



[www.krean.com](http://www.krean.com)

LKS INGENIERÍA, S.COOP.



## 08 Eranskina. Drainadura eta saneamendu-sarea • Anejo 08. Red de drenaje y saneamiento

*01\_02\_AN08\_Red\_Dren\_San\_rev00.docx*

Proiektua • Proycto  
**A.E.22-OLANDIANO POLIGONO-KO REURBANIZAZIO PROIEKTUA • PROYECTO DE REURBANIZACIÓN DEL POLÍGONO A.E.22-OLANDIANO**

Sustatzailea • Promotor  
**LABORAL KUTXA-IKERLAN-LAGUN ARO**

Data • Fecha  
**2020 Abendua • Diciembre 2020**

Egilea • Autor  
**Enrique Elkoroberezibar Markiegi**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

# aurkibidea • índice

<b>1.</b>	<b>INTRODUCCION .....</b>	<b>3</b>
<b>2.</b>	<b>CARACTERISTICAS DE LA RED .....</b>	<b>3</b>
2.1.	Trazado en planta .....	3
2.2.	Secciones de zanjas .....	3
2.3.	Tipo de tuberías a emplear .....	3
2.4.	Pozos de registro .....	3
<b>3.</b>	<b>CRITERIOS DE DISEÑO .....</b>	<b>4</b>
3.1.	Conducción en lámina libre a caudal máximo .....	4
3.2.	Conducción en lámina libre a caudal mínimo .....	4
<b>4.</b>	<b>CAUDALES DE DISEÑO .....</b>	<b>5</b>
4.1.	Caudal de aguas residuales .....	5
4.2.	Caudal de aguas pluviales .....	5
4.3.	Caudales diseño .....	13
<b>5.</b>	<b>BASE TEORICA DEL CÁLCULO DE CONDUCCIONES .....</b>	<b>15</b>
5.1.	Formula de Manning .....	15
5.2.	Determinación del diámetro del conducto .....	16
5.3.	Comprobación de autolimpieza .....	17
5.4.	Comprobación de la erosionabilidad .....	18
<b>6.</b>	<b>RESULTADOS DEL CÁLCULO .....</b>	<b>19</b>
6.1.	Red de aguas pluviales .....	19
6.2.	Red de aguas residuales .....	28

## 1. INTRODUCCION

El objeto del presente Anejo consiste en justificar la red de sumideros y colectores a través de los cuales se evacuen las aguas pluviales, así como la red de aguas residuales necesarias para el saneamiento de las parcelas objeto del Proyecto de reurbanización del polígono A.e.22-Olandiano en Arrasate (Gipuzkoa).

## 2. CARACTERISTICAS DE LA RED

### 2.1. Trazado en planta

El trazado en planta de la red queda suficientemente definido en el Documento Nº 2: Planos.

### 2.2. Secciones de zanjas

La sección de zanja queda definida por el diámetro de la tubería alojado en ella, siendo su dimensión mínima medida en el fondo, la resultante de (D+40) cm, con un mínimo de 60 cms e intentándose asegurar un recubrimiento sobre la generatriz superior del tubo de 60 cms.

En principio se considera la ejecución de la totalidad de la canalización mediante la entibación con paneles metálicos para profundidades superiores a 1.50m, y en zanja ataluzada para profundidades menores, debiendo adoptarse los taludes definidos en el estudio geotécnico para las mismas.

La tubería se apoya sobre cama de arena de 10 cm. de espesor, recubriéndose hasta una altura 20 cm. por encima de la clave del tubo con arena. Los rellenos se realizarán por tongadas según lo especificado en los planos de secciones tipo.

### 2.3. Tipo de tuberías a emplear

Se proyecta la instalación de colectores de PVC para diámetros inferiores a 500 mm y de hormigón en aquellos de calibre superior.

### 2.4. Pozos de registro

Se han previsto pozos de registro en los quiebrros de la canalización, en los puntos donde se produzcan cambios de pendiente o resaltos, así como a intervalos regulares de 25 m.

### 3. CRITERIOS DE DISEÑO

Como criterios de cálculo de colectores se han adoptado como base las disposiciones establecidas en diferentes normativas nacionales e internacionales, entre ellas el PIAS, el PNIC de Asturias, normativa alemana ATV y en otras normas, estableciéndose para el presente proyecto los siguientes criterios:

#### 3.1. Conducción en lámina libre a caudal máximo

- El diámetro mínimo de tubería será de 300 mm, de acuerdo con la normativa actual española, adoptándose este diámetro como mínimo en colectores generales, pero permitiéndose diámetros inferiores en ramales secundarios.
- La norma alemana permite diámetros de 250 mm en saneamientos separativos de agua residual, por lo que estos diámetros serán adoptados como mínimos en acometidas.
- El calado relativo ( $y/D$ ) para el caudal máximo de proyecto no será superior, como norma general a 0,75, aunque pueda llegar a 0,80 excepcionalmente.
- Para evitar erosiones, se propone, de acuerdo con el PIAS, que el nº de Froude sea siempre inferior a 2,5.

Ahora bien, la norma ATV-118 permite velocidades de hasta 8 m/s si el material de la tubería es correctamente fabricado.

- El cálculo del colector se realizará o bien aplicando la fórmula de Manning con el parámetro de rugosidad  $n$  en función del material de la conducción o la fórmula de Colebrook con  $K = 0,5$  (ATV).

#### 3.2. Conducción en lámina libre a caudal mínimo

A caudales mínimos es necesario comprobar el comportamiento a nivel de autolimpieza.

Se adopta el criterio de que a caudal mínimo (caudal medio actual) la velocidad en la conducción fuera superior a **0,6 m/s**, según establece la normativa alemana ATV-128. Si esto no es posible se realizará la comprobación de autolimpieza.

Para la comprobación de autolimpieza, se propone emplear la fórmula de Shields para el arrastre de partículas de 2 mm, y 2,65 Tn/m<sup>3</sup> de densidad.

Otro criterio normalmente considerado, es el de la fuerza tractiva, cuyo valor deberá superar el valor de 1 N/m<sup>2</sup>.

En este proyecto debido a los bajos caudales medios conducidos, se realiza una doble comprobación de autolimpieza, utilizándose para cada una de las dos hipótesis los siguientes caudales:

$$Q_{\text{aut1}} = Q_{\text{med}}$$

$$Q_{\text{aut2}} = Q_{\text{maxd}}$$

## 4. CAUDALES DE DISEÑO

Se prevén 3 tipos de caudales:

- Aguas residuales industriales
- Aguas pluviales
- Aguas de infiltración

A continuación se cuantifican los caudales citados con el objeto de analizar el comportamiento de la red planteada y la idoneidad de los diámetros elegidos.

### 4.1. Caudal de aguas residuales

Los caudales de aguas residuales los estimaremos en función de las dotaciones de consumo de agua potable (Ver anejo de red de abastecimiento de agua potable).

En cualquier caso, se adopta un diámetro mínimo de colectores de 315 mm. superior a las necesidades hidráulicas estrictas para evitar en la medida de lo posible atascos en las tuberías producidos por cuerpos extraños.

No se consideran caudales de infiltración al tratarse de redes separativas.

### 4.2. Caudal de aguas pluviales

Para la estimación de caudales de aguas pluviales se han seguido los criterios indicados en la Instrucción 5.2-IC "Drenaje Superficial" de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento, que son aplicables a superficies aportantes con un tiempo de concentración inferior a 6 horas.

- **Formula de calculo**

El caudal de referencia Q se ha calculado por la fórmula del Método Racional

$$Q = \frac{I_t \cdot S \cdot C}{3.6} \cdot K$$

Donde:

Q = Caudal máximo (m<sup>3</sup>/sg)

C = Coeficiente de escorrentía

I = Intensidad de un aguacero de duración t igual al tiempo de concentración de la cuenca

S = Superficie de la cuenca (km<sup>2</sup>)

K = Coeficiente de mayoración (=1,20)

• **Intensidad de lluvia**

La intensidad de lluvia **I** a considerar para el cálculo del caudal según la fórmula propuesta, se refiere a un valor medio a lo largo del intervalo de duración igual al tiempo de concentración. Las expresiones para su cálculo son:

$$\frac{I_t}{I_d} = \left( \frac{I_1}{I_d} \right)^{\left( \frac{28^{0.1-t^{0.1}}}{28^{0.1}-1} \right)}$$

Siendo:

$I_t$  : Intensidad media correspondiente al intervalo de duración  $t$  deseado en mm/h

$I_d = \frac{P_d}{24}$  : Intensidad media diaria correspondiente al periodo de retorno considerado en mm/h

$P_d$  : Precipitación total diaria correspondiente al periodo de retorno mm

$\frac{I_1}{I_d}$  : Cociente entre la intensidad horaria y la diaria, independiente del periodo de retorno. Se obtiene del mapa de isocotas que se adjunta

$t$  : Duración del intervalo a que se refiere  $I_t$  en horas



- **Tiempo de concentración**

El tiempo de concentración se obtiene utilizando la expresión:

$$T_c = 0,3 \cdot \left[ \frac{L}{J^{0,25}} \right]^{0,76}$$

donde:

$T_c$  Tiempo de concentración (horas).

