



www.krean.com

KREAN, S.COOP.



10 Eranskina. Drainadura eta saneamendu-sarea • Anejo 10. Red de drenaje y saneamiento

Proiektua • Proyecto

ARRASATEN, AI-A.E. 15.1 GAUTXORIKO URBANIZAZIO PROIEKTUA • PROYECTO DE URBANIZACIÓN DEL AI-A.E. 15.1 GAUTXORI EN ARRASATE-MONDRAGÓN

Sustatzailea • Promotor

Mondragon Goi Eskola Politeknikoa

Data • Fecha

2021 Maiatza • Mayo 2021

Egilea • Autor

Enrique Elkoroberezibar Markiegi

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

aurkibidea • índice

1.	INTRODUCCION	3
2.	CARACTERISTICAS DE LA RED	3
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
3.	CRITERIOS DE DISEÑO	4
3.1.	Conducción en lámina libre a caudal máximo	4
3.2.	Conducción en lámina libre a caudal mínimo	4
4.	CAUDALES DE DISEÑO	5
4.1.	Caudal de aguas residuales	5
4.2.	Caudal de aguas pluviales.....	5
4.3.	Caudales diseño	12
5.	BASE TEORICA DEL CÁLCULO DE CONDUCCIONES	14
5.1.	Formula de manning	14
5.2.	Determinación del diámetro del conducto	15
5.3.	Comprobación de autolimpieza	16
5.4.	Comprobación de la erosionabilidad	17
6.	RESULTADOS DEL CÁLCULO	18
6.1.	Red de aguas pluviales.....	18

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 Urbanización del AI-A.E.15.1 en Arrasate-Mondragón (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 quiebras 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 n° 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 $2,65 \text{ Tn/m}^3$ de densidad.

Otra criterio normalmente considerado, es el de la fuerza tractiva, cuyo valor deberá superar el valor de 1 N/m^2 .

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

Por cuestiones de mantenimiento, 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 (m³/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 (km²)

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).

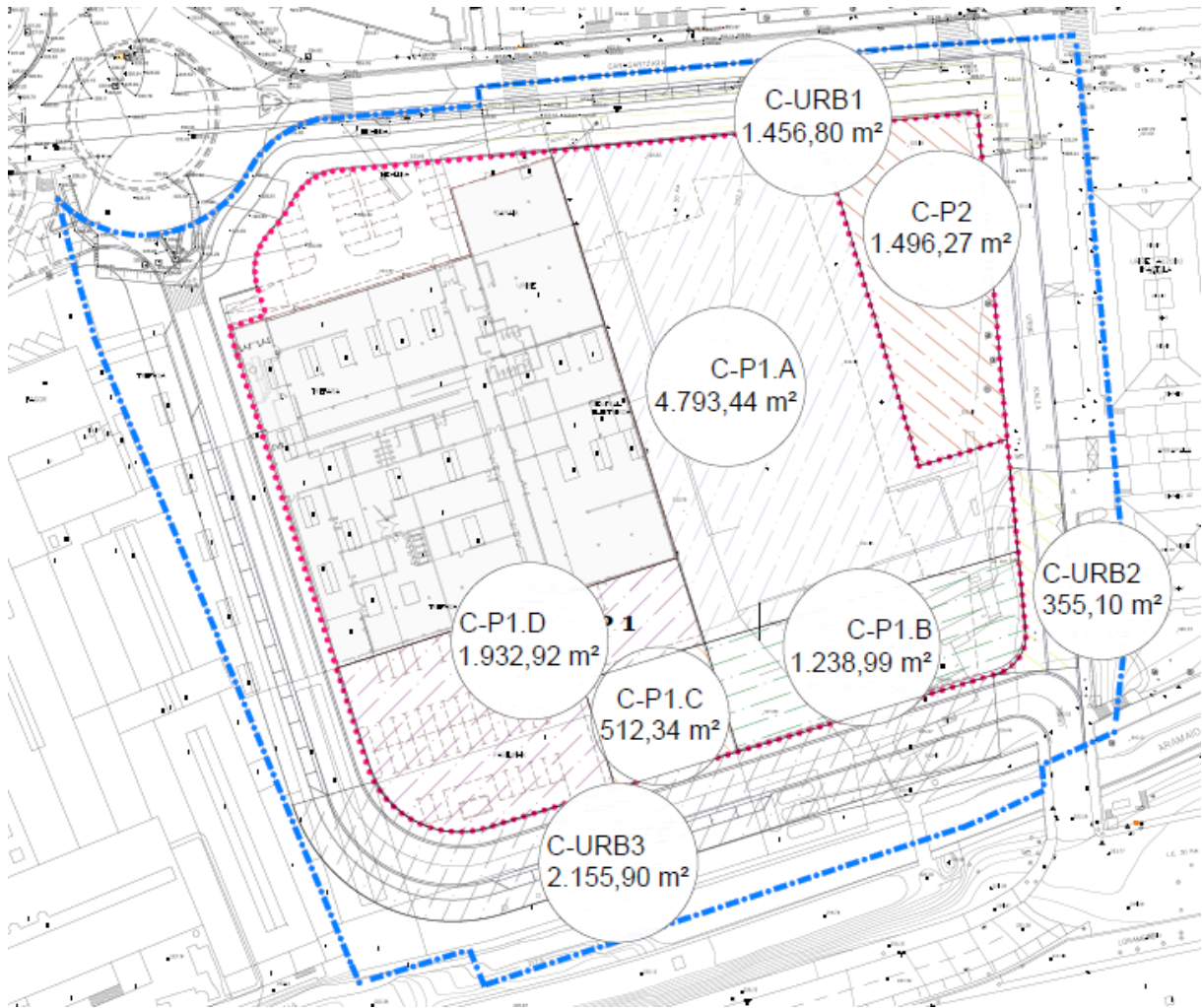
L Longitud vaguada (Km).

