

## **ANEJO Nº 2: CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO**

## **A) ORDENACIONES HIDRÁULICAS**

## INDICE

### 1.- GENERALIDADES

#### 1.1.- SECTORIZACIÓN DE CAUCES

#### 1.2.- ÁREAS DEGRADADAS DE LA CUENCA

### 2.- CÁLCULOS HIDRÁULICOS

### 3.- ACTUACIONES EN CAUCES Y RIBERAS

### 4.- RESTAURACIÓN DE LA VEGETACION RIPARIA

### 5.- RECUPERACIÓN DE MÁRGENES

### 6.- ZONAS INUNDABLES

### 7.- RESTAURACIÓN DE AREAS DEGRADADAS EN LAS CUENCAS

### 8.- PUENTES

## 1.- GENERALIDADES

Se establecen en este anejo los criterios generales que servirán de base para el diseño de los elementos a proyectar, de acuerdo con las prescripciones incluidas en ***“RESTAURACIÓN HIDROLÓGICA Y PROTECCIÓN DE CAUCES. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS BÁSICAS Y CRITERIOS DE DISEÑO”*** de la antes llamada Confederación Hidrográfica del Norte.

Se podrá proponer la adaptación o modificación de los mismos cuando las circunstancias lo requieran.

Para el estudio de la cuenca se realizará una clasificación en sectores de los cauces de la misma.

### 1.1.- SECTORIZACIÓN DE CAUCES

Se va a considerar como sector a los tramos del río que presentan una problemática homogénea.

Para la sectorización del cauce deberán tenerse en cuenta los criterios que a continuación se exponen:

- Ordenación del territorio: Se establecerá una clara distinción entre los cauces que discurran por zonas urbanas y urbanizables y los que lo hagan por zonas no urbanizables, de acuerdo con la situación de hecho y lo establecido en los instrumentos de ordenación urbanística y de ordenación del territorio.

También se tendrán en cuenta las zonas objeto de protección en la normativa ambiental y de ordenación del territorio, en particular los incluidos en el Plan de Ordenación de Recursos Naturales del Principado de Asturias (PORN), y los clasificados como Zonas de Especial Protección de Aves (Z.E.P.A.) y los propuestos como Lugares de Interés Comunitario.

- Situación del cauce: Se analizarán los tramos de cauce fluvial atendiendo al grado de artificialización que presentan y su capacidad para desaguar los caudales de avenida; así, se distinguirán, al menos:
  - Cauces deteriorados ambientalmente
  - Cauces naturales
  - Cauces estabilizados con actuaciones de defensa de márgenes
  - Cauces encauzados con actuaciones de protección contra inundaciones
  - Cauces con insuficiencia hidráulica
  - Cauces con ocupación del dominio público.

Así, se reflejarán las restricciones o degradaciones puntuales en cada tramo de río.

- Zona riparia: la zona riparia (ribera en sentido amplio) es la zona de la llanura de inundación que forma la única unidad ambiental con el río. Así, se analizará la existencia, inexistencia o degradación de esta zona.
- Zonas inundables: se tendrá en cuenta la existencia de zonas inundables, de particular importancia si afectan a zonas urbanizadas o infraestructuras del transporte.

## **1.2.- ÁREAS DEGRADADAS EN LA CUENCA.**

Se consideran áreas degradadas de la cuenca a aquellas que, aunque no estén situadas directamente en el entorno fluvial influyen decisivamente en la calidad del mismo modificando sustancialmente en régimen de caudales tanto líquidos como sólidos de los ríos drenantes.

Para ello, se analizarán las condiciones edafológicas y forestales de la zona.

También, se prestará especial atención a la existencia de excavaciones a cielo abierto abandonadas y escombreras, y su posibilidad de restauración o acondicionamiento.

## **2.- CALCULOS HIDRÁULICOS**

Para el dimensionamiento de puentes, encauzamientos, defensas y en general cualquier otra obra, así como para la determinación de las superficies inundables, podrá utilizarse el Caudal Máximo de Avenida.

El Caudal Máximo de Avenida se determinará por el Método Racional. También, para estimaciones preliminares en pequeños cursos de agua los Caudales Máximos de Avenida se pueden deducir del gráfico G.N.1. de las Especificaciones Técnicas Básicas de la Confederación Hidrográfica del Norte.

Se entiende por Caudal Máximo de Avenida con periodo de retorno T años, aquél que sólo es superado una vez cada T años.