L Longitud vaguada (Km).

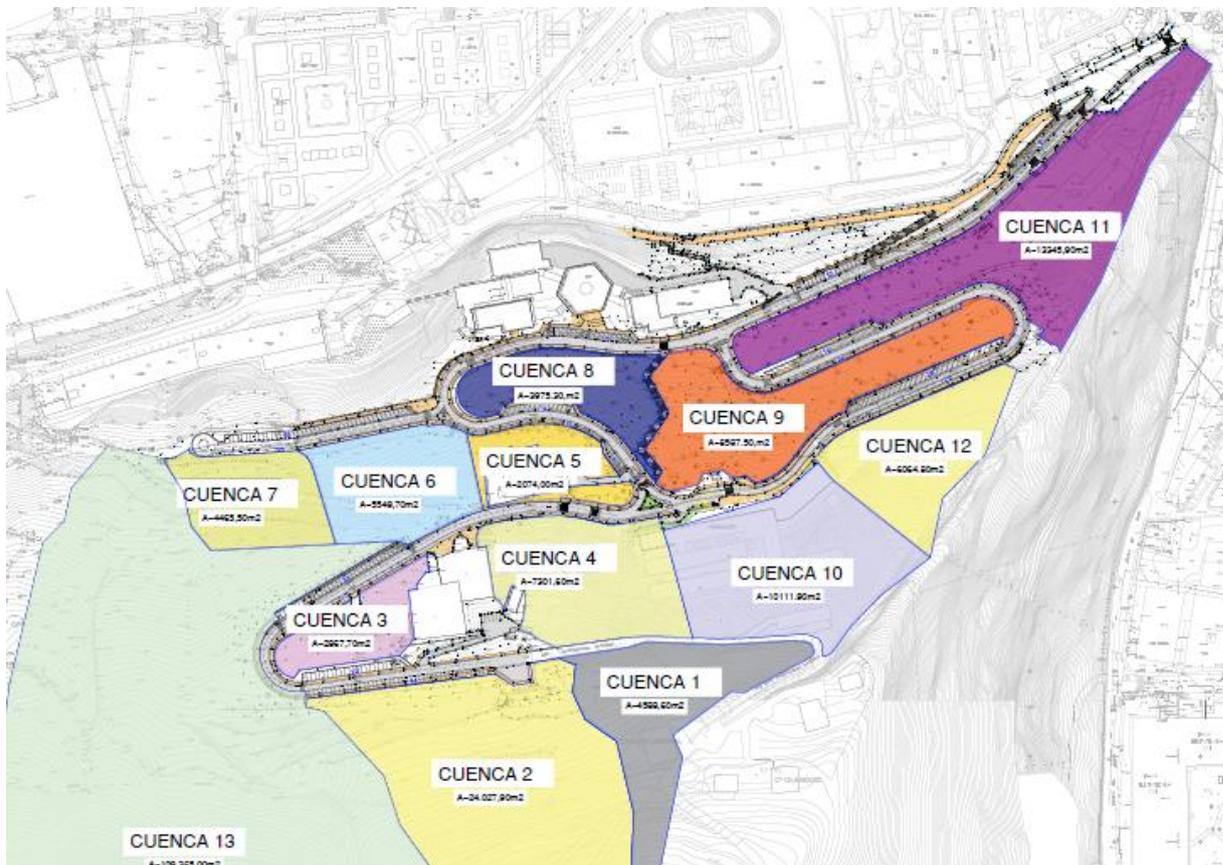
J Pendiente media de la cuenca.

A este tiempo necesario para recorrer las vaguadas, se le debe sumar el tiempo que necesita el agua para recorrer los diferentes tramos de colector. En ningún caso se utilizan tiempos de concentración inferiores a 10 minutos para el cálculo.

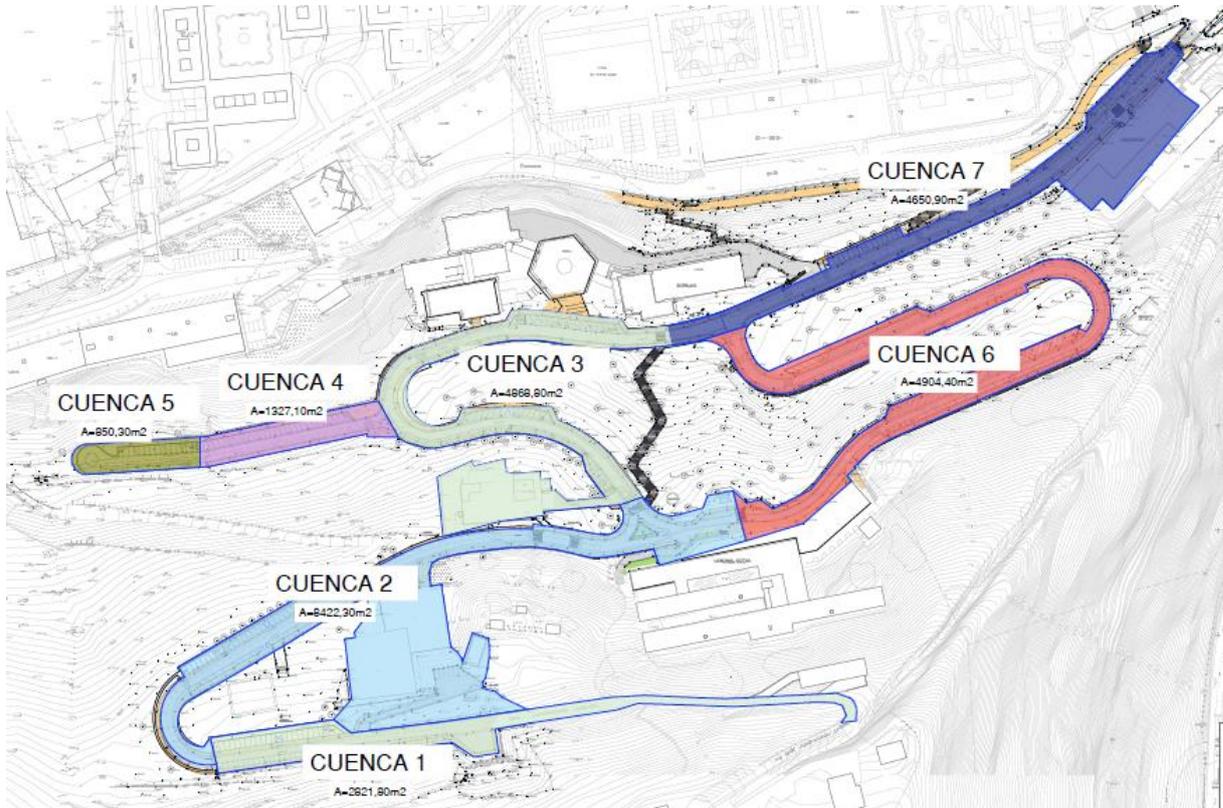
- **Plano de cuencas**

En la imagen insertada a continuación se identifican las cuencas que se han definido para el cálculo de las redes de pluviales.

- Plano de cuencas no urbanizadas



- o Plano de cuencas urbanizadas



La mayor cuenca en la zona, que se encuentra en la zona alta del ámbito (Cuenca no urbanizada 13); está interceptada por una serie de drenajes y cunetas que desaguan en una tajea que va a parar al río Aramaio. El resto de las cuencas de la zona son interceptadas por la urbanización y serán las canalizaciones de la propia urbanización las que evacuen estas aguas.

