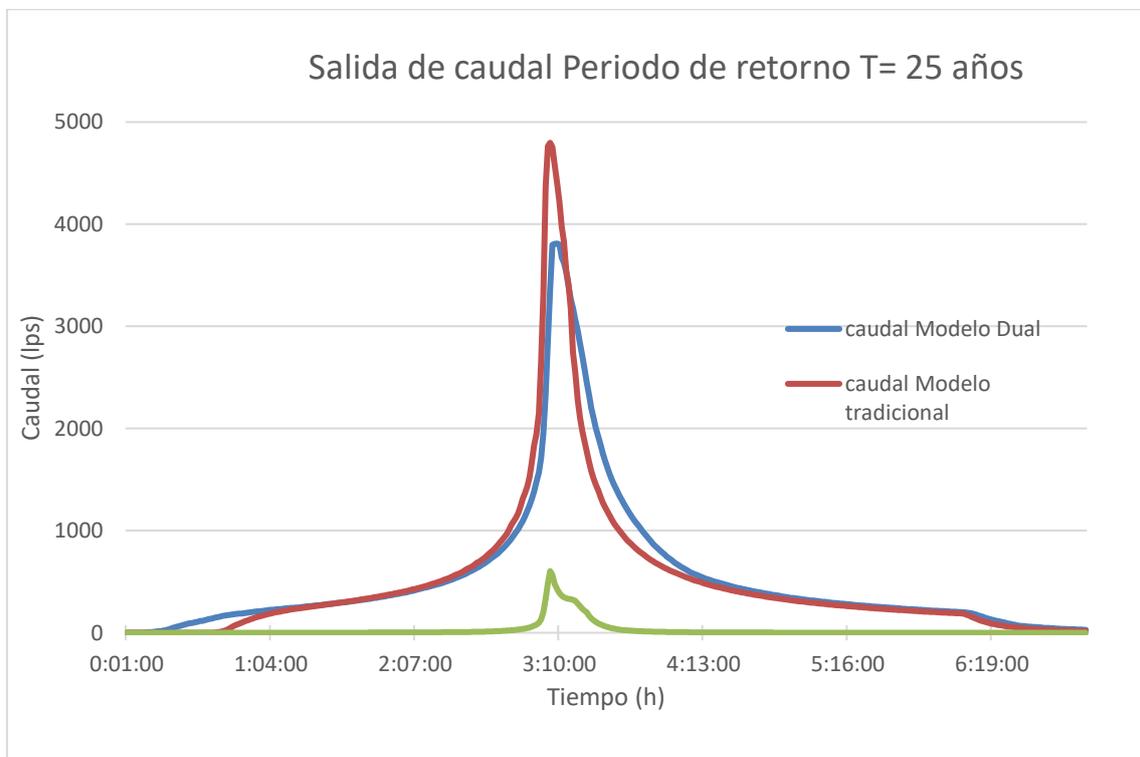


Figura 5.24: Hidrogramas de salida de la cuenca para el colector para el periodo de retorno T= 25 años

Se puede apreciar cierta similitud de ambos hidrogramas para las dos tormentas en sus periodos de retorno, siendo los picos de una forma parecida, aunque el pico del modelo Dual (azul) es aproximadamente un 20 % inferior al registrado en el modelo tradicional (rojo).

Los hidrogramas difieren al principio del evento de tormenta debido a que las subcuencas del modelo tradicional se encuentran discretizadas de una forma más agregada y alejadas de la zona de salida de la cuenca por lo que el aporte al conducto de salida es más tardío, pasados los primeros 35 minutos. Después la curva es prácticamente coincidente hasta la llegada del instante pico de cada hidrograma donde en el modelo Dual se produce un desfase de 3 minutos y donde el volumen de caudal aportado se mantiene superior al del modelo tradicional hasta las 4:13 h. A partir de ese instante ambos hidrogramas vuelven a coincidir indicando la salida del agua del sistema.

	Dual		Tradicional	
	10	25	10	25
T(años)	10	25	10	25
Qpico (l/s)	3449.1	4285.5	3811.1	4797.3
Tpico (h:m)	3:09:00	3:06:00	3:09:00	3:06:00

Figura 5.25: tabla de resultados en salida del colector para los distintos periodos de retorno

Capítulo 6

Conclusiones.

