



**MINISTERIO DE ECONOMIA Y OBRAS Y SERVICIOS PUBLICOS  
SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Y COMUNICACIONES**

**CONSEJO FEDERAL DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO**

**NORMAS DE ESTUDIO  
CRITERIOS DE DISEÑO  
Y PRESENTACION DE PROYECTOS  
DE DESAGÜES CLOACALES  
PARA LOCALIDADES DE HASTA 30.000 HABITANTES**

**FUNDAMENTACION DE NORMAS**

**Volumen III**

**1993**

# INDICE GENERAL

## 1.- PRESENTACION DE PROYECTOS

## 2.- PARAMETROS DE DISEÑO

- 2.1.- Población
- 2.2.- Períodos de Diseño
- 2.3.- Caudales
- 2.4.- Economicidad del Proyecto
- 2.5.- Bibliografía

## 3.- ESTUDIOS ESPECIALES PARA DEFINIR EL TIPO DE SERVICIO

- 3.1.- Introducción
- 3.2.- Vías de Transmisión de los Agentes Patógenos
- 3.3.- Caracterización de los Agentes Patógenos
- 3.4.- El Proceso Infectante
- 3.5.- Antecedentes Nacionales
- 3.6.- Experiencias en Distintos Países
- 3.7.- Justificación de las Normas Propuestas para el Estudio de las Comunidades Incorporadas al Programa
- 3.8.- Bibliografía

## 4.- ESTUDIOS TOPOGRAFICOS

- 4.1.- Introducción
- 4.2.- Aspectos Generales
- 4.3.- Estudios Globales
- 4.4.- Estudios sobre el Area a Sanear
- 4.5.- Batimetría
- 4.6.- Estudios de Detalle
- 4.7.- Trabajos de Mensura y Afectaciones
- 4.8.- Bibliografía

## 5.- GEOTECNIA - MECANICA DE SUELOS Y FUNDACIONES

- 5.1.- Introducción
- 5.2.- Fundamentos
- 5.3.- Etapas de la Investigación
- 5.4.- Investigaciones Geotécnicas Complementarias
- 5.5.- Yacimientos y Fuentes de Provisión de Materiales de Construcción
- 5.6.- Cantidad de Investigaciones
- 5.7.- Informe Técnico
- 5.8.- Consideraciones Generales
- 5.9.- Normatización
- 5.10.- Bibliografía

## **6.- CUERPOS RECEPTORES**

- 6.1.- Cuerpos Receptores Superficiales
- 6.2.- -Cuerpos Receptores Subterráneos
- 6.3.- Bibliografía

## **7.- SISTEMA DE DISPOSICION DE EXCRETAS**

- 7.1.- Fundamentos del Tratamiento Intradomiciliario
  - 7.2.- Letrinas sin Arrastre Hidráulico
  - 7.3.- Sistemas Mínimos con Arrastre Hidráulico
  - 7.4.- Cámaras Sépticas
  - 7.5.- Disposición Final del Efluente
- Anexo:  
Propuesta de Reglamento de Instalaciones Sanitarias Domiciliarias

## **8.- REDES COLECTORAS**

- 8.1.- Cálculo Hidráulico de Colectores Cloacales
  - 8.2.- Cálculo Estructural de Caños
  - 8.3.- Sistemas de Redes Cloacales
  - 8.4.- Operación y Mantenimiento de Redes
- Anexos:
- 8.A.-Fundamentos de la Hidráulica de los Esguimientos Unidimensionales
  - 8.B.-Movimientos Variados a Superficie Libre
  - 8.C.-Teoría del Cálculo Estructural de Cañerías
  - 8.D.-Proyecto de Agregado a la Norma IRAM N° 11.513  
Relativa a "Caños de Hormigón Simple para Cloacas"

## **9.- CONDUCCIONES DE IMPULSION**

- 9.1.- Introducción
- 9.2.- Altura Manométrica
- 9.3.- Determinación del Diámetro más Económico en Impulsiones
- 9.4.- Golpe de Ariete en Impulsiones
- 9.5.- Problemática Originada en el Aire en Conducciones a Presión

## **10.- ESTACIONES DE BOMBEO**

- 10.1.- Generalidades
- 10.2.- Obras Civiles
- 10.3.- Instalaciones de Aspiración e Impulsión
- 10.4.- Instalaciones Electromecánicas y Obras Civiles Complementarias
- 10.5.- Volumen de la Cámara de Aspiración
- 10.6.- Descripción y Tipo de Bombas
- 10.7.- Selección de la Bomba