Las infraestructuras de defensa de zonas urbanas o urbanizables deben diseñarse para que no haya inundaciones con la avenida de T=500 años. Las defensas de zonas rurales se dimensionarán como máximo para la avenida de T=100 años. Las defensas de viviendas en el medio rural podrán dimensionarse con el mismo periodo de retorno que el de las zonas urbanas.

## **3.- ACTUACIONES EN CAUCES Y RIBERAS**

Las actuaciones en cauces y riberas naturales deberán evitarse, justificándose únicamente cuando sea absolutamente imprescindible para la defensa de poblaciones o infraestructuras básicas del transporte.

Se evitarán los encauzamientos cubiertos, máxime cuando se prevea arrastre de sólidos y flotantes. En ningún caso se proyectará una sección cerrada de dimensiones inferiores a 1,80 m de alto y 1,50 m de ancho.

En las obras que afecten a las riberas se evitará la utilización de materiales duros, incompatibles con el desarrollo de la vegetación. En cualquier caso deberán establecerse medidas de restauración (estaquillado, hidrosiembra, etc).

#### **4.- RESTAURACIÓN DE LA VEGETACIÓN RIPARIA**

La restauración de la vegetación riparia para conseguir unas condiciones naturales de las riberas y márgenes se considera un objetivo fundamental.

La restauración deberá realizarse con especies autóctonas, adaptando medidas para la erradicación de especies invasoras.

Deberá estudiarse cuidadosamente la revegetación planificando la implantación de especies colonizadoras y tomando en consideración la revegetación espontánea.

La linealidad del ecosistema fluvial lo convierte en especialmente sensible con el riesgo de creación de islas ambientales, por lo que resulta de particular importancia garantizar la continuidad de la vegetación riparia.

#### **5.- RECUPERACIÓN DE MÁRGENES**

El objetivo prioritario de las actuaciones de recuperación de márgenes es la conservación del entorno natural, por lo que el objetivo deberá ser la restauración de las condiciones naturales.

En caso de entornos fuertemente antropizados, la presencia humana resulta incompatible con la presencia de algunas especies animales pero es compatible con muchas otras. En estos casos el acondicionamiento de las márgenes deberá realizarse de modo que permita la coexistencia de la máxima biodiversidad posible con el uso y disfrute ciudadano.

#### **6.- ZONAS INUNDABLES**

Como criterio general no debería defenderse contra las inundaciones más que aquellas zonas que por razones urbanísticas, culturales, históricas o ambientales así lo aconsejen.

En la adopción de criterios económicos deberán considerarse en la medida de lo posible, las externalidades generadas por las obras de defensa contra inundaciones.

## **7.- RESTAURACIÓN DE ÁREAS DEGRADADAS EN LAS CUENCAS**

La restauración de áreas degradadas con problemas edafológicos o forestales tiene por objeto devolver a dichas áreas las condiciones naturales existentes antes de su degradación y restaurar en la medida de lo posible las condiciones para recuperar los hábitats naturales.

Por todo ello la revegetación deberá realizarse con especies autóctonas, incluyendo medidas o incluso actuaciones generalizadas para conseguir la erradicación de especies invasoras.

También deberá tenerse en cuenta la modificación de la morfología de los terrenos a restaurar cuando éstos no reúnan las condiciones necesarias incluyendo en las actuaciones los movimientos de tierras que se consideren necesarios.

## **8.- PUENTES**

En los puentes de zona urbana han de cumplirse las siguientes directrices.

Hasta 25 m de luz tendrá un solo vano, para luces mayores tendrá un vano con luz mayor de 20 m, y otro u otros dos con luces mayores de 6 m. En tramos rectos el vano de más de 20 m se situará en el centro, y en tramos curvos en el exterior de la curva. Las cimentaciones y fustes de las pilas tendrán la profundidad necesaria en función del Plan de encauzamiento. El resguardo desde el nivel de aguas a la cara inferior del tablero será, si es posible, de un metro o mayor. En cualquier caso en el punto central del

puente este resguardo será como mínimo igual al 2,5% de la anchura del puente con un mínimo de 20 centímetros.

En los puentes en zona rural para carreteras no inundables con la avenida de T=500 años, las luces y distribución de los vanos de adaptarán a lo definido en el párrafo precedente, y el resguardo desde la superficie libre del agua a la parte inferior del tablero será el que resulte de interpolar entre los siguientes datos:

Cuenca Km <sup>2</sup>	5	10	25	50	100	1.000	2.000
Resguardo Mts	0,15	0,25	0,40	0,50	0,75	1,00	1,50

Con carácter general se evitarán los encauzamientos cubiertos, máxime cuando se prevea arrastres de sólidos y flotantes.