En este trabajo se ha comparado el distinto enfoque que presentan dos modelos de drenaje urbano partiendo desde la misma herramienta SWMM 5.1. El modelo convencional asume, por tanto, una agregación de subcuencas mayor, sin tener en cuenta el proceso hidráulico por el que se rige en flujo de agua en las calles. Por otro lado, el enfoque dual trata de simular el comportamiento en conjunto de la red de drenaje, red de calles, así como la transferencia de una a otro.

Para valorar las posibles diferencias entre ambos modelos, se ha partido de un estudio previo utilizando el modelo tradicional de drenaje, y se ha realizado a parte el modelado con drenaje dual para simular el comportamiento hidráulico del caudal.

A continuación, se presentan las conclusiones generales y se plantean futuras actuaciones o líneas a seguir de investigación.

6.1 Conclusiones generales

- Se ha modelado tanto la red alcantarillado como la red de calles y los elementos de captación necesarios para el funcionamiento del modelo en el evento de tormenta para diferentes periodos de retorno en la pedanía de El Algar.
- El proceso de formar el modelo Dual, requiere de un correcto conocimiento de la zona de estudio para conseguir una buena discretización de las subcuencas.
- La transferencia de caudales por parte de las calles hacia los colectores se modela a través de definir al detalle la hidráulica de cada imbornal, y así poder describir la entrada en la red.
- La utilización de un modelo de drenaje Dual supone un tiempo de trabajo adicional y considerablemente superior con respecto a un modelo convencional. Esto no es debido al tiempo de simulación del programa en si, sino al tiempo necesario para definir de la forma correcta la cuenca con las herramientas que SWMM 5.1 nos permite.
- El modelo dual nos permite tener conocimiento de la superficie, es decir, lo que está ocurriendo en la calle en cada momento durante el episodio de lluvia, y en definitiva tomar medidas ante una posible subida del calado o aumento de las velocidades que puedan interferir en las actividades diarias de la población.

- El criterio de riesgo de calado máximo se ve superado en ciertos puntos debido a que las pendientes son bastante reducidas lo que provoca cierta estancamiento del flujo de caudal.

6.2. Futuras líneas de investigación

- Continuar trabajando en perfeccionar el modelo Dual y en la definición hidráulica de los elementos que actúan dentro del sistema, ya sean pozos de registro, imbornales, etc.
- Introducción de elementos tipo orificio y vertedero, para estudiar su comportamiento al agregarlos al modelo y ver como varia la salida de flujo de la red a la calle.
- Comparar la diferencia a la hora de transferir el caudal de un nodo a otro por parte de un orificio latera o vertedero, con respecto a un imbornal.

Bibliografía

Bateman, A. (2007). *Hidrología Básica y Aplicada*. UPC.

Cartomur. (s.f.). *Infraestructura de Datos Espaciales de Referencia de la Región de Murcia*. Región de Murcia.

Concha, R. y. (s.f.). *Tema C: Agua y Ciudad. Una aproximación a la modelización del Drenaje Dual Urbano mediante EPA SWMM 5.0.* .

Dolz, J. y. (1994). *Problemática del drenaje de aguas pluviales en zonas urbanas y del estudio hidráulico de las redes de colectores*. Departamento de ingeniería Hidráulica, marítima y ambiental E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona . Universitat Politecnica de Catalunya. Barcelona.

Fomento, M. d. (1990). *Instrucción 5.2 – IC Drenaje superficial (MOPU)*.

Fomento, M. d. (1999). *Máximas precipitaciones diarias en la España Peninsular*.

García, J. (s.f.). *Hidráulica de los sistemas de saneamiento. Ingeniería Ambiental y Sanitaria. Grado en Ingeniería Civil. Universidad Politécnica de Cartagena*.

Gómez, M. (2007). *Seminario Hidrología Urbana. Flumen, Dinámica fluvial i enginyeria hidrológica*. Barcelona.

Manual de usuario SWMM. Modelo de Gestión de Aguas Pluviales (Vol. 5.0). (s.f.).

Rincón, J. y. (2013). *Diseño hidráulico de sistemas de drenaje dual a través del modelo SWMM*. INGENIERÍA HIDRÁULICA Y AMBIENTAL. UCLA.

SWMM knowledge Base. (s.f.). Obtenido de <https://www.openswmm.org>