## **11.- TRATAMIENTO**

- 11.1.- Selección de Tratamiento
- 11.2.- Rejas
- 11.3.- Desarenadores
- 11.4.- Sedimentadores
- 11.5.- Tanques Imhoff
- 11.6.- Tratamientos Anaeróbicos

- 11.7.- Lechos Percoladores
- 11.8.- Lodos Activados
- 11.9.- Zanjas de Oxidación
- 11.10.- Lagunas de Estabilización
- 11.11.- Reuso del Líquido Tratado para la Agricultura
- 11.12.- Recarga de Acuíferos
- 11.13.- Tratamientos Terciarios de Efluentes
- 11.14.- Tratamientos Electrolíticos
- 11.15.- Tratamiento sobre el Terreno
- 11.16.- Tratamiento y Disposición de Lodos
- 11.17.- Desinfección
- 11.18.- Transferencia de Oxígeno
- 11.19.- Bibliografía

## **12.- ESTRUCTURAS**

- 12.1.- Objeto
- 12.2.- Alcance
- 12.3.- Reglamentos y Normas de Aplicación
- 12.4.- Dificultades de Interpretación
- 12.5.- Simbología - Notación
- 12.6.- Proyecto de las Estructuras
- 12.7.- Dirección de la Obra
- 12.8.- Construcción de las Estructuras
- 12.9.- Cálculo de los Recipientes Cilíndricos
- 12.10.- Cálculo de los Recipientes Prismáticos
- 12.11.- Ejemplos

## **13.- INSTALACIONES ELECTRICAS**

- 13.1.- Objeto
- 13.2.- Alcance
- 13.3.- Proyecto
- 13.4.- Provisión de Equipos
- 13.5.- Operatividad, Arranque de Motores
- 13.6.- Estudio de Protecciones
- 13.7.- Especificación Técnica de Cables
- 13.8.- Canalizaciones Eléctricas con Caños
- 13.9.- Canalizaciones con Bandejas
- 13.10.- Iluminación Interior
- 13.11.- Iluminación de Emergencia
- 13.12.- Iluminación Exterior

## **14.- IMPACTO AMBIENTAL**

- 14.1.- Objetivos
- 14.2.- Generalidades sobre Impacto Ambiental
- 14.3.- Generalidades sobre Ordenamiento Ambiental
- 14.4.- Requerimiento de Evaluación
- 14.5.- Listado de Variables Consideradas para la Evaluación de Calidad del Medio Ambiente (según Canter y Hill)
- 14.6.- Bibliografía



Anexo:

Procedimientos para Clasificar y Evaluar Impactos Ambientales  
en las Operaciones del Banco

**15.- ASPECTOS DE LA OPERACION Y MANTENIMIENTO VINCULADOS  
CON EL PROYECTO**

- 15.1.- Proyecto, Operación y Mantenimiento
- 15.2.- Otros Aspectos que deberá Contemplar el Proyectista
- 15.3.- Necesidad de los Manuales
- 15.4.- Responsable de la Confección de los Manuales
- 15.5.- Manual de Operación
- 15.6.- Manual de Mantenimiento
- 15.7.- Planos Conforme a Obra
- 15.8.- Plazo de Entrega de los Manuales

## VOLUMEN III

### 8.- REDES COLECTORAS

8.1.- Cálculo Hidráulico de Colectores Cloacales

8.2.- Cálculo Estructural de Caños

8.3.- Sistemas de Redes Cloacales

8.4.- Operación y Mantenimiento de Redes

Anexos:

8.A.-Fundamentos de la Hidráulica de los Escurrimientos Unidimensionales

8.B.-Movimientos Variados a Superficie Libre

8.C.-Teoría del Cálculo Estructural de Cañerías

8.D.-Proyecto de Agregado a la Norma IRAM Nº 11.513

Relativa a "Caños de Hormigón Simple para Cloacas"

## **8.- REDES COLECTORAS**

## 8.1.- CALCULO HIDRAULICO DE COLECTORES CLOACALES

### 8.1.1.- Generalidades

El escurrimiento de las aguas cloacales constituye esencialmente el escurrimiento del "líquido agua" el que transporta, además, cierta cantidad de materiales flotantes, suspendidos y disueltos.

