



PAYMACOTAS

Ordenación sanitaria del río Cares-Deva en Panes

---

## **ANEJO 6: CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO**



## ÍNDICE

1.	OBJETO.....	4
2.	IMPUTACIÓN DE POBLACIÓN .....	4
3.	CAUDALES DE AGUAS PLUVIALES .....	4
4.	CAUDALES DE INFILTRACIÓN .....	5
5.	CAUDALES DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS.....	6
5.1.	Caudal medio .....	6
5.2.	Caudal punta .....	6
5.3.	Caudal mínimo .....	6
6.	CAUDALES DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES .....	7
6.1.	Caudal medio .....	7
6.2.	Caudal punta .....	7
6.3.	Caudal mínimo .....	7
7.	CAUDALES DE PROYECTO .....	8
7.1.	Caudal máximo en colectores secundarios.....	8
7.2.	Caudal máximo en colector interceptor general .....	8
7.3.	Caudal mínimo de proyecto.....	10
8.	CAUDALES PROCEDENTES DE REDES EXISTENTES.....	10
9.	TRAZADO DE COLECTORES .....	10
9.1.	Parámetros de diseño en planta de conducciones por gravedad.....	10
9.2.	Parámetros de diseño en alzado de conducciones por gravedad .....	10
9.3.	Parámetros de diseño en planta de conducciones en presión .....	10
9.4.	Parámetros de diseño en alzado de conducciones en presión.....	11
10.	DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LAS CONDUCCIONES .....	12
10.1.	Conducciones de lámina libre.....	12
10.2.	Conducciones en presión.....	14
11.	DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL DE LAS CONDUCCIONES.....	15
11.1.	Acciones a considerar .....	15
11.2.	Carga sobre la Conducción .....	15
11.3.	Diseño de las tuberías.....	16
12.	INSTALACION DE TUBERÍAS.....	16
12.1.	Tuberías en zanja.....	16
12.2.	Tuberías hincadas con empujador .....	17
12.3.	Tuberías en túneles y galerías .....	18



<b>13.</b>	<b>ALIVIADEROS .....</b>	<b>18</b>
13.1.	Caudales de diseño .....	18
13.2.	Tipos de aliviaderos .....	19
13.3.	Tipos de reguladores de caudal.....	19
13.4.	Diseño de la cámara de retención .....	20
13.5.	Diseño del rebosadero .....	20
13.6.	Comprobaciones .....	21
13.7.	Colector de alivio.....	23
<b>14.</b>	<b>FORMULACIÓN TEÓRICA BOMBEOS.....</b>	<b>23</b>
<b>15.</b>	<b>POZOS DE REGISTRO .....</b>	<b>29</b>
<b>16.</b>	<b>VENTILACIÓN DEL COLECTOR.....</b>	<b>29</b>



## 1. OBJETO

En el presente *Anejo 6: "Criterios generales de diseño"* del proyecto de "**Ordenación hidráulico-sanitaria del río Deva en Panes, T.M. de Peñamellera Baja (Asturias)**" se establecen los criterios generales que servirán de base para el diseño de los elementos que se proyecten.

Estos criterios son básicamente los indicados en las "*Especificaciones técnicas básicas para proyectos de conducciones generales de saneamiento*" de la entonces Confederación Hidrográfica del Norte. Cuando hay alguna modificación respecto a dichos criterios se indica expresamente.

## 2. IMPUTACIÓN DE POBLACIÓN

Partiendo de la distribución de distritos y secciones censales existentes en cada municipio con datos actualizados, se imputará a cada colector la población que recoge actualmente.

Mediante consideraciones obtenidas del planeamiento urbanístico basándose en las áreas de crecimiento previstas en el mismo, y mediante modelos de crecimiento de población, se valorará la población previsiblemente servida por cada colector en el año horizonte del proyecto.

Con los mismos criterios se imputará el empleo actual y el previsible.

## 3. CAUDALES DE AGUAS PLUVIALES

Las aguas pluviales se computarán con base en el aguacero correspondiente a un período de retorno  $T = 10$  años, salvo que la conducción actúe como curso permanente de agua en cuyo caso se emplearán períodos de retorno superiores.

Para determinar el caudal de aguas pluviales se utilizará la fórmula racional:

$$Q_p = S \times I_c \times C_m$$

$Q_p$  = Caudal de aguas pluviales (l/s)

$S$  = Superficie del área drenada (ha).

$I_c$  = Intensidad media de precipitación para el período de retorno de proyecto y duración del aguacero igual tiempo de concentración del área drenada (l/s/ha)

$C_m$  = Coeficiente medio de escorrentía

Se estudiará la tipología de las áreas drenadas, determinando las zonas urbanas, rurales y mixtas fundamentalmente, y estudiando en cada una de ellas los coeficientes medios de escorrentía aplicables a cada zona o subzona considerada utilizando para zonas urbanas los coeficientes de escorrentía que se indican en la siguiente tabla:



Tipo de zona	Coefficiente Cm
Rural	0,50
Urbana. Edificación abierta	0,70
Urbana. Edificación cerrada	0,90
Mixta. Urbano-Industrial	0,80
Industrial	0,70
Zona verde	0,30

Se adoptará un tiempo de concentración igual a:

$$TC = te + tr$$

TC = Tiempo de concentración

te = Tiempo de escorrentía

tr = Tiempo de recorrido en conductos

No se adoptarán valores del tiempo de escorrentía inferiores a 5 minutos ni del tiempo de concentración menores de 10 minutos

Para zonas consideradas dispersas, se ha adoptado el criterio de definir el caudal pluvial en función del número de viviendas y de la tipología general (urbana, rural y mixta):

- Zona dispersa en tipología urbana: 1 l/s/viv
- Zona dispersa en tipología rural : 0,25 l/s/viv
- Zona dispersa en tipología mixta: 0,50 l/s/viv

Este criterio no se contemplaba en el documento de especificaciones de CHN. La definición de estos valores se ha realizado en base a aforos realizados en zonas de similares características que ofrecieron resultados inferiores a los adoptados.