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.



Se han dividido las distintas zonas tanto de la parcela interior (dividida en P1 y P2) como de la urbanización, en función de los puntos a los que se va a derivar el agua caída en el ámbito. Existen 3 puntos de conexión de las aguas del ámbito:

- Punto de conexión 1 (Cruce calle Uribarri y Uribe): las aguas de la cuenca de la urbanización en la zona norte (C-URB1) se conectarán al colector existente de hormigón Ø600 que transcurre por la calle Uribe.
- Punto de conexión 2 (Calle Uribe): las aguas de la zona este de la parcela (C-P1. A, C-P1. B y C-URB2) se conducirán por una nueva red de colectores de PVC Ø400 para ser vertidas al río Aramaio.
- Punto de conexión 3 (Nuevo vial sur): el resto de aguas de las distintas cuencas (C-P1.C, C-P1. D y C-URB3) se conectarán al colector existente de hormigón Ø1500 que discurre por el futuro vial que comenzará en la rotonda de Polo Garaia hacia el sur.

• 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)

P₀= 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.

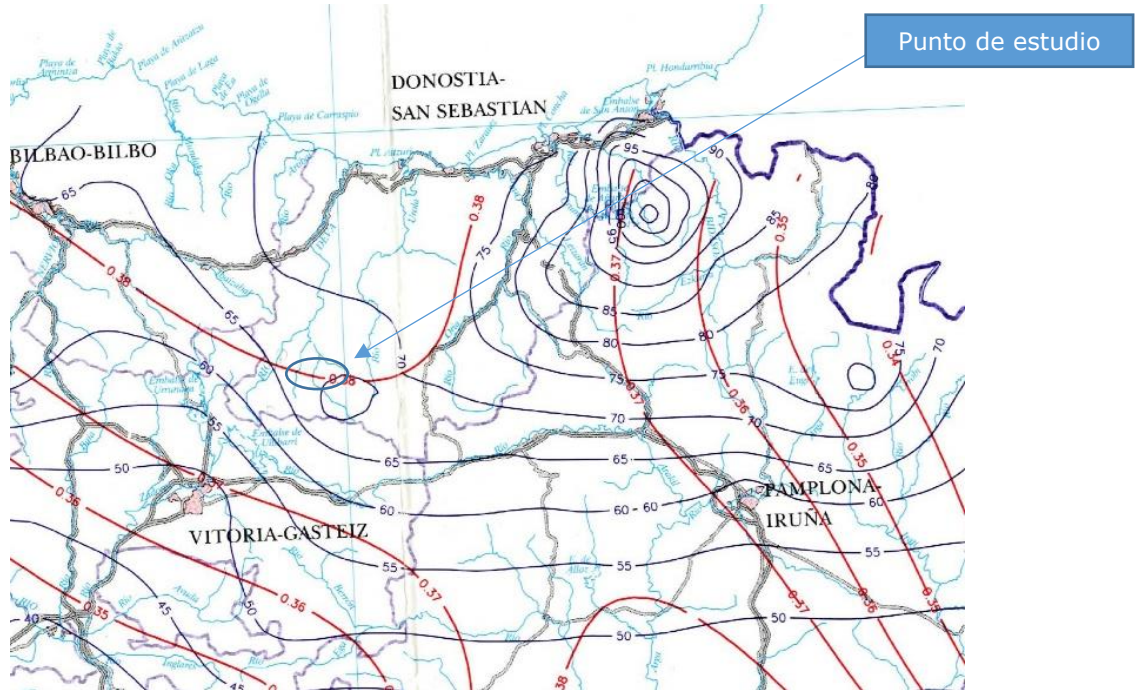
Período de retorno asociado a la lluvia de diseño		
Zona	Período de retorno (años)	
	Sin sobrecargar la red	Poniendo la red en carga sin inundar
Rural	1	10
Zona residencial	2	20
Zona industrial, comercial y centros urbanos	2 5*	30
Pasos inferiores	10	50