Es por ello que las leyes de la hidráulica son aplicables y en especial, las relativas al "escurrimiento a superficie libre" o "canales", puesto que éste es el sistema elegido para la evacuación rápida y eficiente de los líquidos o "aguas negras" producida en los domicilios.

La elección del criterio tradicional de escurrimiento en canales para las redes de colectoras y colectores, se explica rápidamente si se tiene en cuenta la problemática sanitaria que implican las infaltables pérdidas y filtraciones en una hipotética red a presión.

Ello no obstante, debido al alto costo que implican los mayores diámetros de los escurrimientos como canal, han aparecido recientemente proyectos y aplicaciones de redes de bajo costo y a presión, a las que nos referiremos oportunamente.

Al argumento de peso apuntado más arriba sobre la elección del sistema de desagüe por canales, se suma la necesidad de acceso a la red para inspección y eventuales desobstrucciones que se producen en la etapa de operación. Es de destacar que el sistema "a superficie libre" requiere una parte de la sección del conducto disponible para posibilitar la circulación del aire que permita el escape de los gases provenientes del líquido. El sistema de verificación se logra posibilitando la circulación en la parte superior de la conducción, lo que se logra por los circuitos previstos entre "bocas de registro" y "ventilaciones del sistema domiciliario", con lo que se asegura el escape a la atmósfera de los gases nocivos y ofensivos producidos tanto en el sistema interno como en el externo y tal como puede apreciarse en el esquema de la figura 8.1.1.

En resumen, el objeto fundamental de la red de colectoras y colectores, es el de transportar los líquidos con las sustancias que lo integran, lo más rápidamente posible a su destino final.

De este concepto se deduce que el sistema no sólo debe proyectarse para evacuar eficientemente el caudal de diseño, sino que además debè preverse el arrastre de material sólido minimizando la posibilidad del mismo de sedimentar.

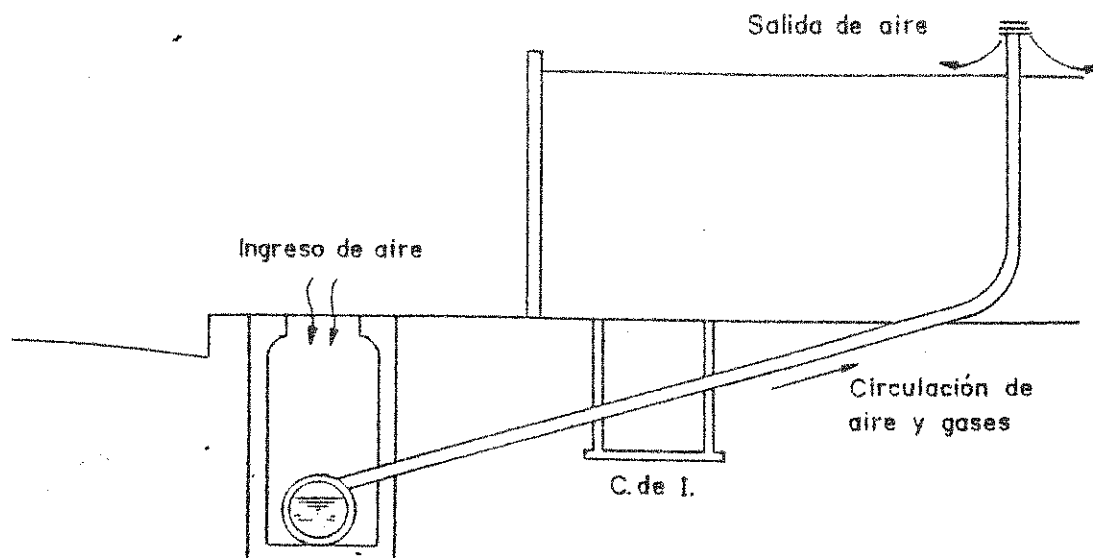


Figura 8.1.1

#### Sistema tradicional de ventilación externa y domiciliaria

Como esta última posibilidad no puede eliminarse totalmente, se desprende que las labores de limpieza y mantenimiento serán siempre necesarias, lo que justifica la necesidad de acceso a la red. Obviamente, el diseño que posibilite el mayor arrastre de sólidos será el más criterioso, puesto que reducirá los costos de mantenimiento a un mínimo.