#### 4. CAUDALES DE INFILTRACIÓN

Se adoptará como caudal de infiltración un valor igual al del caudal medio actual de las aguas residuales.

Se denominará:

QF = Caudal de infiltración.



## 5. CAUDALES DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS

Se adopta la siguiente notación:

$(QD)_B^A$  = Caudal de aguas residuales domésticas

Superíndice A:

a: año actual

h: año horizonte

Subíndice B:

min: mínimo

m: medio

P: punta

### 5.1. Caudal medio

Se obtendrá a partir de una dotación de 250 l/hab y día para el año actual de 350 l/hab y día para el año horizonte.

Por lo tanto,

$$QD_m^a = \frac{250 \times Pa}{86.400} \quad QD_m^h = \frac{350 \times Ph}{86.400} \quad (\text{l/s})$$

### 5.2. Caudal punta

Se obtendrá a partir de las siguientes fórmulas, aplicables tanto para el año actual como para el año horizonte.

Para caudales medios mayores de unos 2 l/s

$$(QD)_P = (QD)_m + 2,6 \cdot (QD)_m^{0,7} \quad (\text{l/s})$$

Para caudales medios menores de unos 2 l/s

$$(QD)_P = 5,5 \cdot (QD)_m^{0,2} \quad (\text{l/s})$$

### 5.3. Caudal mínimo

Se adoptará como caudal mínimo el 50% del caudal medio.



## 6. CAUDALES DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES

Se adopta la siguiente notación:

$(QI)_B^A$  = Caudal de aguas residuales industriales

Los índices tienen el mismo significado que en las aguas residuales domésticas.

### 6.1. Caudal medio

Cuando no se puedan obtener datos directos y no existan consumos puntuales elevados, el caudal medio se cuantificará adoptando una dotación de 500 l/empleo y día dentro de la zona urbana; y entre 1 y 1,5 l/s/ha para zona industrial independiente.

Para el cálculo de los caudales del año horizonte se emplearán las dotaciones especificadas para el año actual.

Se incluirán como caudales industriales los procedentes de “industrias ganaderas”, entendiéndose como tales las estabulaciones de ganado bovino, asignando una dotación de 80 l/cabeza/día, con un coeficiente punta de 1,60.

Este criterio no se contemplaba en el documento de especificaciones de CHN. Debe puntualizarse, que estas aguas se contemplan exclusivamente a nivel de caudales, no de contaminación, entendiéndose que pudieran incluirse al interceptor general previa depuración si el organismo encargado de la gestión del interceptor lo estimare oportuno.

### 6.2. Caudal punta

Se adoptará como caudal punta 1,6 veces el caudal medio, tanto para el año actual como para el año horizonte.

### 6.3. Caudal mínimo

Se adoptará como caudal mínimo el 25% del caudal medio, tanto para el año actual como para el año horizonte.



## 7. CAUDALES DE PROYECTO

Se adopta la siguiente notación:

$Q^A_C$  = Caudal de proyecto

Superíndice A:

a: año actual

h: año horizonte

Subíndice C:

min: mínimo de proyecto

max: máximo de proyecto

### 7.1. Caudal máximo en colectores secundarios

Es el que se utiliza como caudal de diseño hidráulico para las conducciones, con los valores correspondientes al año horizonte ( $Q_{max}$ ).

#### a.- Redes separativas:

$$Q_{max} = (QD)_p^h + (QI)_p^h + QF \quad \text{para aguas residuales}$$

$$Q_{max} = QP \quad \text{para aguas pluviales}$$

#### b. Redes unitarias:

Colectores anteriores a aliviadero:

$$Q_{max} = (QD)_p^h + (QI)_p^h + QP + QF$$

### 7.2. Caudal máximo en colector interceptor general

Se define como Colector Interceptor General a las conducciones que transportan los efluentes de la depuradora de acuerdo con su máximo caudal de diseño sin posibilidad de alivio en ninguno de sus tramos.

Los caudales de incorporación al Interceptor General se calcularán a partir de la posibilidad de alivio de los colectores generales secundarios en función de la capacidad del medio receptor. No obstante, en ausencia de otros datos se podrán aplicar las fórmulas que se exponen a continuación.

**a.- Zonas urbanas con red unitaria:**

El caudal de incorporación al colector se hallará en función de las aguas residuales domésticas, de las aguas residuales industriales y de la población equivalente, tomando el mayor de los siguientes:

$$Q_{inc,1} = QD_m^h + \frac{16}{1000} \cdot P_{equiv}^h + 3 \cdot QI_m^h \quad (l/s)$$

$$Q_{inc,2} = QD_P^h + QI_P^h + QF \quad (l/s)$$

Cálculo de la población equivalente:  $P_{equiv} = P + P_{ind}$ , siendo  $P_{ind}$  la población equivalente industrial, que se calculará de la siguiente forma:

Si se dispone de datos del vertido de la industria la población equivalente será el mayor de los siguientes valores:

1. En el caso de conocer la carga contaminante vertida por la industria, se determinará bajo la expresión

$$P_{ind} = W / D_W$$

W: kg/día del contaminante vertido de la industria (si no hay circunstancias especiales que aconsejen elegir otro parámetro se recomienda elegir la DBO5)

$D_W$ : dotación en kg/hab/día para el contaminante utilizado. Para DBO5 se tomará 0,075 kg/hab/día.

2. Si se dispone de los datos de caudal, se calculará la población equivalente utilizando el caudal, lo que es válido en mayor medida si las aguas son asimilables a urbanas.

$$P_{ind} = Q / D_q$$

Q = l/día vertidos por la industria

$D_q = 350$  l/hab./día

En este caso, se calculará la población equivalente industrial según se indica en este último punto.