En la actualidad los colectores de pluviales de la urbanización van a parar también por otras dos tajeas que van a parar al río que pasan por una lateral y por debajo de las instalaciones de Ikerlan.

- **Escorrentía**

El coeficiente de escorrentía define la porción de la intensidad de lluvia  $I$  que genera escorrentía, es decir la relación entre la precipitación total caída sobre una cuenca y la precipitación neta que llega a la sección de desagüe.

$$C = \frac{(P - P_0)(P + 23P_0)}{(P + 11P_0)^2}$$

$C$ = Coeficiente de escorrentía

$P$ = Precipitación total diaria (mm)

$P_0$ = Umbral de escorrentía (mm)

- **Periodo de Retorno**

Hoy día en España no parece existir un concepto claro a este respecto y cada Administración u organismo competente impone su criterio. En la siguiente tabla se exponen diversos valores empleados en el norte de España y, de acuerdo con la norma EN-752-Parte 4, en otros países europeos.

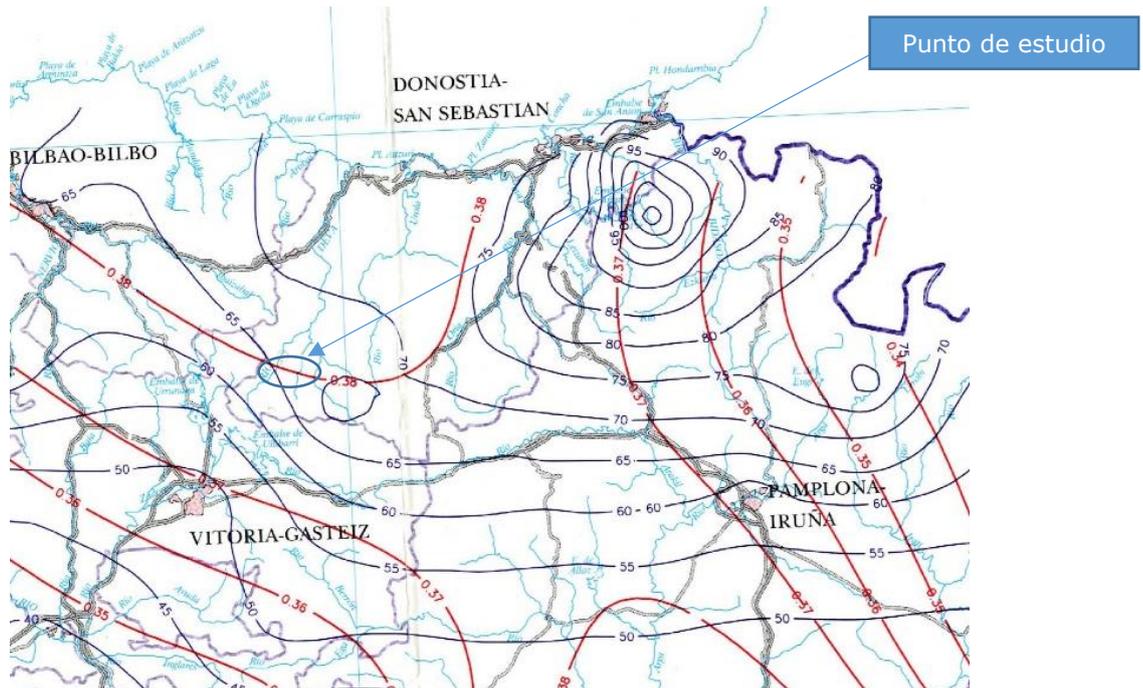
<b>Período de retorno asociado a la lluvia de diseño</b>		
<b>Zona</b>	<b>Período de retorno (años)</b>	
	<b>Sin sobrecargar la red</b>	<b>Poniendo la red en carga sin inundar</b>
Rural	1	10
Zona residencial	2	20
Zona industrial, comercial y centros urbanos	2 5*	30
Pasos inferiores	10	50

\*Se puede emplear 5 años sin entrar en carga la red y entonces no es necesario su comprobación con red en carga

Atendiendo al fácil drenaje del ámbito objeto del proyecto, las actividades a realizar y su ubicación, las soleras de las naves estarán sobreelevadas con referencia al nivel de los viarios, el coste de los elementos de drenaje y de los daños producibles por las aguas, se considera que el valor de 10 años para el periodo de retorno es suficientemente seguro.

- **Estimación de Intensidad de Lluvia**

Para conocer las precipitaciones de 24h máximas que pertenecen a cada periodo de retorno, el Ministerio de Fomento propone un proceso operativo donde se utiliza el documento previamente citado "mapa para el cálculo de máximas precipitaciones diarias en la España Peninsular" (Ministerio de Fomento. Secretaria de Estado de Infraestructuras y Transportes. Dirección General de Carreteras), y del cual se obtienen el valor de la precipitación máxima diaria y el valor del coeficiente de variación  $C_v$ , imprescindible para el obtener el valor de la precipitación máxima diaria en un periodo de retorno de 10 años.



## LEYENDA

### PROCESO OPERATIVO DE OBTENCIÓN DE PRECIPITACIONES DIARIAS MÁXIMAS

- 1) LOCALIZAR EN EL PLANO EL PUNTO GEOGRÁFICO DESEADO
- 2) ESTIMAR MEDIANTE LAS ISOLÍNEAS PRESENTADAS EL COEFICIENTE DE VARIACIÓN  $C_v$  Y EL VALOR MEDIO  $\bar{P}$  DE LA MÁXIMA PRECIPITACIÓN DIARIA ANUAL
- 3) PARA EL PERIODO DE RETORNO DESEADO  $T$  Y EL VALOR DE  $C_v$ , OBTENER EL FACTOR DE AMPLIFICACIÓN  $K_T$  MEDIANTE EL USO DE LA TABLA ADJUNTA
- 4) REALIZAR EL PRODUCTO DEL FACTOR DE AMPLIFICACIÓN  $K_T$  POR EL VALOR MEDIO  $\bar{P}$  OBTENIÉNDOSE LA PRECIPITACIÓN DIARIA MÁXIMA PARA EL PERIODO DE RETORNO DESEADO  $P_T$ .

Ejemplo: Precipitación diaria máxima en Albacete para un periodo de retorno de 25 años:

- En el mapa se obtiene  $\bar{P} = 41$  (mm/día) y  $C_v = 0.41$
- Para  $C_v = 0.41$  y  $T = 25$  en la tabla se obtiene  $K_{25} = 1,854$
- $P_{25} = K_{25} \cdot \bar{P} = 1,854 \cdot 41 = 76,014$  (mm/día)

- VALOR MEDIO DE LA PRECIPITACIÓN DIARIA MÁXIMA ( $\bar{P}$ ).
- COEFICIENTE DE VARIACIÓN ( $C_v$ ).

$C_v$	T	FACTOR DE AMPLIFICACIÓN $K_T(T, C_v)$							
		2	5	10	25	50	100	200	500
0.30	0.935	1.194	1.377	1.625	1.823	2.022	2.251	2.541	
0.31	0.932	1.198	1.385	1.640	1.854	2.068	2.296	2.602	
0.32	0.929	1.202	1.400	1.671	1.884	2.098	2.342	2.663	
0.33	0.927	1.209	1.415	1.686	1.915	2.144	2.388	2.724	
0.34	0.924	1.213	1.423	1.717	1.930	2.174	2.434	2.785	
0.35	0.921	1.217	1.438	1.732	1.961	2.220	2.480	2.831	
0.36	0.919	1.225	1.446	1.747	1.991	2.251	2.525	2.892	
0.37	0.917	1.232	1.461	1.778	2.022	2.281	2.571	2.953	
0.38	0.914	1.240	1.469	1.793	2.052	2.327	2.617	3.014	
0.39	0.912	1.243	1.484	1.808	2.083	2.357	2.663	3.067	
0.40	0.909	1.247	1.492	1.839	2.113	2.403	2.708	3.128	
0.41	0.906	1.255	1.507	1.854	2.144	2.434	2.754	3.189	
0.42	0.904	1.259	1.514	1.884	2.174	2.480	2.800	3.250	
0.43	0.901	1.263	1.534	1.900	2.205	2.510	2.846	3.311	
0.44	0.898	1.270	1.541	1.915	2.220	2.556	2.892	3.372	
0.45	0.896	1.274	1.549	1.945	2.251	2.586	2.937	3.433	
0.46	0.894	1.278	1.564	1.961	2.281	2.632	2.983	3.494	
0.47	0.892	1.286	1.579	1.991	2.312	2.663	3.044	3.555	
0.48	0.890	1.289	1.595	2.007	2.342	2.708	3.098	3.616	
0.49	0.887	1.293	1.603	2.022	2.373	2.739	3.128	3.677	
0.50	0.855	1.297	1.610	2.052	2.403	2.785	3.189	3.738	
0.51	0.883	1.301	1.625	2.068	2.434	2.815	3.220	3.799	
0.52	0.881	1.308	1.640	2.098	2.464	2.861	3.281	3.860	