Del objetivo fundamental de la red se deduce que el diseño hidráulico de la misma se complica, puesto que deben tenerse en cuenta dos criterios simultáneamente, como ser; la evacuación eficiente del caudal de diseño al fin de la vida útil de la instalación (previendo aún en las postrimerías de la misma, un adecuado circuito de ventilación) y por otra parte la optimización del arrastre de sólidos, para minimizar estancamientos y las correspondientes desobstrucciones. La verificación de la capacidad de arrastre debe hacerse para las distintas etapas, en especial comienzo y final de la vida útil.

De lo expuesto se comprenden fácilmente los conceptos en que se fundamenta el funcionamiento de las redes tradicionales de instalaciones cloacales, basadas en el escurrimiento a "superficie libre" o como "canal".

Es oportuno destacar que existen excepciones, es decir tramos que necesariamente escurren "a presión" en los siguientes casos:

- a) Cuando las conducciones trabajan sobrecargadas, sobre todo al final de la vida útil o por crecimiento acelerado e imprevisto de población. Una adecuada planificación deberá tratar de evitarlo.
- b) Cuando las obstrucciones "remansan" el líquido, tal como se apuntó oportunamente, lo que debe ser evitado con un mantenimiento periódico adecuado.
- c) Cuando sea indispensable el bombeo o impulsiones para el desagüe de zonas bajas.
- d) En el caso de que la conducción deba salvar depresiones u otras instalaciones previas a través de "sifones invertidos".

Las posibilidades a) y b) deberán evitarse en lo posible, con adecuada planificación la primera y con eficiente mantenimiento la segunda. Las posibilidades c) y d) serán estudiadas por separado en las memorias correspondientes.

Con respecto a los caudales, el diseño hidráulico del sistema responde a criterios de dimensionamiento y verificación de condiciones de escurrimiento variables, ya que esa es la característica de los efluentes a conducir.

Por ello, se utiliza el caudal máximo horario al final del período de diseño (ver capítulo 2.3) para asignar el diámetro y pendiente del conducto, verificándose la forma del escurrimiento para caudales iniciales e intermedios (ver numeral 2.3.1 del capítulo 2.3.- Caudales y en particular el cuadro "Caudales de Diseño").

En los items siguientes, se presentarán los parámetros y criterios de cálculo para las "secciones segmento de círculo", constituídas por el escurrimiento a "sección parcialmente llena" en un caño de sección circular.

#### **8.1.2.- Parámetros del Escurrimiento en Secciones "Segmento de Círculo"**

En los Anexos 8A y 8B se desarrollan en forma sucinta y conceptual las aplicaciones del teorema de Bernoulli a conducciones a presión o a superficie libre y se han analizado y presentado las ecuaciones para la evaluación del escurrimiento.

En el presente capítulo se detallarán los parámetros y metodologías de cálculo propias de la sección segmento de círculo.

### 8.1.2.1.- Parámetros Geométricos y Ecuaciones para "Sección Llena"

Como muchas veces será necesario referirnos al caso de interés teórico denominado "escurrimiento a sección llena", determinaremos sus parámetros y ecuaciones, los que serán indicados con el subíndice "LL".

Este escurrimiento tan particular tiene lugar cuando el tirante  $h$  iguala al diámetro interno  $D_i$  (que en lo sucesivo denominaremos  $D$ ) y tiene la particularidad que el escurrimiento todavía "no es a presión", para lo que  $h$  debería incrementarse, (en teoría y como mínimo) en un infinitésimo. Es decir que en el "intradós del caño" y únicamente en la generatriz correspondiente, reina la presión atmosférica.

En este caso se cumple que:

$$h / D = 1 \quad (1)$$

que el perímetro mojado es:

$$X_{LL} = \pi * D \quad (2)$$

el "área mojada" es:

$$\Omega_{LL} = \frac{\pi * D^2}{4} \quad (3)$$

el "radio hidráulico" es:

$$R_{LL} = \frac{\Omega_{LL}}{X_{LL}} = \frac{D}{4} \quad (4)$$

y la velocidad media, según Manning:

$$U_{LL} = C * (R_{LL} * i)^{1/2} = \frac{1}{n} * R_{LL}^{1/6} * R_{LL}^{1/2} * i^{1/2} \quad (5)$$

$$U_{LL} = \frac{1}{n} * R_{LL}^{2/3} * \sqrt{i} = \frac{0,397}{n} * D^{2/3} * \sqrt{i} \quad (6)$$

