

## **ANEJO Nº 6 SANEAMIENTO Y DRENAJE**



## ÍNDICE

<b>1. INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>3</b>
<b>2. SANEAMIENTO.....</b>	<b>3</b>
<b>3. DRENAJE .....</b>	<b>4</b>
3.1. CÁLCULO DE PRECIPITACIONES.....	4
3.2. CÁLCULO HIDROMETEREOLÓGICO .....	5
3.3. CÁLCULO DE LA INTENSIDAD MEDIA .....	6
3.4. TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN .....	6
3.5. COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA.....	7
3.6. METODOLOGÍA Y DATOS DE PARTIDA .....	8
3.7. CÁLCULOS .....	9
<b>APÉNDICE Nº 1: PLANO DE CUENCAS .....</b>	<b>11</b>



## **1. INTRODUCCIÓN**

---

En el presente anejo se han calculado las redes de saneamiento y drenaje, de la zona a urbanizar.

Cabe mencionar, que al tratarse de la urbanización de la zona anteriormente ocupada por el ferrocarril, la urbanización consta, prácticamente en su totalidad, de viales de conexión entre ambas márgenes y zona verdes. Por este motivo, en la urbanización se plantea red de drenaje, no siendo necesaria en este caso red de saneamiento de aguas negras.

La red existente en la zona es unitaria, por lo que la red de drenaje proyectada se conectará en los puntos necesarios a dicha red. Se trata de una red unitaria de hormigón en masa, con diámetros en las zonas anexas que varían entre 300 y 400mm, y cámaras de descarga en las cabezas de red.

Existe un colector principal que cruza nuestra actuación en la zona de la subestación, como la mayoría de los servicios de la zona. En este tramo el colector es de Hormigón Armado de 800mm de diámetro, a dicho colector se conectarán las cuencas 2 y 4 en un punto y la cuenca 3 en otro punto.

## **2. SANEAMIENTO**

---

Como se ha mencionado anteriormente en las actuaciones no se considera red de saneamiento de aguas negras, sino de drenaje, puesto que en los terrenos liberalizados no se va a ejecutar ningún tipo de edificación, por lo que no se considera ninguna aportación de agua residual.

### **3. DRENAJE**

---

#### **EMPLAZAMIENTO: TRAMO TUNEL PINAR DE ANTEQUERA (VALLADOLID)**

#### **PERÍODO DE RETORNO = T = 10 AÑOS.**

En el presente documento se ha procedido al cálculo de la red de saneamiento de pluviales (red de drenaje) para dimensionar y comprobar su funcionamiento, y lograr la capacidad de desagüe necesaria.

En primer lugar se establecerá el cálculo hidrometeorológico en función de la intensidad de lluvia obtenida para un periodo de retorno de 10 años.

#### **3.1. CÁLCULO DE PRECIPITACIONES**

Para calcular la precipitación máxima diaria para el periodo de retorno considerado, se utilizarán el método utilizado en la Publicación "Mapa de Máximas Lluvias Diarias" (Mº Fomento); mediante función de distribución SQRT-ET max.

A continuación se adjuntan los cálculos realizados a partir del programa que adjunta la publicación del Ministerio de Fomento "Máximas lluvias diarias en la España peninsular" de 1.999 apoyándose en los datos suministrados por el "Mapa para el Cálculo de Máximas Precipitaciones diarias en la España peninsular" publicado en 1.997 por el CEDEX.

El sistema de estimación se basa en la agrupación del territorio nacional en 26 regiones geográficas con características comunes y un análisis estadístico basado en la ley SQRT-ET max, descrita en la publicación, y que proporciona resultados más conservadores que la tradicional Ley de Gumbel.

Se obtiene datos de tres puntos de la zona de actuación, situados en el centro, sur y norte. Como se comprueba el dato más desfavorable es el obtenido en el centro y en el sur, por lo que se coge este dato para la obtención del caudal, para estar del lado de la seguridad.