Los puentes en zona rural de caminos vecinales, tendrán mayor capacidad de desagüe que los tramos inmediatamente aguas arriba y aguas abajo. Hasta 20 m de luz el cauce se salvará con un solo vano: para luces mayores habrá un vano de 15 m y otro u otros dos con luces mayores de 2 m. La parte inferior del tablero quedará a 25 cm por encima de los terrenos colindantes, no así el camino de acceso cuyos 20 m antes y después del puente quedarán al nivel de los terrenos, de manera que se inunde antes el camino que el puente.

En los drenajes transversales de vías de comunicación no se pueden añadir a una vaguada áreas vertientes superiores en más de un 10% a la superficie de la cuenca propia. Caso de incumplir dicha condición, deberá aumentarse la capacidad de desagüe del cauce de la vaguada receptora hasta que la avenida de T=25 no presente sobreelevaciones aguas arriba de la vía de comunicación superiores a 10 cm.

Cuando las avenidas de un cauce afecten a una zona urbana, cualquier puente aguas debajo de la citada zona requerirá un estudio general que contemple los efectos sobre la repetida zona para su autorización.

### **Condiciones en los proyectos de encauzamiento y puentes**

Las pilas de los puentes, para evitar daños a personas con motivo de las hoyas entorno de las mismas, se rodearán de un suelo no erosionable, por ejemplo escollera de un metro de espesor, en una anchura alrededor de la pila y de los estribos de cinco metros o del calado correspondiente a la avenida ordinaria, si es menor.

## **B) ORDENACIÓN SANITARIA**

## INDICE

- 1.- GENERALIDADES
- 2.- DETERMINACIÓN DE ÁREAS DRENADAS
- 3.- IMPUTACIÓN DE POBLACIÓN
- 4.- CAUDAL DE AGUAS PLUVIALES
- 5.- CAUDALES DE INFILTRACIÓN
- 6.- CAUDALES DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS
  - 6.1.- CAUDAL MEDIO
  - 6.2.- CAUDAL PUNTA
  - 6.3.- CAUDAL MÍNIMO
- 7.- CAUDALES DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES
  - 7.1.- CAUDAL MEDIO
  - 7.2.- CAUDAL PUNTA
  - 7.3.- CUADAL MÍNIMO
- 8.- CAUDAL MÁXIMO DE PROYECTO DE COLECTORES SECUNDARIOS Y GENERALES
- 9.- CAUDAL MÍNIMO DE PROYECTO
- 10.- CAUDALES PROCEDENTES DE REDES EXISTENTES
- 11.- DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LAS CONDUCCIONES
  - 11.1.- CONDUCCIONES DE LÁMINA LIBRE
  - 11.2.- CONDUCCIONES A PRESIÓN

12.- DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL DE LAS CONDUCCIONES

12.1.- ACCIONES A CONSIDERAR

12.2.- CARGA SOBRE LA CONDUCCIÓN

12.3.- DISEÑO DE LAS TUBERÍAS

13.- INSTALACIONES DE TUBERÍAS

13.1.- TUBERÍAS EN ZANJA

13.2.- TUBERÍAS HINCADAS CON EMPUJADOR

13.3.- TUBERÍAS EN TÚNELES Y GALERÍAS

14.- POZOS DE REGISTRO

15.- ALIVIADEROS Y ESTANQUES DE TORMENTAS

15.1.- CAUDALES DE DISEÑO

15.2.- TIPOS DE ALIVIADEROS Y ESTANQUES DE TORMENTAS

15.3.- TIPOS DE REGULADORES DE CAUDAL

15.4.- PARÁMETROS BÁSICOS DE DISEÑO

## 1.- GENERALIDADES

Se establecen en el presente anejo los criterios generales que servirán de base para el diseño de los elementos a proyectar, de acuerdo con las especificaciones incluidas en la **“ESPECIFICACIÓN TÉCNICA PARA LA REDACCIÓN DE PROYECTOS DE CONDUCCIONES DE SANEAMIENTO”** de la antes llamada Confederación Hidrográfica del Norte. 1ª revisión. Diciembre 1995.

Se podrá proponer la adaptación o modificación de los mismos cuando las circunstancias lo requieran.