Por lo tanto, desde el mapa, se obtienen los siguientes datos:

$$P=68 \text{ mm/día}$$

$$C_v=0,38$$

Una vez conocidos estos datos, con el proceso operativo y la ayuda de la tabla donde se especifican los valores de amplificación para diferentes periodos de retorno, se obtiene lo siguiente:

$$T= 10 \text{ años y } C_v= 0,38 \rightarrow K_t= 1,469$$

$$P_{d10}= P \cdot K_t = 68 \cdot 1,469 = \mathbf{99,89 \text{ mm/día}}$$

$$T= 50 \text{ años y } C_v= 0,38 \rightarrow K_t= 2,052$$

$$P_{d50}= P \cdot K_t = 68 \cdot 2,052 = \mathbf{139,54 \text{ mm/día}}$$

$$T= 100 \text{ años y } C_v= 0,38 \rightarrow K_t= 2,327$$

$$P_{d100}= P \cdot K_t = 68 \cdot 2,327 = \mathbf{158,24 \text{ mm/día}}$$

A continuación, se tabulan los datos de intensidad para el tiempo de concentración correspondiente para cada cuenca y cada periodo de retorno.

- Cuenca no urbanizadas

Zona nº	Tc (min.)	l1/ld	lt/ld	T(años)	Pd(mm)	lt(mm/h)
Cuenca C1	10.0000	9	22.39	100	158.236	148
Cuenca C1	10.0000	9	22.39	50	139.536	130
Cuenca C1	10.0000	9	22.39	25	121.924	114
Cuenca C1	10.0000	9	22.39	10	99.892	93
Cuenca C2	10.0000	9	22.39	100	158.236	148
Cuenca C2	10.0000	9	22.39	50	139.536	130
Cuenca C2	10.0000	9	22.39	25	121.924	114
Cuenca C2	10.0000	9	22.39	10	99.892	93
Cuenca C3	10.0000	9	22.39	100	158.236	148
Cuenca C3	10.0000	9	22.39	50	139.536	130
Cuenca C3	10.0000	9	22.39	25	121.924	114
Cuenca C3	10.0000	9	22.39	10	99.892	93
Cuenca C4	10.0000	9	22.39	100	158.236	148
Cuenca C4	10.0000	9	22.39	50	139.536	130
Cuenca C4	10.0000	9	22.39	25	121.924	114
Cuenca C4	10.0000	9	22.39	10	99.892	93
Cuenca C5	10.0000	9	22.39	100	158.236	148
Cuenca C5	10.0000	9	22.39	50	139.536	130
Cuenca C5	10.0000	9	22.39	25	121.924	114
Cuenca C5	10.0000	9	22.39	10	99.892	93
Cuenca C6	10.0000	9	22.39	100	158.236	148
Cuenca C6	10.0000	9	22.39	50	139.536	130
Cuenca C6	10.0000	9	22.39	25	121.924	114
Cuenca C6	10.0000	9	22.39	10	99.892	93
Cuenca C7	10.0000	9	22.39	100	158.236	148
Cuenca C7	10.0000	9	22.39	50	139.536	130
Cuenca C7	10.0000	9	22.39	25	121.924	114
Cuenca C7	10.0000	9	22.39	10	99.892	93
Cuenca C8	10.0000	9	22.39	100	158.236	148
Cuenca C8	10.0000	9	22.39	50	139.536	130
Cuenca C8	10.0000	9	22.39	25	121.924	114
Cuenca C8	10.0000	9	22.39	10	99.892	93
Cuenca C9	10.0000	9	22.39	100	158.236	148
Cuenca C9	10.0000	9	22.39	50	139.536	130
Cuenca C9	10.0000	9	22.39	25	121.924	114
Cuenca C9	10.0000	9	22.39	10	99.892	93
Cuenca C10	10.0000	9	22.39	100	158.236	148
Cuenca C10	10.0000	9	22.39	50	139.536	130
Cuenca C10	10.0000	9	22.39	25	121.924	114
Cuenca C10	10.0000	9	22.39	10	99.892	93
Cuenca C11	10.0000	9	22.39	100	158.236	148
Cuenca C11	10.0000	9	22.39	50	139.536	130
Cuenca C11	10.0000	9	22.39	25	121.924	114
Cuenca C11	10.0000	9	22.39	10	99.892	93
Cuenca C12	10.0000	9	22.39	100	158.236	148
Cuenca C12	10.0000	9	22.39	50	139.536	130
Cuenca C12	10.0000	9	22.39	25	121.924	114
Cuenca C12	10.0000	9	22.39	10	99.892	93
Cuenca C13	10.8639	9	21.54	100	158.236	142

Cuenca C13	10.8639	9	21.54	50	139.536	125
Cuenca C13	10.8907	9	21.52	25	121.924	109
Cuenca C13	10.8639	9	21.54	10	99.892	90

- Cuenclas urbanizadas

Zona nº	Tc (min.)	l1/ld	lt/ld	T(años)	Pd(mm)	lt(mm/h)
Cuenca C1	10.0000	9	22.39	100	158.236	148
Cuenca C1	10.0000	9	22.39	50	139.536	130
Cuenca C1	10.0000	9	22.39	25	121.924	114
Cuenca C1	10.0000	9	22.39	10	99.892	93
Cuenca C2	10.0000	9	22.39	100	158.236	148
Cuenca C2	10.0000	9	22.39	50	139.536	130
Cuenca C2	10.0000	9	22.39	25	121.924	114
Cuenca C2	10.0000	9	22.39	10	99.892	93
Cuenca C3	10.0000	9	22.39	100	158.236	148
Cuenca C3	10.0000	9	22.39	50	139.536	130
Cuenca C3	10.0000	9	22.39	25	121.924	114
Cuenca C3	10.0000	9	22.39	10	99.892	93
Cuenca C4	10.0000	9	22.39	100	158.236	148
Cuenca C4	10.0000	9	22.39	50	139.536	130
Cuenca C4	10.0000	9	22.39	25	121.924	114
Cuenca C4	10.0000	9	22.39	10	99.892	93
Cuenca C5	10.0000	9	22.39	100	158.236	148
Cuenca C5	10.0000	9	22.39	50	139.536	130
Cuenca C5	10.0000	9	22.39	25	121.924	114
Cuenca C5	10.0000	9	22.39	10	99.892	93
Cuenca C6	10.0000	9	22.39	100	158.236	148
Cuenca C6	10.0000	9	22.39	50	139.536	130
Cuenca C6	10.0000	9	22.39	25	121.924	114
Cuenca C6	10.0000	9	22.39	10	99.892	93
Cuenca C7	10.0000	9	22.39	100	158.236	148
Cuenca C7	10.0000	9	22.39	50	139.536	130
Cuenca C7	10.0000	9	22.39	25	121.924	114
Cuenca C7	10.0000	9	22.39	10	99.892	93

#### 4.3. Caudales diseño

Para el cálculo de las redes proyectadas se han adoptado los siguientes caudales:

- **Caudal máximo (Q<sub>max</sub>)**

En redes unitarias:  $Q_{max} = Q_{maxts} + Q_{pluv}$

En redes residuales separativas:  $Q_{max} = Q_{maxts}$

En redes pluviales :  $Q_{max} = Q_{pluv}$

- **Caudal de autolimpieza residual (Q<sub>aut</sub>)**

Se definen dos caudales de autolimpieza:

$Q_{aut1}$  para analizar la sedimentación de materia orgánica a caudal mínimo.

Si  $Q_{md} < 1.50$  l/sg  $\rightarrow Q_{aut1} = 1.50$  l/sg

Si  $Q_{md} > 1.50$  l/sg  $\rightarrow Q_{aut1} = Q_{md}$

Densidad de las partículas en suspensión 1.5 t/m<sup>3</sup>

Tamaño de partículas 4.0 mm

$Q_{aut2}$  para analizar el arrastre de arenas, a caudal máximo, es decir que suponiendo que este caudal se dé al menos una vez cada día, se da como satisfactoria la condición de arrastre.