## MÁXIMAS LLUVIAS

### DATOS DE ENTRADA. ZONA CENTRO

X	Y	HUSO	T (años)
353.564	4.604.918	30	5
353.564	4.604.918	30	10
353.564	4.604.918	30	25
353.564	4.604.918	30	50
353.564	4.604.918	30	100

### DATOS DE SALIDA

Pm (mm/día)	Cv	Pt (mm/día)
35	0,3470	43
35	0,3470	50
35	0,3470	60
35	0,3470	69
35	0,3470	77

### DATOS DE ENTRADA. ZONA SUR

X	Y	HUSO	T (años)
353.744	4.605.433	30	5
353.744	4.605.433	30	10
353.744	4.605.433	30	25
353.744	4.605.433	30	50
353.744	4.605.433	30	100

### DATOS DE SALIDA

Pm (mm/día)	Cv	Pt (mm/día)
35	0,3470	43
35	0,3470	50
35	0,3470	60
35	0,3470	69
35	0,3470	77

### DATOS DE ENTRADA. ZONA NORTE

X	Y	HUSO	T (años)
353.975	4.605.893	30	5
353.975	4.605.893	30	10
353.975	4.605.893	30	25
353.975	4.605.893	30	50
353.975	4.605.893	30	100

### DATOS DE SALIDA

Pm (mm/día)	Cv	Pt (mm/día)
34	0,3450	41
34	0,3450	49
34	0,3450	58
34	0,3450	66
34	0,3450	74

### 3.2. CÁLCULO HIDROMETEREOLÓGICO

El caudal en el punto de desagüe de la cuenca (o ramal) se ha obtenido mediante la utilización de la siguiente fórmula:

$$Q = C \cdot A \cdot I / K$$

Q= Caudal en el punto de desagüe de la cuenca (l/s).

C= Coeficiente de escorrentía.

A= Superficie del agua drenada.(m<sup>2</sup>)

K= Coeficiente dependiente de las unidades y que incluye un aumento del 20 % en Q por efecto de las puntas de precipitación. (K=3.000 para las unidades utilizadas).

I= Intensidad media de precipitación de período de retorno considerado en un intervalo igual al tiempo de concentración.(mm/h)

### 3.3. CÁLCULO DE LA INTENSIDAD MEDIA

Se ha utilizado el Método de cálculo de la Dirección General de Carreteras, por considerarse el más idóneo para la zona en la que nos encontramos.

$$\frac{I_t}{I_d} = \left( \frac{I_h}{I_d} \right)^{\frac{28^{0,1} - 60^{0,1} (\Delta t)^{0,1}}{28^{0,1} - 1}}$$

$I_t$  = Intensidad media máxima para el intervalo de referencia t. (mm/h)

$I_d$  = Intensidad media máxima para un intervalo de referencia de 1 día. (mm/h)

$I_h$  = Intensidad media máxima para un intervalo de referencia de 1 hora. (mm/h)

$(\Delta t)$  = Intervalo de referencia. (h)

$\left( \frac{I_h}{I_d} \right)$  Se obtiene a partir de los mapas de Isolneas.

A partir de las precipitaciones obtenidas en la zona:

T = 10 años

$P_d = 50$  mm.

$I_d = 2,08$  mm/h

$I_h = 20,8$  mm/h

$$\left( \frac{I_h}{I_d} \right) = 10$$

$$I_t = 2,08 \cdot 10^{3,529 - 1,679(\Delta t)^{0,1}}$$

Siendo función del intervalo de referencia que será igual al tiempo de concentración.

### 3.4. TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN

$$T_C = T_E + T_R$$

$T_E$  = Tiempo de escorrentía. (h)

$T_R$  = Tiempo de recorrido en conductos. (h)

$$T_E = 0,3 \times L^{0,76} \times J^{-0,19}$$

L= longitud del curso en km.

J= pendiente media.(m/m)

TR = longitud entre nudos / Vmedia

### 3.5. COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

Tras un análisis de las características del conjunto se han establecido los siguientes coeficientes de escorrentía para las distintas áreas de los terrenos liberados a urbanizar:

- Pavimentos de Hormigón y Bituminosos 0,85
- Pavimentos de Adoquín 0,65
- Zonas Verdes 0,20
- Zona de Arena 0,25
- Edificación 0,90

La determinación del reparto de superficies precedente se obtiene de la Planta de Actuaciones prevista. Finalmente, el coeficiente de la red viaria se justifica en función de los materiales de acabado de la misma, los cuales son bituminosos y, por tanto, relativamente filtrantes, al igual que los paseos peatonales adoquinados.