## 2.- DETERMINACIÓN DE ÁREAS DRENADAS

Se determinarán las áreas cuyas aguas pluviales son drenadas por cada colector. En las zonas urbanas se realizará un estudio lógico de las áreas drenadas y del Planeamiento Urbanístico existente, con el fin de delimitar las superficies existentes de cada tipología. En las zonas dispersas, se estudiarán las formas habituales en cuanto a drenaje y conexión de pluviales a la red de alcantarillado mediante encuestas, aforos, etc. y se establecerán las hipótesis sobre conexiones de aguas pluviales incontroladas de zonas como tejados, patios, etc.

## 3.- IMPUTACIÓN DE POBLACIÓN

Partiendo de los censos existentes con datos actualizados, se imputará a cada colector la población que recoge actualmente, que se designa  $P_a$  (Población en el año actual).

Para determinar la población servida en el año horizonte de proyecto se recurrirá a establecer dos alternativas de estudio de crecimiento:

- Alternativa 1.- Prognosis de población según modelo M.O.P.T.M.A.
- Alternativa 2.- Aplicación de las Normas Subsidiarias

Se elegirá como valor de población en el año horizonte ( $P_h$ ) la alternativa que resulte más desfavorable.

Mediante la prognosis de población estableceremos tasas de crecimiento anual acumulativo correspondiente a los intervalos existentes entre el censo actual y los censo de 10 y 20 años atrás. Obteniendo una tasa de crecimiento aplicable a la prognosis realizada y en base a ella se podrá estimar la población servida en el año horizonte de proyecto (Ph),

Mediante consideraciones obtenidas del planeamiento urbanístico y basándose en las áreas de crecimiento previstas en el mismo, en la población teórica de saturación en función de la edificabilidad prevista se imputará la población previsiblemente servida por el colector en el año horizonte del proyecto, que se designa  $P_h$  (Población en el año horizonte).

#### 4.- CAUDAL 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.

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

Siendo:

- $Q_p$  = Caudal de aguas pluviales ( l/seg.)
- $S$  = Superficie del área drenada (Ha).
- $I_c$  = Intensidad media de precipitación para el período de retorno de proyecto y duración del aguacero igual al tiempo de concentración del área drenada (L/seg.Ha).
- $C_m$  = Coeficiente medio de escorrentía

A falta de información más detallada, se adoptarán los siguientes coeficientes de escorrentía:

Tipo de zona	Coefficiente C
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

El coeficiente medio de escorrentía ( $C_m$ ) se obtendrá como media ponderada de las superficies del mismo tipo afectadas de los coeficientes de zona:

Se adoptará un tiempo de concentración igual a:

$$T_c = t_e + t_r$$

Siendo

$T_c$  = Tiempo de concentración

$t_e$  = Tiempo de escorrentía

$t_r$  = 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.

## 5.- CAUDALES DE INFILTRACIÓN

En el caso de redes urbanas a falta de estudios detallados, se adoptará como caudal de infiltración un valor igual al del caudal medio actual de las aguas residuales domésticas. En el caso de áreas industriales no se considera caudal de infiltración.

Cuando se presenten circunstancias particulares que hagan presumir altos valores de la infiltración, se realizarán estudios específicos para la determinación de dicho caudal.

Se denominará:

QF = Caudal de infiltración.

## 6.- 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

### 6.1.- CAUDAL MEDIO

Si no se dispone de estudios al respecto, se obtendrá a partir de una dotación de 250 l/hab. y día para el año actual y de 350 l/hab. y día para el año horizonte.

Por lo tanto,

$$(QD)^{m^a} = \frac{250 \cdot P_a}{86.400} \text{ (l/seg)} \quad (QD)^{m^h} = \frac{350 \cdot P_h}{86.400} \text{ (l/seg)}$$

## 6.2.- 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 2 l/seg.

$$(QD)_p = (QD)_m + 2,6 (QD)_m^{0,7} \text{ (l/seg.)}$$

- Para caudales medios menores de 2 l/seg.

$$(QD)_p = 5,5 * (QD)_m^{0,2} \text{ (l/seg.)}$$

## 6.3.- CAUDAL MÍNIMO

A falta de datos más precisos, se adoptará como caudal mínimo el 50 por 100 del caudal medio.

## 7.- CAUDALES DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES

Se adopta la siguiente notación:

$$(QI)_B^A = \text{Caudal de aguas residuales industriales}$$

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

### 7.1.- CAUDAL MEDIO

Se investigaran directamente los vertidos de las industrias significativas, obteniéndose los caudales medios a partir del valor del volumen de vertido diario dividido por la duración de la jornada laboral de la empresa.