**b.- Zonas con red separativa:**

Se utiliza el mismo caudal de incorporación que el caso de redes unitarias por lo que calculamos el Interceptor General con una reserva de caudal que permite un diseño flexible de los colectores y que en todo caso protege el funcionamiento del sistema frente a incorporaciones incontroladas de pluviales o frente a cambios en el funcionamiento de la red.

En el caso de red separativa con gran número de población, podrá reducirse la dotación específica, en función de la garantía de la explotación y gestión de la red, pero siempre será superior a 10 l/seg/1000 hab.



### 7.3. Caudal mínimo de proyecto

Se adopta el siguiente valor:

$$Q_{\min} = (QD)_{\min}^a + (QI)_{\min}^a$$

## 8. CAUDALES PROCEDENTES DE REDES EXISTENTES

Si la capacidad hidráulica del colector interceptado que recoge una red existente fuese menor que la necesaria deducida de los cálculos, se adoptará como caudal en dicho colector el valor teórico calculado de acuerdo con los presentes criterios.

## 9. TRAZADO DE COLECTORES

### 9.1. Parámetros de diseño en planta de conducciones por gravedad

El trazado en planta está formado por alineaciones rectas situadas entre pozos de registro. Entre los pozos las alineaciones son rectas, mientras que en los pozos se pueden dar quiebros. La longitud de conducciones entre pozos es múltiplo de la longitud de los tubos individuales.

Los pozos de registro se sitúan en los cambios de alineación y de pendiente y no están separados por una distancia mayor de 150 metros.

Las conducciones están formadas por tubos de hormigón armado con una longitud de 2,40 m por pieza.

### 9.2. Parámetros de diseño en alzado de conducciones por gravedad

El trazado en alzado está formado por tramos de pendiente constante situados entre pozos de registro. Las pendientes máximas y mínimas son función de las características de los tubos (material y dimensiones), del rango de velocidades admisibles y de los caudales de proyecto.

La rasante de la tubería está definida por la generatriz inferior interna de la tubería. No obstante, cuando se producen cambios de sección o incorporaciones de ramales el trazado en alzado se ajusta a la generatriz superior interna, disponiendo un pozo de resalto.

### 9.3. Parámetros de diseño en planta de conducciones en presión

El trazado en planta está formado por alineaciones rectas y circulares. Las alineaciones pueden ser tangentes entre sí o con quiebros conseguidos mediante codos o la holgura de la junta.

Las conducciones están formadas por tubos de fundición dúctil con una longitud de 6,00 m por pieza. La longitud dentro de una alineación es múltiplo de la longitud de los tubos individuales.



Los ángulos de los quiebros se consiguen con codos de 90°, 45°, 22.5° y 11.25° más la holgura de estas piezas, para lo que se ha tomado el valor de 1°.

Las alineaciones circulares se consiguen mediante la holgura de la junta flexible de goma; esta holgura también se puede emplear para conseguir pequeños quiebros entre alineaciones. El radio mínimo es función de la longitud de la tubería y de su holgura; a su vez la holgura es función del diámetro de la tubería. Los valores empleados son los siguientes:

<b>Diámetro (mm)</b>	<b>Holgura (°)</b>	<b>Radio mínimo (m)</b>
80	4	86
100	4	86
125	4	86
150	4	86
200	3,5	98
250	3,5	98
300	3,5	98
400	3	115
500	3	115
600	2	172
700	1,5	229
800	1,5	229

#### **9.4. Parámetros de diseño en alzado de conducciones en presión**

El trazado en alzado está formado por alineaciones rectas con quiebros conseguidos mediante codos o la holgura de la junta.

Las conducciones están formadas por tubos de fundición dúctil con una longitud de 6,00 m por pieza. La longitud dentro de una alineación es múltiplo de la longitud de los tubos individuales.

Los valores de los codos de 90°, 45°, 22.5° y 11.25°. La holgura de los tubos es de 4° (diámetros hasta 150 mm), 3.5° (diámetros desde 200 mm hasta 300 mm), 3° (diámetros desde 400 mm hasta 500 mm), 2° (diámetro 600 mm) y 2.5° (diámetros desde 700 mm hasta 800 mm).

Para evitar la formación de burbujas de aire y facilitar el vaciado de las tuberías la pendiente mínima es del 0,5°. Por las mismas razones se proyecta colocar ventosas en los puntos altos y válvulas de vaciado en los puntos bajos.



## 10. DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LAS CONDUCCIONES

### 10.1. Conducciones de lámina libre

Se calcularán con los siguientes criterios:

- El calado relativo ( $y/D$ ) para el caudal máximo de proyecto no será superior, como norma general, a 0,75.
- La velocidad máxima, siempre que sea posible, será inferior a 3 m/s.
- Se comprobará que todas las partículas del agua residual de diámetro equivalente inferior a 3 mm son arrastradas por el caudal mínimo de proyecto. Cuando no pueda alcanzarse esta condición, será admisible que se cumpla con el caudal medio de aguas residuales actual correspondiente.
- Se recomienda que en cualquier tramo del colector la velocidad mínima sea de 0,6 m/s.
- Las velocidades en los conductos se calcularán por la fórmula de Manning.

$$V = \frac{1}{n} R^{[2/3]} I^{0,5}$$

V = velocidad media (m/s)

n = coeficiente de Manning

R = radio hidráulico (m)

I = pendiente (m/m)

Las conducciones están formadas por tubos de hormigón armado (parámetro de la fórmula de Manning  $n = 0,013$ ).