*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 Cv, 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).

		FACTOR DE AMPLIFICACIÓN $K_T(T, C_v)$							
C_v	T	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.

Zona nº	Tc (min.)	I/l/d	It/l/d	T(años)	Pd(mm)	It(mm/h)
C-URB1	10.0000	9	22.39	100	158.236	148
C-URB1	10.0000	9	22.39	50	139.536	130
C-URB1	10.0000	9	22.39	10	99.892	93
C-URB2	10.0000	9	16.13	100	158.236	148
C-URB2	10.0000	9	16.13	50	139.536	130
C-URB2	10.0000	9	16.13	10	99.892	93
C-URB3	10.0000	9	22.39	100	158.236	148
C-URB3	10.0000	9	22.39	50	139.536	130
C-URB3	10.0000	9	22.39	10	99.892	93
C-P1.A	10.0000	9	22.39	100	158.236	148
C-P1.A	10.0000	9	22.39	50	139.536	130
C-P1.A	10.0000	9	22.39	10	99.892	93
C-P1.B	10.0000	9	22.39	100	158.236	148
C-P1.B	10.0000	9	22.39	50	139.536	130
C-P1.B	10.0000	9	22.39	10	99.892	93
C-P1.C	10.0000	9	22.39	100	158.236	148
C-P1.C	10.0000	9	22.39	50	139.536	130
C-P1.C	10.0000	9	22.39	10	99.892	93
C-P1.D	10.0000	9	22.39	100	158.236	148
C-P1.D	10.0000	9	22.39	50	139.536	130
C-P1.D	10.0000	9	22.39	10	99.892	93
C-P2	10.0000	9	22.39	100	158.236	148
C-P2	10.0000	9	22.39	50	139.536	130
C-P2	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_{max})**

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_{aut})**

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/m³

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/m³

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.

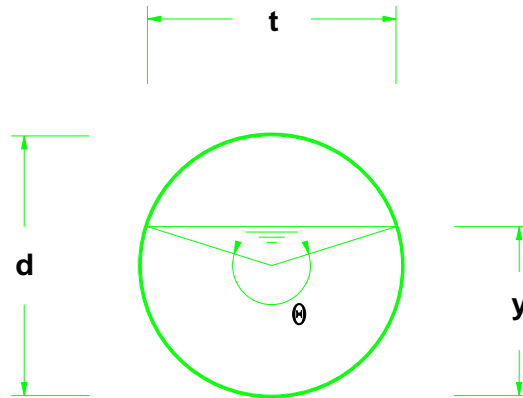
El coeficiente de rugosidad de Manning depende de muchas variables, siendo la más importante el tipo de material de la tubería.

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:

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

τ_0 Fuerza tractiva unitaria.

γ_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.

γ_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/m³. Tomando para el coeficiente k el valor de 0,06 y expresando D_s 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:

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)
C-URB1	10.0000	Cuenca<1Ha			0.001457	8.00	0.85	9	22.39	100	158.236	148	0.061
C-URB1	10.0000				0.001457	8.00	0.82	9	22.39	50	139.536	130	0.052
C-URB1	10.0000				0.001457	8.00	0.74	9	22.39	10	99.892	93	0.033
C-URB2	10.0000	Cuenca<1Ha			0.001496	8.00	0.85	9	22.39	100	158.236	148	0.062
C-URB2	10.0000				0.001496	8.00	0.82	9	22.39	50	139.536	130	0.053
C-URB2	10.0000				0.001496	8.00	0.74	9	22.39	10	99.892	93	0.034
C-URB3	10.0000	Cuenca<1Ha			0.002156	8.00	0.85	9	22.39	100	158.236	148	0.090
C-URB3	10.0000				0.002156	8.00	0.82	9	22.39	50	139.536	130	0.077
C-URB3	10.0000				0.002156	8.00	0.74	9	22.39	10	99.892	93	0.049
C-P1.A	10.0000	Cuenca<1Ha			0.004793	8.00	0.85	9	22.39	100	158.236	148	0.200
C-P1.A	10.0000				0.004793	8.00	0.82	9	22.39	50	139.536	130	0.171
C-P1.A	10.0000				0.004793	8.00	0.74	9	22.39	10	99.892	93	0.110
C-P1.B	10.0000	Cuenca<1Ha			0.001239	8.00	0.85	9	22.39	100	158.236	148	0.052
C-P1.B	10.0000				0.001239	8.00	0.82	9	22.39	50	139.536	130	0.044
C-P1.B	10.0000				0.001239	8.00	0.74	9	22.39	10	99.892	93	0.028
C-P1.C	10.0000	Cuenca<1Ha			0.000512	8.00	0.85	9	22.39	100	158.236	148	0.021
C-P1.C	10.0000				0.000512	8.00	0.82	9	22.39	50	139.536	130	0.018
C-P1.C	10.0000				0.000512	8.00	0.74	9	22.39	10	99.892	93	0.012
C-P1.D	10.0000	Cuenca<1Ha			0.001933	8.00	0.85	9	22.39	100	158.236	148	0.081
C-P1.D	10.0000				0.001933	8.00	0.82	9	22.39	50	139.536	130	0.069
C-P1.D	10.0000				0.001933	8.00	0.74	9	22.39	10	99.892	93	0.044
C-P2	10.0000	Cuenca<1Ha			0.001496	8.00	0.85	9	22.39	100	158.236	148	0.062
C-P2	10.0000				0.001496	8.00	0.82	9	22.39	50	139.536	130	0.053
C-P2	10.0000				0.001496	8.00	0.74	9	22.39	10	99.892	93	0.034

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

	Q(l/s)			Qmin(l/s)
	T10	T50	T100	
Ramal Norte	33.44	51.96	60.79	1.79
Ramal Este	207.17	321.92	376.61	11.11
Ramal Sur	61.25	95.18	111.35	3.29

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.

COMPROBACION DE COLECTORES A CAUDAL MÁXIMO (LLENADO)

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	m2	m/seg	F<2,5	(HA-PVC)	%
Ramal Norte	33.440	0.800	0.300	111.708	4.429	0.664	0.061	1.84270	1.17061	0.011	1.00
Ramal Este	201.030	0.800	0.380	256.977	4.429	0.841	0.097	2.64205	1.49131	0.011	1.50
Ramal Sur	61.250	0.800	0.300	136.813	4.429	0.664	0.061	2.25684	1.43370	0.011	1.50

COMPROBACION DE COLECTORES A CAUDAL MÁXIMO (VELOCIDAD MÁXIMA)

Condición: N° Froude < 2,5

	Qmax	h/H	Dint.	Q llenado tubo	fi	Pmojado	Smojada	V	Froude	n	I min
	li/seg		m	li/seg	rad	m	m²	m/seg	F<2,5	(HA-PVC)	%
Ramal Norte	350.040	0.800	0.300	111.708	4.429	0.664	0.061	1.84270	1.17061	0.011	1.00
Ramal Este	418.780	0.800	0.380	256.977	4.429	0.841	0.097	2.64205	1.49131	0.011	1.50
Ramal Sur	33.620	0.800	0.300	78.989	4.429	0.664	0.061	1.30299	0.82775	0.011	0.50

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:

Proyecto de urbanización del AI-A:E.15.1 Gautxori en Arrasate-Mondragón (Gipuzkoa)

COMPROBACION DE COLECTORES A AUTOLIMPIEZA SEGÚN FORMULACION DE SHIELDS

Condición: Fuerza tractiz unitaria > 0,1 Kg/m²

Velocidad > 0,6 m/s

COMPROBACION DE COLECTORES A AUTOLIMPIEZA SEGÚN FORMULACION DE SHIELDS

Condición: Fuerza tractiz unitaria > 0,1 Kg/m²

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 ²
	li/seg		m	li/seg	t/m ³	mm	m/seg	m		rad	m	%	
Ramal Norte	1.790	0.088	0.300	1.801	2.65	3	0.79	0.00227	0.00934	1.8030	0.0345	0.68	0.234
Ramal Este	11.110	0.141	0.380	11.244	2.65	3	0.89	0.01265	0.04460	2.8030	0.0837	0.26	0.218
Ramal Sur	3.290	0.106	0.300	3.302	2.65	3	0.82	0.00404	0.04969	3.8030	0.0871	0.21	0.182