Calculando la media de los citados índices de escorrentía afectados por la superficie que les corresponde, para cada una de las cuatro cuencas en las que se divide la superficie de actuación, resulta un índice de escorrentía medio para cada unas de ellas. En consecuencia, se ha tomado para el cálculo los valores que se incluyen en la siguiente tabla:

	Superficies Vertientes							Coeficiente Escorrentía Medio
	Total	Viales MBC	Pav. Peatonal	Pav. Hormigón	Tierras	Cubiertas Edificios	Zonas Verdes	
<b>Cuenca 1</b>	7.678,62	1.531,02	2.803,23	0,00	0,00	0,00	3.344,37	<b>0,49</b>
<b>Cuenca 2</b>	15.008,32	1.806,94	7.290,62	71,59	0,00	0,00	5.839,17	<b>0,50</b>
<b>Cuenca 3</b>	5.678,50	64,65	4.245,29	324,48	0,00	594,45	449,63	<b>0,65</b>
<b>Cuenca 4</b>	13.470,83	853,54	5.062,69	1.165,69	208,00	0,00	6.180,91	<b>0,47</b>
Coeficiente Escorrentía	0,85	0,65	0,85	0,25	0,90	0,20		

Con los anteriores datos, y teniendo en cuenta la superficie de las distintas cuencas vertientes, obtenemos para cada ramal, en función de su pendiente, el diámetro necesario y la velocidad correspondiente.

### 3.6. METODOLOGÍA Y DATOS DE PARTIDA

En principio se ha dividido la superficie vertiente en 4 cuencas, como se comprueba en el plano de cuencas que se adjunta al final del presente anejo. Posteriormente ha sido necesario dividir la cuenca Nº1 en varias sub-cuencas, debido a que en esta zona el colector desagua a la red existente en varios puntos.

Para el resto de las cuencas, se prevé una única conexión del colector de pluviales a la red unitaria existente en la zona. El caso de la Cuenca 2, dada la longitud del colector, se ha realizado el cálculo de caudales de la sub-cuenca 2.1 con objeto de optimizar en el dimensionamiento del colector. Por otro lado en la cuenca 4 se considera que el caudal se aporta en un punto, si bien es cierto que varios sumideros se conectan a un colector existente que circula por la zona verde situada al este de la pista polideportiva, pero de este modo se está del lado de la seguridad.

Cabe destacar que el recinto de la subestación no se ha tenido en cuenta en la cuenca nº3, puesto que se considera que su drenaje ya es existente, y conectará con la red en el colector que circula por sus inmediaciones.

A continuación se incluye la tabla con los caudales obtenidos para cada una de las cuencas indicadas, así como el dimensionamiento de los colectores que recogen los caudales aportados por cada una de ellas.

Se han dimensionado los diámetros de los diversos colectores, sin más condicionantes que los que se indican:

- Velocidades máximas de 5 m/s y la mínima de auto-limpieza en torno a 0,5 m/s.
- Pendiente mínima de 0,5% que asegura la buena ejecución de las obras.
- El caudal de aportación no superará el 80% del caudal del colector a sección llena.

Por cuestiones funcionales se ha considerado como diámetro mínimo el de 315 mm. Las acometidas de los distintos sumideros y canaletas tendrán un diámetro de 200 mm.