Cuando no se puedan obtener datos directos, y no existan consumos puntuales elevados el caudal medio se cuantificará por una de las dos alternativas siguientes:

- Adoptando una dotación de 500 l/empleo y día, repartido en la jornada laboral

de la empresa, cuando la industria esté localizada en una zona urbana.

- Adoptando una dotación de 1 á 1.5 l/seg.Ha, cuando la localización sea en una zona preferentemente industrial.

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

## 7.2.- CAUDAL PUNTA

Cuando los valores de las puntas de vertido no puedan ser investigadas directamente, se adoptará como caudal punta 1,6 veces el caudal medio, tanto para el año actual como para el año horizonte.

## 7.3.- CAUDAL MÍNIMO

A falta de datos más precisos, se adoptará como caudal mínimo el 25 por 100 del caudal medio, tanto para el año actual como para el año horizonte.

## 8.- CAUDAL MÁXIMO DE PROYECTO DE COLECTORES SECUNDARIOS Y GENERALES

### a) Caso de redes separativas

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

Donde  $(QD)_p^h$  y  $(QI)_p^h$  son los caudales punta del año horizonte en redes separativas domésticos e industriales respectivamente.

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

### b) Caso de redes unitarias

- Colectores secundarios (anteriores a aliviadero):

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

donde  $(QD)_p^h$  y  $(QI)_p^h$  son caudales puntas del año horizonte, domésticos e industriales respectivamente.

- Colector posterior al aliviadero

Se realizará un estudio de la capacidad del medio receptor de forma que la máxima concentración de  $DBO_5$  en el río sea de 3 mg/l, apto para salmónidos.

## 9.- CAUDAL MÍNIMO DE PROYECTO

Se adoptará el siguiente valor:

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

## 10.- 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 las Especificaciones Técnicas Básicas para Proyectos de Conducciones Generales de Saneamiento, de la Confederación Hidrográfica del Norte.

## 11.- DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LAS CONDUCCIONES

### 11.1.- 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/seg.
- 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 igual o superior a 0,6 m/seg.
- Las velocidades en los conductos se calcularán por la fórmula de Manning.

## **11.2.- CONDUCCIONES A 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., no obstante en el presente proyecto se han adoptado diámetros inferiores para obtener velocidades adecuadas en función de los caudales a impulsar.
- Para el cálculo hidráulico de las conducciones en presión se empleará la fórmula de Colebrook.

## **12.- DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL DE LAS CONDUCCIONES**

### **12.1.- 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.

## 12.2.- 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:

$$C_i = 1 + \frac{0.3}{h_r}$$

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.

### 12.3.- 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.

#### 12.3.1.- Diseño de 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. Edición Base." de la Confederación Hidrográfica del Norte.

La determinación del factor de apoyo se hará de acuerdo con las recomendaciones contenidas en los "Manuals and Reports on Engineering" Practice nº 37 y Practice nº 60 de la A.S.C.E. (American Society of Civil Engineers).

### 13.- INSTALACIONES DE TUBERÍAS

Se contemplan los siguientes casos:

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

#### 13.1.- TUBERÍAS EN ZANJA

Se proyectarán de acuerdo con los siguientes criterios:

- Las pendientes mínimas de la zanja serán las de la tabla siguiente:

Diámetro (mm.)	Apoyo Granular	Apoyo Rígido
< 500	0,0060	0,0050
500-800	0,0040	0,0030
900-1.000	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

- 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.
- 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 aquella 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.

### **13.2.- TUBERÍAS HINCADAS CON EMPUJADOR**

Se considera aplicable este procedimiento en los casos siguientes:

- Cruces bajo carretera 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.

El diámetro de cualquier tubería hincada con empujador será como mínimo de 1.000 mm. 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. Edición Base". de la Confederación Hidrográfica del Norte.

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

### **13.3.- TUBERÍAS EN TÚNELES Y GALERIAS**

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.

### **14.- POZOS DE REGISTRO**

Para su diseño y disposición se tendrán en cuenta las siguientes consideraciones:

- 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.
- Su diseño tendrá en cuenta la "British Standard Sewerage. Part. I (BS 8005)".