Con los caudales máximos de proyecto el llenado relativo de la tubería está limitado al 75% (calado respecto a diámetro). La pendiente es la adecuada para evitar velocidades superiores a 3 m/s. Con estos condicionantes de llenado relativo y velocidad máxima se tiene los siguientes límites para la pendiente máxima, caudal máximo y caudal mínimo (esté último condicionado para evitar velocidades inferiores a 0,6 m/s):



Diámetro (mm)	Pendiente máx. (%)	Caudal máximo (l/s)	Caudal mínimo (l/s)
300	3,74	171	0,6
400	2,55	303	1,1
500	1,89	474	1,7
600	1,49	682	2,4
700	1,21	929	3,3
800	1,01	1.213	4,3
1.000	0,75	1.896	6,7
1.200	0,59	2.730	9,6
1.400	0,48	3.715	13,0
1.500	0,44	4.265	15,0
1.600	0,40	4.853	17,0
1.800	0,34	6.142	21,5
2.000	0,30	7.582	26,6
2.500	0,22	11.847	41,5

Cuando la pendiente del terreno natural es mayor que la obtenida de los cálculos se intentará no rebasar la pendiente máxima disponiendo pozos de resalto.

En el caso de colectores de aguas pluviales normalmente no se consigue cumplir la condición de velocidad para caudales mínimos. En esta situación la pendiente se dimensiona para cumplir las condiciones de capacidad y velocidad con caudales máximos.

Las pendientes mínimas están condicionadas por la ejecución de la conducción (dimensiones de tubería y tipo de apoyo):

Diámetro (mm)	Apoyo granular (%)	Apoyo rígido (%)
< 500	0,60	0,50
500 – 800	0,40	0,30
900 – 1.200	0,22	0,15
> 1.200	0,20	0,12
Túneles		0,10

El rango para estas pendientes mínimas de la capacidad (con llenado del 75%) y caudal mínimo (con velocidad de 0,6 m/s) es el siguiente:



Diámetro (mm)	Pendiente mín. (%)	Caudal máximo (l/s)	Caudal mínimo (l/s)
300	0,50	62	6,2
400	0,50	134	7,0
500	0,30	189	14,0
600	0,30	307	15,2
700	0,30	463	16,1
800	0,30	660	17,1
1.000	0,15	847	42,7
1.200	0,15	1.377	46,0
1.400	0,12	1.858	63,9
1.500	0,12	2.233	65,8
1.600	0,12	2.653	67,7
1.800	0,12	3.631	71,6
2.000	0,12	4.809	75,5
2.500	0,12	8.719	83,4

## 10.2. Conducciones en presión

Se calcularán con los siguientes criterios:

- Las velocidades recomendables en las impulsiones de cierta longitud estarán comprendidas entre 1 y 1,5 m/seg., con el fin de limitar la pérdida de carga. Para impulsiones de menor longitud podrán admitirse velocidades superiores, aunque se recomienda no sobrepasar los 3 m/seg.
- Se procurará que el diámetro de la conducción de impulsión no sea inferior a 200 mm.
- Para el cálculo hidráulico de las conducciones en presión se empleará la fórmula de Colebrook.

Como se trata de tuberías forzada si se conoce el caudal se puede pre-dimensionar el diámetro de la tubería suponiendo una velocidad de entre 0,6 y 1 m/s sabiendo que:



$$Q = \frac{1}{1.000} \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} \cdot v$$

Q = caudal de diseño (l/s)

v = velocidad = 1,0 m/s

$\phi$  = Diámetro de la conducción (mm)

## 11. DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL DE LAS CONDUCCIONES

### 11.1. Acciones a considerar

Las acciones a considerar en el cálculo estructural de las conducciones serán:

- peso propio
- peso del fluido
- acciones del terreno
- acciones concentradas, debidas a elementos fijos y a vehículos
- otras acciones, entre las que figurarán los asientos diferenciales, los esfuerzos de montaje y las acciones extraordinarias.

### 11.2. Carga sobre la Conducción

La carga sobre la conducción se determinará como fuerza por metro lineal de la conducción, por aplicación de las teorías de Marston y Spangler, y servirá de base para el diseño estructural de la tubería.

Las acciones debidas a vehículos que se consideran son las que se definen en la "Instrucción del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento para tubos de hormigón armado o pretensado", utilizándose cada uno de los trenes de carga en los siguientes casos:

- Tren de cargas I (eje de 7 toneladas), se utilizará en aquellas zonas urbanas donde se prevea únicamente la circulación de vehículos ligeros o en aceras inaccesibles a vehículos.
- Tren de carga II (eje de 13 toneladas), se utilizará en calles urbanas, caminos asfaltados y carreteras de pequeña importancia.
- Tren de carga III (eje de 60 toneladas), se utilizará en carreteras principales y en áreas de movimiento de vehículos pesados.

Las acciones originadas por los vehículos deberán mayorarse con un coeficiente de impacto igual a:

$$Ci = 1 + 0,3 / hr$$



Donde  $h_r$  es la altura de tierra sobre la conducción en metros. Para alturas de tierra superiores a 3 metros el coeficiente de impacto se considerará igual a la unidad.

### 11.3. Diseño de las tuberías

En el diseño de las tuberías será preceptiva la aplicación del "*Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Tuberías de Saneamiento de Poblaciones*" del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, aprobado por O.M. de 15 de Septiembre de 1986.

#### **Tuberías de Hormigón:**

El diseño de las tuberías de hormigón se realizará de acuerdo con el documento "*Prescripciones Técnicas para Tuberías de Saneamiento de hormigón en masa o armado*" de la Confederación Hidrográfica del Norte.