$Q_{aut2} = Q_{maxd}$

- **Caudal de autolimpieza pluvial ( $Q_{aut}$ )**

Se definen como caudal de autolimpieza un caudal arbitrario correspondiente a un episodio de lluvia de 5 mm/h a fin de analizar el arrastre de partículas de arena de las siguientes características

Densidad de las partículas en suspensión 2.65 t/m<sup>3</sup>

Tamaño de partículas 3.0 mm

## 5. BASE TEORICA DEL CÁLCULO DE CONDUCCIONES

El dimensionamiento hidráulico de las conducciones se realiza en base a los caudales de diseño. Los parámetros que definen los regímenes hidráulicos en distintas hipótesis se obtienen utilizando la conocida fórmula de Manning, para determinar las pérdidas de energía por rozamiento a lo largo de las conducciones, y la ecuación de la continuidad.

Las hipótesis de cálculo se escogen de forma que se asegura, por un lado, que los colectores tienen capacidad suficiente, y por otro, que las velocidades se encuentran dentro de un rango en el que no son de temer fenómenos de sedimentación ni de erosión.

La determinación de los parámetros hidráulicos de interés (velocidad, grado de llenado, número de Froude) se realiza en los conductos de sección circular mediante un proceso iterativo que se describe a lo largo de este capítulo.

### 5.1. Formula de Manning

La expresión de la fórmula de Manning es la siguiente:

$$v = \frac{1}{n} \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

- v Velocidad media del agua en el conducto.
- n Número de Manning.
- Rh Radio hidráulico de la sección hidráulica mojada.
- i Pendiente de la línea de energía.

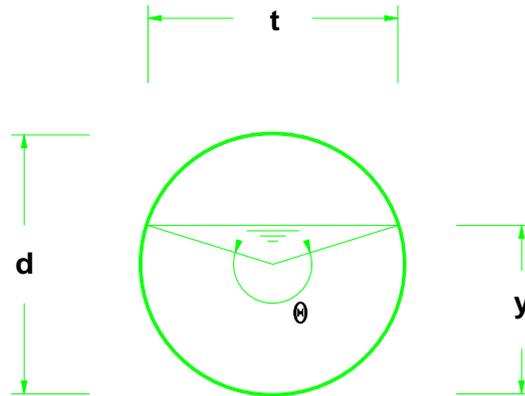
El coeficiente de rugosidad de Manning depende de muchas variables, siendo la más importante el tipo de material de la tubería.

Los valores de diseño que se adoptan son los siguientes:

MATERIAL	BUEN ESTADO	MAL ESTADO
PVC	0.009	0.012
HORMIGON	0.013	0.015

En las comprobaciones a caudales actuales en instalación de nueva conducción se emplean los valores correspondientes a buen estado, mientras que en las comprobaciones a caudales futuros se emplean los valores de la segunda columna.

El radio hidráulico, que se define como la relación entre el área de la sección hidráulica, y el perímetro mojado, requiere la determinación previa de estos parámetros, cuyas expresiones se deducen fácilmente a partir de la siguiente figura:



El área hidráulica se puede expresar en función del ángulo de llenado como:

$$A = \frac{1}{8} \cdot (\theta - \text{sen } \theta) \cdot d^2$$

y el perímetro mojado:

$$P_m = \frac{1}{2} \cdot \theta \cdot d$$

y, por lo tanto, el radio hidráulico es:

$$R_h = \frac{1}{4} \cdot \left(1 - \frac{\text{sen } \theta}{\theta}\right) \cdot d$$

## 5.2. Determinación del diámetro del conducto

Teniendo en cuenta la fórmula de Manning, las expresiones del área y radio hidráulico en función del ángulo de llenado antes obtenido y la condición de continuidad:

$$Q = v \cdot A$$

El caudal que circula por una tubería para un ángulo de llenado cualquiera puede expresarse como:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot \left[ \frac{1}{4} \cdot \left(1 - \frac{\text{sen } \theta}{\theta}\right) \cdot d \right]^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{1}{8} \cdot (\theta - \text{sen } \theta) \cdot d^2$$

El caudal que, con la misma pendiente, circularía a sección llena sería:

$$Q_0 = \frac{1}{n} \cdot \frac{d^{\frac{2}{3}}}{4^{\frac{2}{3}}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \cdot \pi \cdot \frac{d^2}{4}$$

y dividiendo las dos expresiones anteriores se obtiene:

$$\frac{Q}{Q_0} = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{(\theta - \text{sen } \theta)^{\frac{5}{3}}}{\theta^{\frac{2}{3}}}$$

A partir de esta relación se obtiene, mediante un proceso iterativo sencillo, el ángulo de llenado correspondiente a un diámetro, una pendiente y un caudal dados, y, a partir de este ángulo, el calado. Si el calado es superior al 75% del diámetro, se aumenta el diámetro al siguiente de la serie y se procede de nuevo a su cálculo. Obtenido un diámetro cuyo grado de llenado para ese caudal sea inferior al 75%, se admite para el correspondiente tramo de colector, si cumple con las condiciones de pendiente mínima y máxima.

El resto de los parámetros de interés del flujo se obtienen fácilmente, una vez conocido el ángulo de llenado, mediante las fórmulas previamente obtenidas.

### 5.3. Comprobación de autolimpieza

Se comprueba que la pendiente del colector garantiza la autolimpieza del colector. Se considera que el caudal para el cálculo de la autolimpieza es, en cada tramo, el caudal mínimo correspondiente a la situación actual, que, a su vez, se determina a partir de los datos de población.

A partir de este caudal y para el diámetro obtenido según lo indicado en el apartado se obtiene, de igual forma el ángulo de llenado y los demás parámetros como la velocidad, el número de Froude, etc. Una vez conocido el régimen hidráulico, se puede determinar la fuerza tractiva unitaria:

$$\tau_0 = \gamma_w \cdot R_h \cdot i$$

$\tau_0$  Fuerza tractiva unitaria.

$\gamma_w$  Peso específico del líquido en toneladas por metro cúbico.

Para determinar la partícula que es arrastrada se utilizará la formulación de Camp-Shields:

$$\tau_0 = k \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot D_s$$

k Coeficiente adimensional que depende del número de Reynolds y de las características de la partícula arrastrada.

$\gamma_s$  Peso específico de la partícula en toneladas por metro cúbico.

$D_s$  Diámetro de la partícula en metros.

De la fórmula anterior se puede obtener el diámetro de la partícula arrastrada:

$$D_s = \frac{R_h \cdot \gamma_w \cdot i}{k \cdot (\gamma_s - \gamma_w)}$$

Y teniendo en cuenta la fórmula de Manning, se puede obtener la relación entre la velocidad del agua y la partícula arrastrada, que es como normalmente se expresa la formulación de Camp-Shields:

$$v = \frac{1}{n} \cdot R_h^{\frac{1}{6}} \cdot \sqrt{\frac{k \cdot D_s \cdot (\gamma_s - \gamma_w)}{\gamma_w}}$$

Según los criterios de diseño especificados, la partícula a arrastrar es la de 3 mm de diámetro de un material cuyo peso específico sea de 2,65 t/m<sup>3</sup>. Tomando para el coeficiente k el valor de 0,06 y expresando D<sub>s</sub> en mm, se obtiene finalmente

$$D_s = 2.525 \cdot \left(1 - \frac{\text{sen} \theta}{\theta}\right) \cdot d \cdot i$$

#### 5.4. Comprobación de la erosionabilidad

En general y salvo en tramos cortos y muy localizados, se dimensionan los conductos de forma que el número de Froude sea inferior a 2,5. Cuando las pendientes topográficas provocan valores de dicho parámetro superiores al valor indicado, la solución habitual consiste en disponer pozos de resalto.