## 15.- ALIVIADEROS Y ESTANQUES DE TORMENTAS

### 15.1.- CAUDALES DE DISEÑO

El caudal de entrada al aliviadero será el reseñado en el apartado 7 de las presentes especificaciones, es decir:

- Caudal de Entrada al Aliviadero =  $Q_{AE}$

$$Q_{AE} = (QD)_p + (QI)_p + QP + QF$$

El caudal teórico de salida del aliviadero al interceptor será el reseñado en el mencionado apartado, es decir:

- Caudal de Salida del Aliviadero =  $Q_{AS}$

$$Q_{AS} = (QD)_m + 16 \frac{P_h}{1000} + 3(QI)_m$$

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

- Caudal Máximo Excepcional de incorporación al Interceptor =  $Q_{AM}$

$$Q_{AM} = 12 \left[ (QD)_m + (QI)_m \right]$$

Este caudal debe tomarse en consideración únicamente a efectos de la conveniencia de sobredimensionar la conexión entre los aliviaderos y el Interceptor para poder, eventualmente, aumentar los valores de admisión.

Asimismo, es recomendable, por motivos de limpieza, que el dispositivo regulador permita, sin provocar remansos aguas arriba en el canal de aproximación, el paso del siguiente caudal:  $(Q_{AE} - Q_P)$ ; que corresponde al caudal de entrada al aliviadero excluido el caudal de pluviales.

## 15.2.- TIPOS DE ALIVIADEROS Y ESTANQUES DE TORMENTAS

Se denominan estanques de tormenta a aquellos aliviaderos que están provistos de una cámara de regulación.

Con carácter general se adoptarán las siguientes tipologías:

- A) Aliviadero de tormentas sin cámara de regulación: Únicamente se adoptará en casos de incorporaciones de muy pequeña entidad.
- B) Estanques de tormenta de primer lavado: se adoptará en aquellas cuencas en las que sea de esperar un choque de contaminación importante como consecuencia de las aguas de primer lavado.

A falta de campañas de medidas que puedan constatar este hecho, debe considerarse que las redes con pendientes escasas, la falta de limpieza en las calles, conducciones y sumideros, los tiempos de concentración pequeños (<30 minutos) y la existencia de grandes intervalos entre episodios lluviosos, configuran situaciones desfavorables con respecto a este fenómeno.

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

- C) Tanques de tormentas decantadores: Se dispondrán en las redes en que se produzcan los efectos contaminadores del choque de 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.

## 15.3.- TIPOS DE REGULADORES DE CAUDAL

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

- A) Válvulas de compuerta: El caudal se controla mediante la apertura de una compuerta ente el estanque de tormentas y la descarga al Interceptor.

El diseño cumplirá las siguientes condiciones:

- Las dimensiones mínimas del paso de la compuerta con apertura máxima será de 30 x 30 cm.
  - La compuerta permitirá el paso del caudal  $Q_{AS}$  con una apertura que no será inferior a 10 cm., con la lámina de agua en el aliviadero a cota del labio del vertedero. En las mismas condiciones de apertura desaguará el caudal  $Q_{AE} - Q_P$  sin remansos aguas arriba en el canal de aproximación.
  - En apertura de la compuerta y con la lámina de agua a cota del labio de vertedero el caudal de paso al interceptor será superior a  $Q_{AM}$ .
  - En los casos en que se considere conveniente podrán disponerse compuertas de apertura variable reguladas por microprocesador, en función de los datos proporcionados por medidores de caudal o de nivel.
- B) Válvulas de vórtice: Cuando el caudal de salida del aliviadero al interceptor sea relativamente pequeño, no permitiendo aperturas mínimas de compuerta convenientes, se dispondrá una válvula de descarga en vórtice.
- C) Bombes: En casos en que se considere imprescindible, podrán usarse bombas como elementos reguladores de caudal.

#### 15.4.- PARÁMETROS BÁSICOS DE DISEÑO

Los estanques de tormenta se diseñarán de acuerdo con las siguientes características:

- 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.
- El volumen útil de la cámara de retención será tal que garantice que el aliviadero no vierte para una lluvia de 10 l/sg. Ha. y duración 20 minutos. El volumen de agua aportado en estas condiciones de lluvia menos el volumen descargado por el elemento de regulación durante 20 minutos será menor que el volumen de retenida del aliviadero.

- Como orden de magnitud del volumen de la cámara de retención, se pueden utilizar los siguientes parámetros.

$$V_r = 4m^3/Ha.neta, \text{ en zonas de población densa}$$

$$V_r = 8m^3/Ha.neta, \text{ en zonas de población dispersa}$$

Los depósitos de retención dispondrán de un sistema de limpieza capaz de arrastrar los sólidos decantados durante la tormenta e incorporarlos al interceptor. Los dispositivos de limpieza se activarán automáticamente al producirse el vaciado del depósito de retención.