## 12. INSTALACION DE TUBERÍAS

Se contemplan los siguientes casos:

- Tubería instalada en zanja
- Tubería hincada con empujador
- Tubería situada en túneles y galerías

### 12.1. Tuberías en zanja

Se proyectarán de acuerdo con los siguientes criterios:

Las pendientes mínimas de la zanja serán las siguientes:

<b>Diámetro (mm)</b>	<b>Apoyo granular</b>	<b>Apoyo rígido</b>
< 500	0,0060	0,0050
500 – 800	0,0040	0,0030
900 – 1.200	0,0022	0,0015
> 1.200	0,0020	0,0012
Túneles		0,0010

Se adoptarán las siguientes anchuras de zanja medidas entre paramentos internos del sostenimiento:



Diámetro (mm)	Anchura de zanja (mm)
300	1.000
400	1.200
500	1.400
600	1.500
700	1.700
800	1.800
1.000	2.000
1.200	2.300
1.500	2.800
1.800	3.200

El mínimo recubrimiento de tierras por encima de la tubería será de 1 metro para conductos de diámetro superior a 500 mm y de 0,80 metros en el resto, justificándose cualquier variación en el anejo correspondiente.

Todas las zanjas-salvo en caso de excavación en roca-de profundidad igual o superior a 1,5 metros se ejecutarán utilizando métodos de sostenimiento de sus paredes, cuya elección se realizará en función de las características geotécnicas del terreno, de la profundidad de aquélla y de la situación del nivel freático. Se emplearán, según el caso, los siguientes métodos de sostenimiento:

- Entibación: ligera, semicuajada o cuajada
- Tablestacado
- Pantallas – escudo
- Pantallas de hormigón.

Cualquiera de estos sistemas podrá eventualmente combinarse con técnicas de rebajamiento del nivel freático.

## 12.2. Tuberías hincadas con empujador

Se considera aplicable este procedimiento en los casos siguientes:

- Cruces bajo carretera, ferrocarril y, en general, pasos de difícil ejecución en los que no sea posible la realización de una zanja sin grandes afecciones.
- Aquellos otros casos en los que, por la profundidad de la zanja o la dificultad de ejecución, resulte económicamente ventajosa la adopción de este procedimiento.



Las tuberías hincadas serán siempre de hormigón armado, al menos de Clase IV; según las "Prescripciones Técnicas para Tuberías de Saneamiento de hormigón en masa o armado" de la Confederación Hidrográfica del Norte.

Se procurará que los recintos de hinca coincidan con los futuros pozos de registro de la conducción.

### 12.3. Tuberías en túneles y galerías

Se alojarán en túnel las conducciones de saneamiento en aquellos casos que no sea posible la utilización de los métodos anteriormente mencionados.

Se adoptará la sección en galería cuando el trazado de la conducción deba discurrir en una gran longitud debajo de importantes infraestructuras viarias, con objeto de evitar problemas en la explotación tanto del saneamiento como de la mencionada infraestructura.

## 13. ALIVIADEROS

### 13.1. Caudales de diseño

El caudal de entrada al aliviadero será el reseñado en el apartado correspondiente de colectores secundarios, es decir:

Caudal de Entrada al Aliviadero = QAE

$$QAE = (QD)_p^h + (QI)_p^h + QP + QF$$

Caudal de salida de aliviadero = QAS, se considerará el mayor de los siguientes valores:

$$QAS_{,1} = QD_m^h + \frac{16}{1000} \cdot P_{equiv}^h + 3 \cdot QI_m^h \quad (l/s)$$

$$QAS_{,2} = QD_p^h + QI_p^h + QF \quad (l/s)$$

Además, el dispositivo de incorporación al interceptor será capaz de permitir la evacuación del caudal máximo siguiente:

Caudal Máximo Excepcional de Incorporación al Interceptor = QAM

$$QAM = 12 [(QD)_m^h + (QI)_m^h]$$

Asimismo dicho dispositivo deberá permitir el paso, sin provocar almacenamientos de agua en la cámara del aliviadero, del siguiente caudal:

$$(QAE - QP)$$

que corresponde al caudal de entrada al aliviadero excluido el caudal de pluviales.



### 13.2. Tipos de aliviaderos

#### **a.- Aliviaderos de tormentas sin cámaras de regulación:**

Únicamente en incorporaciones de muy pequeña entidad.

#### **b.- Estanques de tormenta de primer lavado:**

Adoptados en aquellas zonas en que sea de esperar un choque de contaminación importante como consecuencia de las aguas de primer lavado.

Este efecto se puede dar con pendientes escasas, falta de limpieza en calles, tiempos de concentración pequeños (menos de 30 minutos) y tiempos largos entre episodios lluviosos.

En estos estanques las cámaras de regulación deberán disponerse en derivación, de modo que almacenen las primeras lluvias, aliviando posteriormente las más diluidas.

#### **c.- Tanques de tormenta decantadores:**

Adoptados donde no se produzcan los efectos contaminadores de las aguas de primer lavado.

En estos estanques las cámaras de regulación estarán en línea con respecto a la descarga al medio receptor, de modo que las aguas alivien después de pasar por el tanque decantador.

### 13.3. Tipos de reguladores de caudal

Salvo que por circunstancias especiales sea preciso utilizar otras tipologías, se adoptarán las siguientes:

#### **a.- Aliviaderos controlados por válvula de compuerta:**

La distribución de flujos queda controlada por la apertura de la compuerta interpuesta entre la cámara del aliviadero y el conducto interceptor.

El diseño cumplirá dos condiciones:

- Las dimensiones mínimas de la compuerta con apertura máxima será de 30 x 30 cm.
- La compuerta permitirá el paso del caudal QAS con una apertura que no será inferior a 0.10 metros, con la lámina de agua en la cámara del aliviadero a cota del labio del vertedero. Asimismo desaguará el caudal QAE - QP, sin provocar retenciones, con la anterior condición de apertura.



- En apertura máxima de la compuerta y con la lámina de agua en la cámara del aliviadero a cota del labio del vertedero, el caudal de paso al interceptor será QAM. Esta apertura será menor que la altura del canal de fondo de la cámara del aliviadero y que el diámetro del conducto de incorporación al interceptor.