Tomando en cuenta la ecuación de continuidad:

$$Q_{LL} = U_{LL} * \Omega_{LL} = \frac{0,397}{n} * D^{2/3} * v_i * \frac{\pi * D^2}{4} =$$

Resultando, finalmente el caudal para sección llena:

$$Q_{LL} = \frac{0,3117}{n} * D^{8/3} * v_i \quad (7)$$

#### 8.1.2.2.- Parámetros Geométricos de la "Sección Parcialmente Llena"

De la Figura 8.1.2 surge que el perímetro mojado está dado por el arco  $X = ADB$ , y que puede escribirse la proporción:

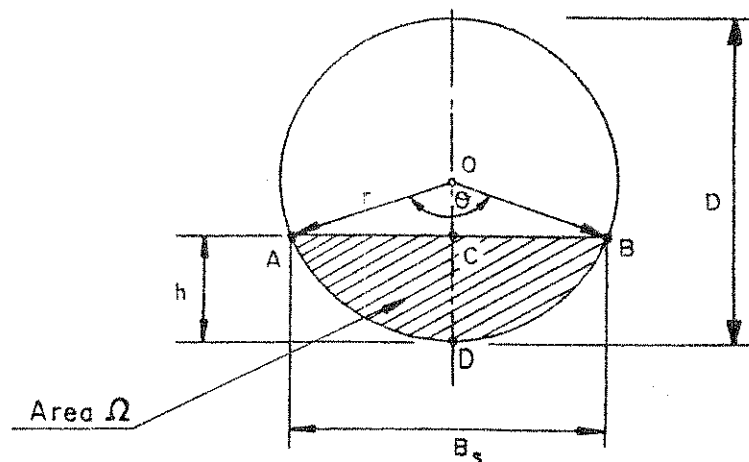


Figura 8.1.2

Parámetros de la sección "segmento de círculo"

$$\frac{X}{\theta^\circ} = \frac{\pi * D}{360^\circ}$$

de donde:



$$X = \frac{\pi * D * \theta^\circ}{360^\circ} \quad (8)$$

En la que  $\theta^\circ$  es el ángulo al centro  $\theta$  expresado en grados. Como  $\theta$  en radianes es:

$$\theta = \frac{\pi}{180^\circ} * \theta^\circ \quad (9)$$

El perímetro mojado, expresado en radianes queda:

$$X = \frac{D * \theta}{2} \quad (10)$$

El área mojada se obtiene como diferencia del sector OADBO y el triángulo OAB. La expresión resultante es:

$$\Omega = \frac{D^2}{8} * \left( \frac{\pi}{180^\circ} * \theta^\circ - \text{sen } \theta^\circ \right) \quad (11)$$

reemplazando  $\theta$  en radianes, dada por la (10), la anterior queda:

$$\Omega = \frac{D^2}{8} * (\theta - \text{sen } \theta) \quad (12)$$

El "radio hidráulico" resulta:

$$R = \frac{\Omega}{X} = \frac{D}{4} * \left( 1 - \frac{\text{sen } \theta}{\theta} \right) \quad (13)$$

El ancho superficial  $B_S$  se deduce fácilmente de la figura 8.1.2. En efecto:

$$B_S = D * \text{sen } \frac{\theta}{2} \quad (14)$$

Para determinar la relación entre el tirante  $h$  y el ángulo al centro  $\theta$ , de la figura 8.1.2 se parte de la siguiente relación:

$$\overline{OC} = r - h = \cos \frac{\theta}{2} * r$$

$$\therefore \frac{D}{2} = \frac{D}{2} * \cos \frac{\theta}{2} + h$$

$$\therefore h = \frac{D}{2} * \left(1 - \cos \frac{\theta}{2}\right) = r * \left(1 - \cos \frac{\theta}{2}\right) \quad (15)$$