El número de Froude se define por la expresión:

$$F = \frac{v}{\sqrt{g \cdot D}}$$

donde los significados de los nuevos símbolos que aparecen son:

- F      Número de Froude.
- g      aceleración de la gravedad.
- D      Calado equivalente, definido como la relación entre el área de la sección hidráulica y la anchura del flujo en la superficie libre, es decir:

$$D = \frac{A}{t}$$

De la figura recogida anteriormente:

$$t = d \cdot \text{sen} \frac{\theta}{2}$$

y teniendo en cuenta la expresión del área obtenida en el mismo apartado, resulta la siguiente expresión del calado equivalente en función del ángulo de llenado:

$$D = \frac{1}{8} \cdot \frac{\theta - \text{sen} \theta}{\text{sen} \frac{\theta}{2}} \cdot d$$

## 6. RESULTADOS DEL CÁLCULO

### 6.1. Red de aguas pluviales

Mediante la Formula Racional se han obtenido los siguientes valores de caudal en las diferentes cuencas existentes:

- Cuencas no urbanizadas

Zona nº	Tc (min.)	L(metros)	D(desnivel ,m)	j(m/m)	Cuenca(Km2)	Po (mm)	C, Coef.escorr.	I1/Id	It/Id	T(años)	Pd(mm)	It(mm/h)	Q(m3/seg)
Cuenca C1	10.0000				0.004589	22.00	0.56	9	22.39	100	158.236	148	0.128
Cuenca C1	10.0000				0.004589	22.00	0.52	9	22.39	50	139.536	130	0.104
Cuenca C1	10.0000				0.004589	22.00	0.47	9	22.39	25	121.924	114	0.082
Cuenca C1	10.0000				0.004589	22.00	0.40	9	22.39	10	99.892	93	0.058
Cuenca C2	10.0000	311.5	71.44	0.2293	0.024028	30.00	0.46	9	22.39	100	158.236	148	0.540
Cuenca C2	10.0000	311.5	71.44	0.2293	0.024028	30.00	0.41	9	22.39	50	139.536	130	0.430
Cuenca C2	10.0000	311.5	71.44	0.2293	0.024028	30.00	0.37	9	22.39	25	121.924	114	0.333
Cuenca C2	10.0000	311.5	71.44	0.2293	0.024028	30.00	0.30	9	22.39	10	99.892	93	0.223
Cuenca C3	10.0000				0.002868	22.00	0.56	9	22.39	100	158.236	148	0.080
Cuenca C3	10.0000				0.002868	22.00	0.52	9	22.39	50	139.536	130	0.065
Cuenca C3	10.0000				0.002868	22.00	0.47	9	22.39	25	121.924	114	0.052
Cuenca C3	10.0000				0.002868	22.00	0.40	9	22.39	10	99.892	93	0.036
Cuenca C4	10.0000				0.007302	22.00	0.56	9	22.39	100	158.236	148	0.203
Cuenca C4	10.0000				0.007302	22.00	0.52	9	22.39	50	139.536	130	0.165
Cuenca C4	10.0000				0.007302	22.00	0.47	9	22.39	25	121.924	114	0.131
Cuenca C4	10.0000				0.007302	22.00	0.40	9	22.39	10	99.892	93	0.092
Cuenca C5	10.0000				0.002074	22.00	0.56	9	22.39	100	158.236	148	0.058
Cuenca C5	10.0000				0.002074	22.00	0.52	9	22.39	50	139.536	130	0.047
Cuenca C5	10.0000				0.002074	22.00	0.47	9	22.39	25	121.924	114	0.037
Cuenca C5	10.0000				0.002074	22.00	0.40	9	22.39	10	99.892	93	0.026
Cuenca C6	10.0000				0.005550	22.00	0.56	9	22.39	100	158.236	148	0.154
Cuenca C6	10.0000				0.005550	22.00	0.52	9	22.39	50	139.536	130	0.126
Cuenca C6	10.0000				0.005550	22.00	0.47	9	22.39	25	121.924	114	0.100
Cuenca C6	10.0000				0.005550	22.00	0.40	9	22.39	10	99.892	93	0.070
Cuenca C7	10.0000				0.004466	22.00	0.56	9	22.39	100	158.236	148	0.124
Cuenca C7	10.0000				0.004466	22.00	0.52	9	22.39	50	139.536	130	0.101
Cuenca C7	10.0000				0.004466	22.00	0.47	9	22.39	25	121.924	114	0.080
Cuenca C7	10.0000				0.004466	22.00	0.40	9	22.39	10	99.892	93	0.056
Cuenca C8	10.0000				0.003975	22.00	0.56	9	22.39	100	158.236	148	0.111
Cuenca C8	10.0000				0.003975	22.00	0.52	9	22.39	50	139.536	130	0.090
Cuenca C8	10.0000				0.003975	22.00	0.47	9	22.39	25	121.924	114	0.071
Cuenca C8	10.0000				0.003975	22.00	0.40	9	22.39	10	99.892	93	0.050
Cuenca C9	10.0000				0.008588	22.00	0.56	9	22.39	100	158.236	148	0.239
Cuenca C9	10.0000				0.008588	22.00	0.52	9	22.39	50	139.536	130	0.194
Cuenca C9	10.0000				0.008588	22.00	0.47	9	22.39	25	121.924	114	0.154
Cuenca C9	10.0000				0.008588	22.00	0.40	9	22.39	10	99.892	93	0.108
Cuenca C10	10.0000	151	45.57	0.3018	0.010112	22.00	0.56	9	22.39	100	158.236	148	0.281
Cuenca C10	10.0000	151	45.57	0.3018	0.010112	22.00	0.52	9	22.39	50	139.536	130	0.229
Cuenca C10	10.0000	152	45.57	0.2998	0.010112	22.00	0.47	9	22.39	25	121.924	114	0.182
Cuenca C10	10.0000	151	45.57	0.3018	0.010112	22.00	0.40	9	22.39	10	99.892	93	0.127
Cuenca C11	10.0000	107	35.38	0.3307	0.013346	30.00	0.46	9	22.39	100	158.236	148	0.300
Cuenca C11	10.0000	107	35.38	0.3307	0.013346	30.00	0.41	9	22.39	50	139.536	130	0.239
Cuenca C11	10.0000	108	35.38	0.3276	0.013346	30.00	0.37	9	22.39	25	121.924	114	0.185
Cuenca C11	10.0000	107	35.38	0.3307	0.013346	30.00	0.30	9	22.39	10	99.892	93	0.124
Cuenca C12	10.0000				0.006065	26.00	0.51	9	22.39	100	158.236	148	0.151
Cuenca C12	10.0000				0.006065	26.00	0.46	9	22.39	50	139.536	130	0.122
Cuenca C12	10.0000				0.006065	26.00	0.42	9	22.39	25	121.924	114	0.095
Cuenca C12	10.0000				0.006065	26.00	0.35	9	22.39	10	99.892	93	0.065
Cuenca C13	10.8639	386	122.2	0.3166	0.109365	30.00	0.46	9	21.54	100	158.236	142	2.363
Cuenca C13	10.8639	386	122.2	0.3166	0.109365	30.00	0.41	9	21.54	50	139.536	125	1.882
Cuenca C13	10.8907	387	122.2	0.3158	0.109365	30.00	0.37	9	21.52	25	121.924	109	1.456
Cuenca C13	10.8639	386	122.2	0.3166	0.109365	30.00	0.30	9	21.54	10	99.892	90	0.976