#### **b.- Aliviaderos controlados por válvula de vórtice:**

Cuando el caudal teórico de salida del aliviadero al interceptor (QAS) sea relativamente pequeño, impidiendo aperturas mínimas de compuerta convenientes, ésta se sustituirá por una válvula de descarga en vórtice.

#### **c.- Bombes:**

En casos en que se considere imprescindible podrán usarse bombas como elementos reguladores del caudal.

### **13.4. Diseño de la cámara de retención**

Todo aliviadero podrá estar provisto de una cámara de retención, previa al elemento limitador de caudal, diseñada con las siguientes características:

- La cámara de retención estará provista de un vertedero de alivio de los caudales excedentes, cuyo labio se situará como mínimo a 0,20 m por encima de la clave del conducto de entrada a la cámara.
- La distancia libre entre el techo de la cámara y el máximo nivel de agua en la misma será, con carácter general, de unos 50 cm.
- Como orden de magnitud la retención será 4 m<sup>3</sup> por ha neta en zonas de población densa y 9 m<sup>3</sup> por ha neta en zonas de población dispersa.

### **13.5. Diseño del rebosadero**

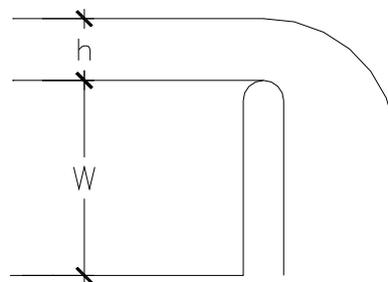
Para calcular la dimensión mínima de alivio se utilizará la siguiente formulación:

$$q = \frac{2}{3} \cdot Cd \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h^{3/2}$$

q = caudal desaguado por el aliviadero por unidad de longitud de labio (m<sup>3</sup>/s/m)

$$Cd = 0,611 + 0,075 \cdot \frac{h}{W}$$

h y W =magnitudes indicadas en el esquema(m)



Luego la longitud mínima necesaria es:  $L_{min.} = \frac{QAA}{q}$ .

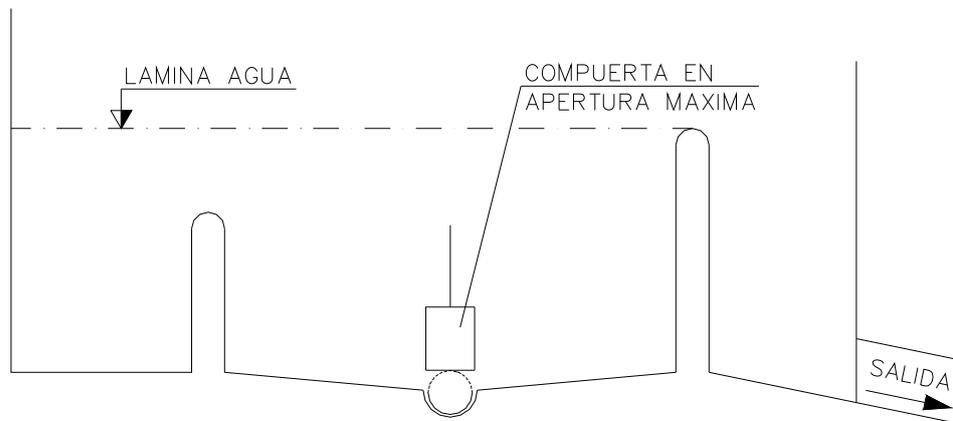


### 13.6. Comprobaciones

Una vez calculada la longitud mínima del rebosadero se comprobarán las dimensiones de la cámara de retención.

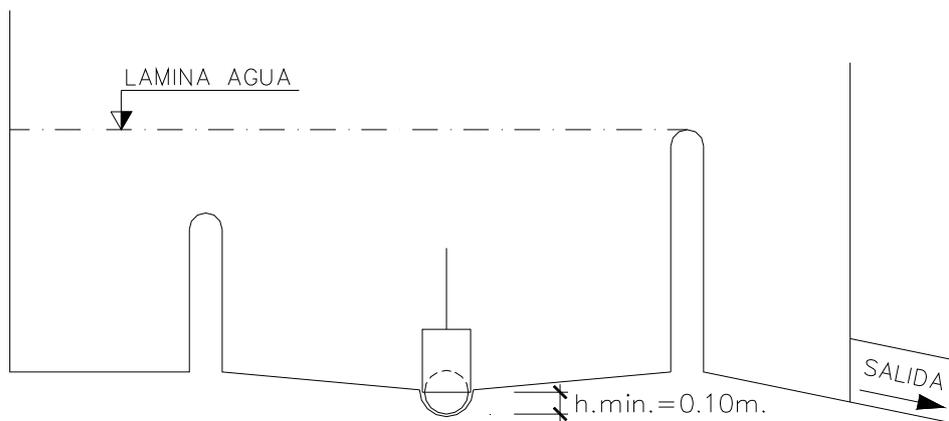
El aliviadero tendrá que cumplir las siguientes condiciones:

#### Condición 1:

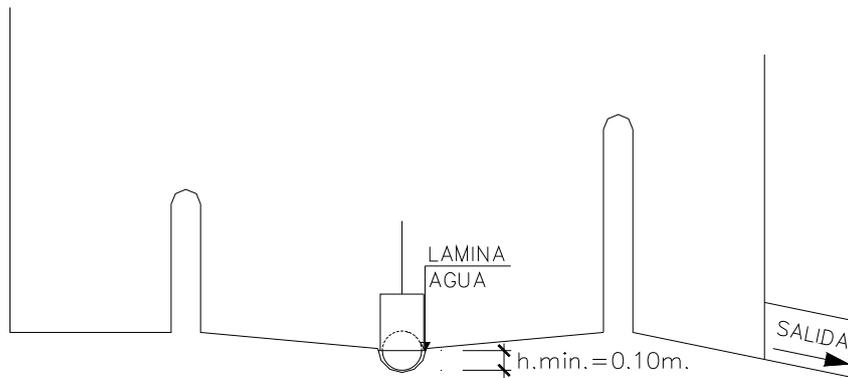


En estas condiciones, el caudal de paso al interceptor será superior o igual a QAM

#### Condición 2:



En estas condiciones, el caudal de paso al interceptor será inferior o igual QAS.