#### 8.1.2.3.- Relaciones de los Parámetros Geométricos entre Secciones "Parcialmente Llena y "LLena"

Del cociente entre las expresiones (11) y (3) surge:

$$\frac{\Omega}{\Omega_{LL}} = \frac{D^2 * (\theta - \text{sen } \theta) / 8}{\pi * D^2 / 4} = 0,1592 * (\theta - \text{sen } \theta) \quad (16)$$

y de la relación entre la (13) y la (4) se obtiene:

$$\frac{R}{R_{LL}} = \frac{D/4 * (1 - \text{sen } \theta / \theta)}{D/4} = 1 - \frac{\text{sen } \theta}{\theta} \quad (17)$$

Las relaciones dadas por las expresiones (16) y (17) posibilitan el trazado del "Diagrama de parámetros geométricos" de la figura 8.1.3 que posibilitan para cada valor de  $h/D$  la determinación de  $R$  y  $\Omega$  previo cálculo de  $R_{LL}$  y  $\Omega_{LL}$ .

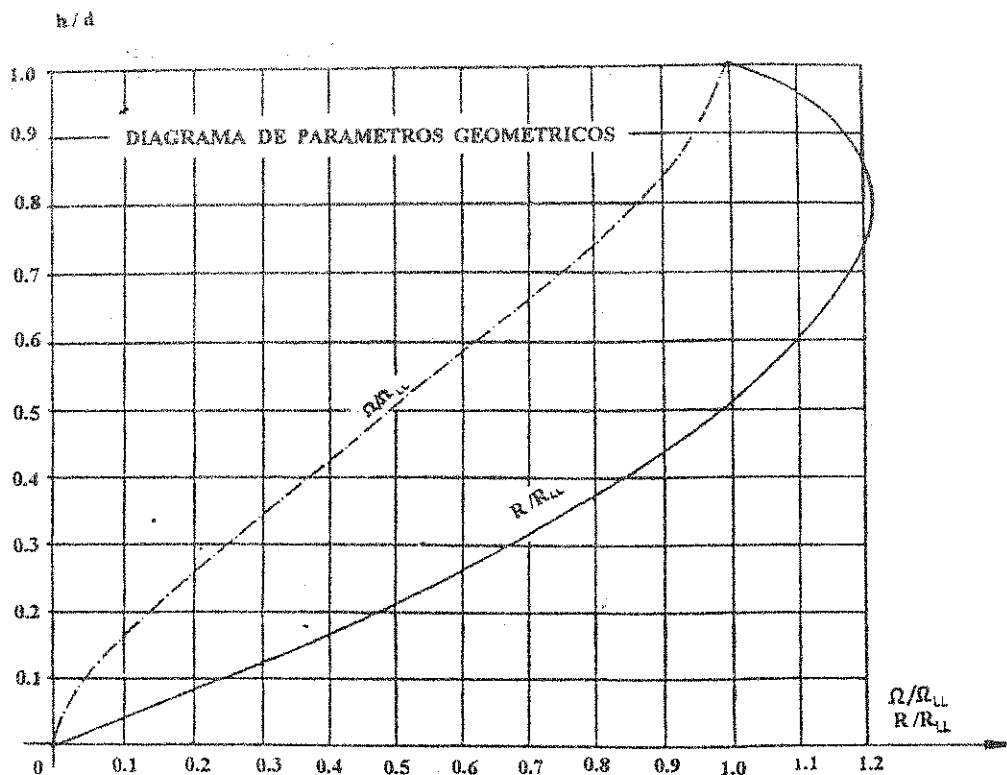


Figura 8.1.3

Diagrama de parámetros geométricos de la sección circular

### 8.1.3.- Cálculo Analítico de Canales de Sección "Segmento de Círculo".

Resumiendo, las ecuaciones de los parámetros geométricos de la sección en estudio son:

$$h = \frac{D}{2} * \left(1 - \cos \frac{\theta}{2}\right) \quad (15)$$

$$B_S = D * \sin \theta/2 \quad (14)$$

$$\Omega = \frac{D^2}{8} * (\theta - \sin \theta) \quad (11)$$

$$X = \frac{D}{2} * \theta \quad (10)$$

$$R = \frac{D}{4} * \left(1 - \frac{\text{sen } \theta}{\theta}\right) \quad (13)$$

De la (15) se deduce que:

$$1 - 2 * \frac{h}{D} = \cos \frac{\theta}{2}$$

$$\therefore \theta = 2 \arccos \left(1 - 2 * \frac{h}{D}\right) \quad (18)$$

Recordando la ecuación de Chezy-Manning, (43) del Anexo A.