• Cuenca urbanizadas

Zona nº	Tc (min.)	L(metros)	D(desnivel .m)	j(m/m)	Cuenca(Km2)	Po (mm)	C. Coef.escorr.	I1/l/d	It/l/d	T(años)	Pd(mm)	It(mm/h)	Q(m3/seg)
Cuenca C1	10.0000				0.004589	5.00	0.92	9	22.39	100	158.236	148	0.208
Cuenca C1	10.0000				0.004589	5.00	0.90	9	22.39	50	139.536	130	0.180
Cuenca C1	10.0000				0.004589	5.00	0.88	9	22.39	25	121.924	114	0.154
Cuenca C1	10.0000				0.004589	5.00	0.85	9	22.39	10	99.892	93	0.121
Cuenca C2	10.0000				0.008422	5.00	0.92	9	22.39	100	158.236	148	0.382
Cuenca C2	10.0000				0.008422	5.00	0.90	9	22.39	50	139.536	130	0.331
Cuenca C2	10.0000				0.008422	5.00	0.88	9	22.39	25	121.924	114	0.283
Cuenca C2	10.0000				0.008422	5.00	0.85	9	22.39	10	99.892	93	0.222
Cuenca C3	10.0000				0.004869	5.00	0.92	9	22.39	100	158.236	148	0.221
Cuenca C3	10.0000				0.004869	5.00	0.90	9	22.39	50	139.536	130	0.191
Cuenca C3	10.0000				0.004869	5.00	0.88	9	22.39	25	121.924	114	0.163
Cuenca C3	10.0000				0.004869	5.00	0.85	9	22.39	10	99.892	93	0.129
Cuenca C4	10.0000				0.001327	5.00	0.92	9	22.39	100	158.236	148	0.060
Cuenca C4	10.0000				0.001327	5.00	0.90	9	22.39	50	139.536	130	0.052
Cuenca C4	10.0000				0.001327	5.00	0.88	9	22.39	25	121.924	114	0.045
Cuenca C4	10.0000				0.001327	5.00	0.85	9	22.39	10	99.892	93	0.035
Cuenca C5	10.0000				0.000850	5.00	0.92	9	22.39	100	158.236	148	0.039
Cuenca C5	10.0000				0.000850	5.00	0.90	9	22.39	50	139.536	130	0.033
Cuenca C5	10.0000				0.000850	5.00	0.88	9	22.39	25	121.924	114	0.029
Cuenca C5	10.0000				0.000850	5.00	0.85	9	22.39	10	99.892	93	0.022
Cuenca C6	10.0000				0.004904	5.00	0.92	9	22.39	100	158.236	148	0.222
Cuenca C6	10.0000				0.004904	5.00	0.90	9	22.39	50	139.536	130	0.193
Cuenca C6	10.0000				0.004904	5.00	0.88	9	22.39	25	121.924	114	0.165
Cuenca C6	10.0000				0.004904	5.00	0.85	9	22.39	10	99.892	93	0.129
Cuenca C7	10.0000				0.004651	8.00	0.85	9	22.39	100	158.236	148	0.194
Cuenca C7	10.0000				0.004651	8.00	0.82	9	22.39	50	139.536	130	0.166
Cuenca C7	10.0000				0.004651	8.00	0.79	9	22.39	25	121.924	114	0.139
Cuenca C7	10.0000				0.004651	8.00	0.74	9	22.39	10	99.892	93	0.107

Zona nº	Tc (min.)	L(metros)	D(desnivel .m)	j(m/m)	Cuenca(Km2)	Po (mm)	C. Coef.escorr.	I1/l/d	It/l/d	T(años)	Pd(mm)	It(mm/h)	Q(m3/seg)
Cuenca C1	10.0000	341.5	178.19	0.5218	0.027247	15.00	0.69	9	22.39	100	158.236	148	0.925
Cuenca C1	10.0000	341.5	178.19	0.5218	0.027247	15.00	0.65	9	22.39	50	139.536	130	0.769
Cuenca C1	10.0000	341.5	178.19	0.5218	0.027247	15.00	0.54	9	22.39	10	99.892	93	0.456
Cuenca C2	19.7874	792.6	190.05	0.2398	0.161707	15.00	0.69	9	16.13	100	158.236	106	3.954
Cuenca C2	19.7874	792.6	190.05	0.2398	0.161707	15.00	0.65	9	16.13	50	139.536	94	3.289
Cuenca C2	19.7874	792.6	190.05	0.2398	0.161707	15.00	0.54	9	16.13	10	99.892	67	1.948
Cuenca C3	10.0000	216.34	96.29	0.4451	0.014888	15.00	0.69	9	22.39	100	158.236	148	0.505
Cuenca C3	10.0000	216.34	96.29	0.4451	0.014888	15.00	0.65	9	22.39	50	139.536	130	0.420
Cuenca C3	10.0000	216.34	96.29	0.4451	0.014888	15.00	0.54	9	22.39	10	99.892	93	0.249
Cuenca C31	10.0000				0.002553	1.00	0.99	9	22.39	100	158.236	148	0.125
Cuenca C31	10.0000				0.002553	1.00	0.99	9	22.39	50	139.536	130	0.110
Cuenca C31	10.0000				0.002553	1.00	0.99	9	22.39	10	99.892	93	0.078
Cuenca C4	10.0000	256.03	100.03	0.3907	0.016539	15.00	0.69	9	22.39	100	158.236	148	0.562
Cuenca C4	10.0000	256.03	100.03	0.3907	0.016539	15.00	0.65	9	22.39	50	139.536	130	0.467
Cuenca C4	10.0000	256.03	100.03	0.3907	0.016539	15.00	0.54	9	22.39	10	99.892	93	0.277
Cuenca C41	10.0000				0.001939	1.00	0.99	9	22.39	100	158.236	148	0.095
Cuenca C41	10.0000				0.001939	1.00	0.99	9	22.39	50	139.536	130	0.084
Cuenca C41	10.0000				0.001939	1.00	0.99	9	22.39	10	99.892	93	0.060
Cuenca C5	10.0000				0.001095	1.00	0.99	9	22.39	100	158.236	148	0.054
Cuenca C5	10.0000				0.001095	1.00	0.99	9	22.39	50	139.536	130	0.047
Cuenca C5	10.0000				0.001095	1.00	0.99	9	22.39	10	99.892	93	0.034
Cuenca C6	10.0000				0.003434	1.00	0.99	9	22.39	100	158.236	148	0.168
Cuenca C6	10.0000				0.003434	1.00	0.99	9	22.39	50	139.536	130	0.148
Cuenca C6	10.0000				0.003434	1.00	0.99	9	22.39	10	99.892	93	0.105

Los caudales obtenidos para los distintos ramales de la red de pluviales serán los siguientes:

Tramo	Tiempo retorno(años)	Caudal(l/s)
1	100	207.93
	50	180.18
	25	153.98
	10	121.16
2	100	872.27
	50	740.90
	25	619.27
	10	471.09
3	100	214.41
	50	177.63
	25	144.22
	10	104.65
4	100	377.08

	50	348.80
	25	286.38
	10	183.11
5	100	1468.98
	50	1249.08
	25	1045.30
	100	796.67
6	100	612.19
	50	508.51
	25	414.27
	10	302.45
7	100	493.77
	50	404.59
	25	324.39
	10	230.62
8	100	2362.28
	50	1986.30
	25	1641.21
	10	1225.95
9	100	3487.28
	50	2840.54
	25	2229.57
	10	1503.69
10	100	875.04
	50	713.70
	25	569.34
	10	401.69
11	100	2341.25
	50	1989.97
	25	1664.57
	10	1267.76

El cálculo de los colectores se ha realizado para un **periodo de retorno de 25 años**.

Se han realizado las siguientes comprobaciones en el cálculo de colectores:

- **Comprobación a caudal máximo.**

La comprobación a caudal máximo se realiza para la situación de mayor caudal correspondiente con el estado futuro según las hipótesis planteadas en el apartado anterior.

Los resultados de la comprobación a caudal máximo de manera tabulada para cuencas discretizadas según la magnitud de sus áreas y las pendientes elegidas para los colectores, se exponen en las páginas que continúan:

En algunos de los tramos estudiados, se observa que la velocidad y el N° de Froude son ligeramente superiores a lo recomendable, debido a la orografía de la zona; obligando a tener pendientes elevadas en los colectores. Se prevé la mejora de la red de pluviales actual, la cual no ha dado problemas hasta el momento.