**Condición 3:**

En estas condiciones el caudal de paso al interceptor será superior o igual QAE-QP, calculándose el caudal evacuado mediante la fórmula de Manning.

Si estas condiciones no se cumplen se instalará una válvula de vórtice que sea capaz de cumplirlas, revisándose cada condición a continuación:

Para calcular la capacidad de desagüe con agua remansada se utilizará la siguiente formulación:

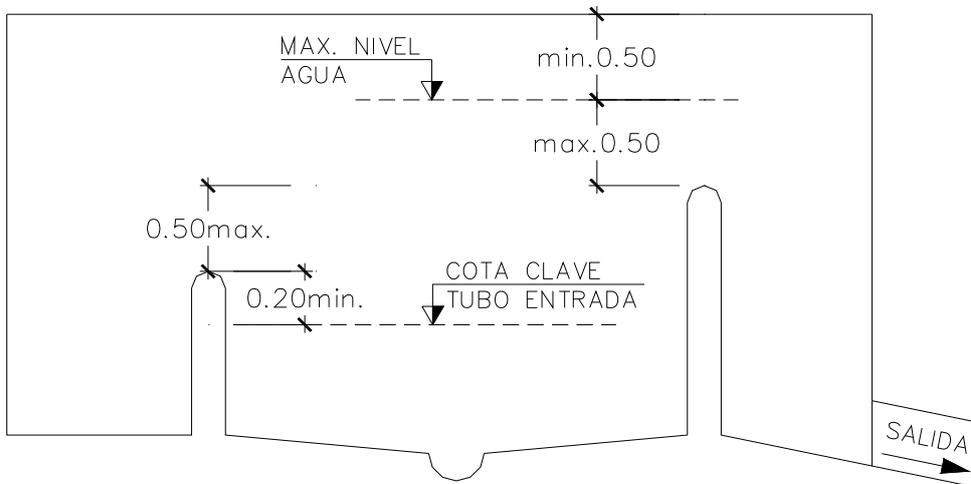
$$Q \approx 0,9 \cdot S \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}$$

Q = Caudal desaguado (m<sup>3</sup>/s)

S= Sección llena del tubo (m<sup>2</sup>)

H = Altura remansada (m)

Las dimensiones y cotas del aliviadero tienen que cumplir con el siguiente esquema:



### 13.7. Colector de alivio

El colector de alivio se proyectará de tal forma que aun comportándose como un régimen hidráulico en carga la velocidad no sobrepase los 3 m/s.

## 14. BOMBEO

### 14.1. Formulación

El flujo de en una tubería a presión responde al principio de Bernouilli:

$$h_1 + \frac{v_1^2}{2 \cdot g} + \frac{P_1}{\rho \cdot g} = h_2 + \frac{v_2^2}{2 \cdot g} + \frac{P_2}{\rho \cdot g} + \text{perdidas}(1,2)$$

$h_i$  = cota punto i (m)

$v_i$  = velocidad punto i (m/s)

$P_i$  = presión punto i (Pa)

$g$  = aceleración gravedad (9,81 m/s<sup>2</sup>)

$\rho$  = densidad agua (1.000 kg/m<sup>3</sup>)

Las pérdidas de carga continuas se pueden expresar según la fórmula de Prandtl-Colebrook. Esta fórmula representa el método de cálculo de pérdidas de carga más exacto, al introducir como parámetro de cálculo la noción física de "rugosidad uniforme equivalente" y dejar de lado el empleo de parámetros empíricos.

La fórmula de Prandtl-Colebrook tiene la expresión siguiente:

$$i = \frac{\lambda \cdot v^2}{2 \cdot g \cdot \phi}$$

$i$  = Pérdida de carga por unidad de longitud (m/m)

$\lambda$  = Parámetro de Colebrook



$v$  = Velocidad en la conducción (m/s)

$g$  = Aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)

$\phi$  = Diámetro de la conducción (m)

La determinación del parámetro  $\lambda$  se realiza mediante la expresión:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \log \left( \frac{k}{3,71 \cdot \phi} + \frac{2,51}{R_e} \cdot \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \right)$$

$k$  = Coeficiente de rugosidad equivalente (m)  
 $R_e$  = Número de Reynolds =  $\frac{v \cdot \phi}{\nu}$

El valor adoptado para la viscosidad cinemática del agua ( $\nu$ ) es de  $1,302 \cdot 10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s, para una temperatura de 10° C.

En cuanto al coeficiente de rugosidad equivalente, en el caso de tuberías de fundición suelen adoptarse valores de  $k = 0,0005$  m para tuberías en servicio que llevan aguas suficientemente tratada y filtrada.

Para calcular la potencia necesaria de las bombas se utilizará la siguiente expresión:

$$W = \frac{Q \cdot H_B \cdot \gamma}{\eta}$$

$W$  = Potencia bombas (kW)  
 $Q$  = caudal (m<sup>3</sup>/s)  
 $H_B$  = Altura de bombeo (m)  
 $\gamma$  = Peso específico del fluido (kN/m<sup>3</sup>)  
 $\eta$  = Rendimiento

La altura de bombeo será la correspondiente a la diferencia de cotas entre el depósito y el bombeo más las pérdidas de carga producidas en la tubería, tanto continuas como localizadas.

#### 14.2. Estudio de Presiones

Una vez calculado el diámetro y potencia de bombeo de las impulsiones será necesario realizar un estudio de presiones tanto estáticas como dinámicas para comprobar que tanto las tuberías y accesorios como sistemas de bombeo resisten las presiones producidas en régimen estático como transitorio.