### 3.7. CÁLCULOS

Cuenca	L col. (km)	S(m2)	Sr(m2)	Pendiente media cuenca (m/m)	L cuenca (km)	Nº Tubos	J colector (m/m)	DN (mm)	D Int. (mm)	Rugosidad (K)	Rh	V colector (m/s)	Tr (h)	Te (h)	Tc (h)	I (mm/h)	Q cálculo (l/s)	Q colector lleno (l/s)	% Llenado
1.1	0,084	834,21	412,00	0,0105	0,069	1	0,50%	315	285,2	110	0,0713	1,3374	0,0173	0,0929	0,1103	65,8915	9,05	85,44	11%
1.2	0,060	2260,20	1116,27	0,0049	0,045	1	1,00%	315	285,2	110	0,0713	1,8914	0,0089	0,0784	0,0872	73,4288	27,32	120,83	23%
1.3	0,112	3598,14	1777,06	0,0042	0,097	1	0,50%	315	285,2	110	0,0713	1,3374	0,0233	0,1445	0,1678	53,9341	31,95	85,44	37%
1.4	0,067	986,07	487,00	0,0079	0,052	1	0,50%	315	285,2	110	0,0713	1,3374	0,0138	0,0790	0,0928	71,3659	11,59	85,44	14%
2	0,473	15008,32	7503,49	0,0045	0,468	1	0,40%	400	362	110	0,0905	1,4023	0,0937	0,4701	0,5638	28,7978	72,03	144,33	50%
2.1(P.19)	0,340	10959,85	5479,43	0,0045	0,353	1	0,40%	315	285,2	110	0,0713	1,1962	0,0789	0,3798	0,4587	32,2196	58,85	76,42	77%
3	0,085	5678,50	3715,13	0,0050	0,100	1	0,40%	315	285,2	110	0,0905	1,4023	0,0168	0,1427	0,1595	55,2835	68,46	144,33	47%
4	0,208	13470,83	6295,28	0,0055	0,282	1	0,40%	400	362	110	0,0905	1,4023	0,0412	0,3081	0,3493	37,2405	78,15	144,33	54%

A continuación se realiza una comprobación de la capacidad de la red existente en los puntos más desfavorables. Se comprueba que en el peor de los casos se aporta un 20% de la capacidad del colector existente, como los colectores se suelen dimensionar para que la capacidad no supere el 80%, se considera que la red existente será capaz de desaguar el caudal aportado.

Cuencas	Nº Tubos	J colector (m/m)	D (mm)	Rugosidad (K)	Rh	V colector (m/s)	Q cálculo (l/s)	Q colector lleno (l/s)	% Llenado
2+4	1	0,30%	800	80	0,2	1,4985	150,17	753,25	20%
3	1	0,35%	800	80	0,2	1,6186	68,46	813,61	8%



Para recogida de aguas pluviales de los paseos peatonales y la zona de la plaza, siguiendo las indicaciones de los Técnicos del Ayuntamiento de Valladolid, se disponen sumideros en zonas puntuales, donde se conduce el agua mediante pendientes en el pavimento. En la plaza, en la zona entre el Centro de Transformación y la Subestación, se prevé la disposición de canaletas para el desagüe de las aguas de lluvia recogidas en esta zona. Esta canaleta será de Polietileno-Polipropileno, con reja de fundición dúctil. En los puntos bajos de la canaleta se prevé la disposición de una arqueta sumidero, de anchura igual a la canaleta, a partir de la cual se dispondrá el colector que conecte con la red de saneamiento

En la siguiente tabla se incluyen los cálculos realizados para comprobar la capacidad de la canaleta dispuesta. Se ha comprobado la capacidad de desagüe para el caso que nos ocupa.

Cuencas	Tipo Canal	Pozo Conexión	S(m <sup>2</sup> )	Sr(m <sup>2</sup> )	I (mm/h)	Q cálculo (l/s)
<b>3</b>	<b>C-150</b>	<b>P.exist.</b>	<b>2270,00</b>	<b>1475,50</b>	<b>28,7978</b>	<b>14,16</b>

Cuencas	Tipo Canal	J canal (m/m)	Superficie drenaje canal (m <sup>2</sup> )	Perímetro drenaje canal (m)	Rugosidad (K)	Rh	V canal (m/s)	Q cálculo (l/s)	Q canal lleno (l/s)
<b>3</b>	<b>C-150</b>	<b>0,87%</b>	<b>0,0225</b>	<b>0,3996194</b>	<b>110</b>	<b>0,0563</b>	<b>1,5072</b>	<b>14,16</b>	<b>33,91</b>

OK

A continuación se comprueba que el colector de PVC de Ø200mm previsto para el desagüe de las canaletas es suficiente para el caso más desfavorable.

Cuencas	Nº Tubos	J colector (m/m)	D (mm)	Rugosidad (K)	Rh	V colector (m/s)	Q cálculo (l/s)	Q colector lleno (l/s)
Canal	1	0,50%	182	110	0,0455	0,9913	14,16	25,79



## **APÉNDICE Nº 1: PLANO DE CUENCAS**

---