**COMPROBACION DE COLECTORES A CAUDAL MÁXIMO (LLENADO Y VELOCIDAD MÁXIMA)**

Condición: % llenado < 80

Condición: N° Froude <2.5

	<b>Qmax</b>	<b>h/H</b>	<b>Dint.</b>	<b>Q llenado tubo</b>	<b>fi</b>	<b>Pmojado</b>	<b>Smojada</b>	<b>V</b>	<b>Froude</b>	<b>n</b>	<b>I min</b>
	<b>li/seg</b>		<b>m</b>	<b>li/seg</b>	<b>rad</b>	<b>m</b>	<b>m<sup>2</sup></b>	<b>m/seg</b>	<b>F&lt;2,5</b>	<b>(HA-PVC)</b>	<b>%</b>
<b>Tramo 1</b>	150.000	0.595	0.300	151.599	3.524	0.529	0.044	<b>3.45791</b>	<b>2.86159</b>	0.011	4.00
<b>Tramo 2</b>	620.000	0.590	0.475	624.128	3.504	0.832	0.109	<b>5.73654</b>	<b>3.79554</b>	0.011	6.00
<b>Tramo 3</b>	150.000	0.660	0.300	153.000	3.793	0.569	0.049	<b>3.09133</b>	<b>2.36521</b>	0.011	3.00
<b>Tramo 4</b>	109.000	0.610	0.300	111.347	3.585	0.538	0.045	<b>2.46549</b>	<b>2.00380</b>	0.011	2.00
<b>Tramo 5</b>	1050.000	0.630	0.600	1049.149	3.668	1.100	0.188	<b>5.59132</b>	<b>3.13685</b>	0.011	4.00
<b>Tramo 6</b>	410.000	0.630	0.380	410.559	3.668	0.697	0.075	<b>5.45492</b>	<b>3.84549</b>	0.011	7.00
<b>Tramo 7</b>	340.000	0.900	0.300	344.509	4.996	0.749	0.067	<b>5.14138</b>	<b>2.69043</b>	0.011	8.00
<b>Tramo 10</b>	570.000	0.591	0.475	571.244	3.508	0.833	0.109	<b>5.23978</b>	<b>3.46269</b>	0.011	5.00
<b>Tramo 11</b>	1665.000	0.800	0.600	1663.453	4.429	1.329	0.242	<b>6.85998</b>	<b>3.08152</b>	0.011	5.50

<b>VELOCIDADES</b>	
HORMIGON	vmax=4m/sg vmin=0.6m/sg
PVC	vmax=5m/sg vmin=0.6m/sg

<b>PENDIENTE</b>	<b>MINIMA</b>	<b>MAXIMA</b>	<b>OPTIMA</b>
D200-D300	0.30%	7%	2%-0.7%
D300-D600	0.20%	4%	1%-0.5%
D600-D1000	0.10%	2%	0.5%-0.2%
D1000-D2000	0.03%	1%	0.3%-0.2%



### **Comprobaciones de autolimpieza.**

Los resultados de la comprobación de autolimpieza de manera tabulada para cuencas discretizadas según la magnitud de sus áreas y las pendientes elegidas para los colectores, se exponen en las páginas que continúan:

### **COMPROBACION DE COLECTORES A AUTOLIMPIEZA SEGÚN FORMULACION DE SHIELDS**

Condición: Fuerza tractiz unitaria > 0,1 Kg/m<sup>2</sup>  
 Velocidad > 0,6 m/s

	SHIELDS												
	Qmin urb	h/H	Dint.	Q llenado tubo	Den. Particulas	Part. Arrastrada	Vautolimp	Pmojado	Pm tanteo	fi	Rh	I	Fuerza Tractiz > 0,1 Kg/m <sup>2</sup>
	li/seg		m	li/seg	t/m <sup>3</sup>	mm	m/seg	m		rad	m	%	
<b>Tramo 1</b>	6.770	0.151	0.300	11.264	2.65	3	0.86	0.01304	0.00934	1.8030	0.0345	0.80	0.277
<b>Tramo 2</b>	20.450	0.130	0.475	34.449	2.65	3	0.91	0.03782	0.06969	2.8030	0.1047	0.20	0.213
<b>Tramo 3</b>	6.340	0.110	0.300	5.047	2.65	3	0.82	0.00614	0.04969	3.8030	0.0871	0.21	0.184
<b>Tramo 4</b>	11.120	0.120	0.300	4.943	2.65	3	0.83	0.00593	0.06524	4.8030	0.0906	0.21	0.187
<b>Tramo 5</b>	11.960	0.120	0.600	44.388	2.65	3	0.94	0.04746	0.28192	5.8030	0.1619	0.12	0.194
<b>Tramo 6</b>	18.210	0.120	0.380	17.370	2.65	3	0.87	0.02004	0.11383	6.8030	0.0881	0.23	0.204
<b>Tramo 7</b>	18.140	0.120	0.300	9.886	2.65	3	0.83	0.01186	0.07655	7.8030	0.0654	0.32	0.209
<b>Tramo 10</b>	91.630	0.220	0.475	92.366	2.65	3	0.99	0.09363	0.28689	9.8030	0.1232	0.19	0.237
<b>Tramo 11</b>	32.410	0.100	0.600	33.876	2.65	3	0.91	0.03727	0.53030	10.8030	0.1636	0.11	0.183

Proyecto de urbanización "Migelena" Fase II en Oñati(Gipuzkoa)

### **COMPROBACION DE COLECTORES A AUTOLIMPIEZA SEGÚN FORMULACION DE SHIELDS**

Condición:

Fuerza tractiz unitaria > 0,1 Kg/m<sup>2</sup>



Velocidad > 0,6  
 m/s

	MANNING										Den. Particulas t/m3	Part. Arrastrada mm	Vau m
	Qmin urb	h/H	Dint.	Q llenado tubo	<i>f<sub>i</sub></i>	<i>P<sub>mojado</sub></i>	<i>S<sub>mojada</sub></i>	<i>V<sub>real</sub></i>	<i>n</i>	<i>I</i>			
	li/seg		m	li/seg	rad	m	m <sup>2</sup>	m/seg	(hormi. PVC)	%			
Ramal 1	20.750	0.800	0.475	380.431	4.429	1.052	0.152	<b>2.50324</b>	0.011	1.00	2.65	3	
Ramal 2	15.240	0.800	0.475	380.431	4.429	1.052	0.152	<b>2.50324</b>	0.011	1.00	2.65	3	
Pasillo	1.750	0.800	0.380	148.366	4.429	0.841	0.097	<b>1.52539</b>	0.011	0.50	2.65	3	

## 6.2. Red de aguas residuales

Se han realizado las siguientes comprobaciones en el cálculo de colectores:

### - **Comprobación a caudal máximo.**

La comprobación a caudal máximo se realiza para la situación de mayor caudal correspondiente con el estado futuro según las hipótesis planteadas en el apartado anterior.

Los resultados de la comprobación a caudal máximo de manera tabulada para cuencas discretizadas según la magnitud de sus áreas y las pendientes elegidas para los colectores, se exponen en las páginas que continúan:

Los resultados obtenidos son correctos para los caudales e hipótesis de cálculo.

### COMPROBACIÓN DE COLECTORES A CAUDAL MÁXIMO Y VELOCIDAD MÁXIMA

Condición: % llenado < 80

Qmax	h/H	Dint.	Q llenado tubo	fi	Pmojado	Smojada	V	Froude	n	I min
li/seg		m	li/seg	rad	m	m <sup>2</sup>	m/seg	F<2,5	(HA-PVC)	%
72.440	0.580	0.300	72.851	3.463	0.519	0.043	1.71365	1.44403	0.011	1.00

Condición: N° Froude < 2,5

Qmax	h/H	Dint.	Q llenado tubo	fi	Pmojado	Smojada	V	Froude	n	I max
li/seg		m	li/seg	rad	m	m <sup>2</sup>	m/seg	F<2,5	(HA-PVC)	%
72.440	0.262	0.300	72.868	2.149	0.322	0.015	4.93626	6.66284	0.011	18.00

#### VELOCIDADES

HORMIGON	vmax=4m/sg vmin=0.6m/sg
PVC	vmax=5m/sg vmin=0.6m/sg

PENDIENTE	MINIMA	MAXIMA	OPTIMA
D200-D300	0.30%	7%	2%-0.7%
D300-D600	0.20%	4%	1%-0.5%
D600-D1000	0.10%	2%	0.5%-0.2%
D1000-D2000	0.03%	1%	0.3%-0.2%



### - **Comprobaciones de autolimpieza.**

Los resultados de la comprobación de autolimpieza de manera tabulada para cuencas discretizadas según la magnitud de sus áreas y las pendientes elegidas para los colectores, se exponen en las páginas que continúan:

### COMPROBACIÓN DE COLECTORES A AUTOLIMPIEZA SEGÚN FORMULACIÓN DE SHIELDS

Condición: Fuerza tractiz unitaria > 0,1 Kg/m<sup>2</sup>

Velocidad > 0,6 m/s

				SHIELDS								
Qmin urb	h/H	Dint.	Q llenado tubo	Den. Particulas	Part. Arrastrada	Vautolimp	Pmojado	Pm tanteo	fi	Rh	I	Fuerza Tractiz > 0,1 Kg/m <sup>2</sup>
li/seg		m	li/seg	t/m <sup>3</sup>	mm	m/seg	m		rad	m	%	
18.200	0.270	0.300	18.223	2.65	3	0.94	0.01936	0.00934	1.8030	0.0345	0.95	0.329