### 14.2.1. Presiones Estáticas

Para el cálculo de las presiones estáticas se puede aplicar el teorema de Bernouilli:

$$\Delta H = i \cdot L + J$$

Donde:

$\Delta H$  = Variación de la energía entre dos puntos.

$i$  = Pérdidas de carga continuas por unidad de longitud.

$L$  = Longitud de conducción entre dos puntos.

$J$  = Pérdidas de carga localizadas.

La energía en un punto ( $H$ ) se expresa del siguiente modo:

$$H = h + p + \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

Donde:

$h$  = Cota en ese punto en m.

$p$  = Presión en la tubería expresada en m.c.a.

$v$  = Velocidad en la tubería expresada en m/s.

$g$  = Aceleración de la gravedad (9,81 m/s<sup>2</sup>)

El término de la velocidad se puede considerar despreciable como lo cual la línea de energía y la línea piezométrica se pueden considerar como equivalentes.

### 14.2.2. Presiones Dinámicas

En el diseño de un sistema de tuberías en presión es fundamental desarrollar un estudio de los transitorios hidráulicos que provoquen cambios en la situación estacionaria inicial y den lugar a condiciones inaceptables por las consecuencias que puedan tener en la integridad de la red.



En una operación rutinaria de arranque y parada de bombas el autómata no deberá parar todas las bombas de forma simultánea. Sin embargo pueden concurrir situaciones provocadas por acontecimientos externos al operador de la red, como puede ser un fallo de suministro eléctrico que produzca la parada de los grupos del bombeo.

Si no se adoptan precauciones que permitan paliar los efectos del golpe de ariete las sobrepresiones máximas correspondientes a un cierre rápido,  $\Delta p$ , se pueden calcular utilizando la expresión del pulso de Joukowsky:

$$\Delta p = \rho \times \alpha \times \Delta v$$

Donde  $\alpha$  es la celeridad de la onda de presión, calculada según la expresión:

$$a = \frac{9.900}{\sqrt{48,3 + K \cdot \frac{D}{e}}}$$

Siendo:

K = Coeficiente función del módulo de elasticidad del material constitutivo de la tubería

$\rho$  = densidad del fluido (para el agua 1.000 kg/m<sup>3</sup>)

D =diámetro de la tubería

e = espesor de la tubería

$\Delta v$  = decremento de velocidad

Los valores del factor K se pueden hallar según la siguiente tabla:

Material de la Tubería	K
FD	1,00
FC	5,50



PVC	33,30
PEBD	500,00
PEAD	111,11
PRFV	3,57

El tiempo crítico para poder considerar el cierre de una válvula como rápido o lento es:

$$T_c = \frac{2 \cdot L}{\alpha}$$

El tiempo de parada del rodete de la bomba depende de la inercia del agua en la conducción y se ha calculado con la fórmula de Mendiluce:

$$T = C + \frac{K' \cdot L \cdot v}{g \cdot H_m}$$

Donde C y K' son coeficientes de ajuste empíricos según las siguientes tablas y Hm es la altura de bombeo:

C	H <sub>m</sub> /L
1	< 0,2
0	≥ 0,4
0,6	≈ 0,3



K'	L (m)
2	< 500
1,75	≈ 500
1,5	<500 y < 1.500
1,25	≈ 1.500
1	> 1.500

Una vez conocido el valor del tiempo T y determinado el caso cierre lento o cierre rápido, el cálculo del golpe de ariete se realizará mediante la fórmula de Michaud o Allievi respectivamente.

$$\Delta p = \frac{L \cdot v}{g \cdot T}$$

Fórmula de Michaud:

$$\Delta p = \frac{\alpha \cdot v}{g}$$

Fórmula de Allievi:

Representando gráficamente las ecuaciones de Allievi y de Michaud, se observa que, si la conducción es lo suficientemente larga las dos rectas se cortan en un punto, denominado punto crítico. La longitud del tramo de tubería regido por la ecuación de Michaud se conoce como Longitud crítica ( $L_c$ ) y su valor se obtiene lógicamente igualando las fórmulas de Michaud y Allievi:

$$L_c = \frac{\alpha \cdot T}{2}$$



Es decir si  $L < L_c$  se trata de una impulsión (conducción) corta, que se correspondería con un cierre lento, calculándose el golpe de ariete mediante la fórmula de Michaud.

Si  $L > L_c$ , entonces la impulsión (conducción) es larga y el cierre rápido, siendo el valor del golpe de ariete el dado por Allievi.

A partir de la sobrepresión máxima  $\Delta p$  se obtendrán las envolventes de presiones máximas y mínimas dinámicas en cada punto de la tubería, lo que permite detectar las zonas donde se pueden producir el colapso de la tubería por el golpe de ariete.

## **15. POZOS DE REGISTRO**

Se situará un pozo de registro en cada cambio de alineación y de pendiente y, en todo caso, no estarán separados por una distancia mayor de 150 metros, que podrá ampliarse a 200 metros si la tubería es de más de 1500 mm de diámetro.

## **16. VENTILACIÓN DEL COLECTOR**

Para el diseño de la ventilación del colector se tendrán en cuenta los siguientes criterios:

Se determinará la oxigenación del colector a partir del número de días de calma consecutivos y de la distribución porcentual del viento en dichos días, teniendo en cuenta los siguientes efectos:

- Depresión proporcionada por los extractores
- Variación de caudal en los colector
- Arrastre del aire por el agua
- Variación de la presión atmosférica
- Variación de la temperatura

En la hipótesis más desfavorable el porcentaje de la cantidad de oxígeno respecto a la del aire exterior será del 65 por 100.

Las columnas de extracción deberán elevarse al menos 1 metro por encima de la parte superior de la ventana cercana más alta y deberán estar por lo menos a 3 metros de distancia horizontal de aquella.