$$Q = \frac{\Omega}{n} * R^{2/3} * v_i$$

reemplazando los valores de  $\Omega$  y  $R$  dadas por las expresiones (11) y (13) se tiene:

$$Q = \frac{v_i}{n} * \left[\frac{D^2}{8} * (\theta - \text{sen } \theta)\right] * \left[\frac{D}{4} * \left(1 - \frac{\text{sen } \theta}{\theta}\right)\right]^{2/3}$$

Operando se obtiene:

$$Q = \frac{v_i * D^{2,666}}{20,159 * n} * (\theta - \text{sen } \theta) * \left(1 - \frac{\text{sen } \theta}{\theta}\right)^{0,666} \quad (19)$$

Recordando la (15) que vincula  $h/D$  con  $\theta$ , se tiene que la anterior en realidad vincula el caudal a transportar con cada relación  $h/D$ .

Con las ecuaciones deducidas se puede encarar el cálculo analítico de la sección segmento de círculo según los siguientes casos:

### 8.1.3.1.- Cálculo del Caudal Q

Datos necesarios:

i = Pendiente

n = coeficiente de Manning

D = diámetro interior

h/D = relación tirante / diámetro

Se calcula  $\theta$  con la (18) y se determina el caudal con la (19).

### 8.1.3.2.- Cálculo del Diámetro D

Datos necesarios:

i = Pendiente

n = coeficiente de Manning

Q = caudal

El proyectista debe adoptar h/D en función de las recomendaciones generales, de la magnitud de la conducción, y su propia experiencia y siempre teniendo en cuenta la parte correspondiente a la ventilación.

Para colectoras relativamente pequeñas, la práctica usual es adoptar, para Q de diseño, la condición:

$$0,65 \leq h/D \leq 0,8$$

Con la (1) y el h/D adoptado se calcula  $\theta$  y de la (19) se despeja D, que resulta:

$$D = \left[ \frac{20,159 * n * Q}{\sqrt{i} * (\theta - \text{sen } \theta) * \left(1 - \frac{\text{sen } \theta}{\theta}\right)^{0,666}} \right]^{0,375} \quad (20)$$

#### 8.1.3.3.- Cálculo de la Pendiente i

Datos necesarios:

n = coeficiente de Manning

h/D = relación tirante / diámetro

D = diámetro interior

Q = caudal

Con la (1) y h/D se calcula  $\theta$  y de la (19) se despeja i, que queda en función de los datos tal como sigue:

$$i = \left[ \frac{20,159 * n * Q}{D^{2,666} * (\theta - \text{sen } \theta) * \left(1 - \frac{\text{sen } \theta}{\theta}\right)^{0,666}} \right]^2 \quad (21)$$

#### 8.1.3.4.- Cálculo del Tirante h

Datos necesarios:

n = coeficiente de Manning

i = pendiente

D = diámetro interior

Q = caudal

Se adopta un valor de h/D y se calcula  $\theta$  con la ecuación (18) con el valor obtenido y con la (19) se calcula Q. Se procede a reiteradas iteraciones hasta que Q coincida con el Q dato (obviamente para este caso resulta muy útil la resolución por computadora).

Una vez logrado que:

$$Q_1 \approx Q$$

Se calcula h con:

$$h = h/D * D$$

En la figura 8.14 se brinda un diagrama basado en la ecuación de Manning para  $n = 0,010$ , y para conducciones funcionando a "sección llena".

El mismo posibilita el cálculo en todos los casos, puesto que para distintos valores de  $n$ , deben corregirse los valores obtenidos multiplicando por los coeficientes que se brindan en la tabla del mismo gráfico.

El diagrama de la figura 8.1.5, brinda las siguientes relaciones, en función de  $h/D$ :

$$\frac{U}{U_{LL}} \quad \text{y} \quad \frac{Q}{Q_{LL}}$$

Este diagrama es complementario del diagrama de la figura 8.1.4, puesto que posibilita pasar de las condiciones para "sección llena" a las correspondientes a "sección parcialmente llena".

Al ser  $n = \text{cte}$  para toda la sección, las relaciones:

$$\frac{U}{U_{LL}} \quad \text{y} \quad \frac{Q}{Q_{LL}}$$

pueden ser representadas a partir de los desarrollos siguientes:

Por Chezy-Manning, se puede escribir:

$$U_{LL} = \frac{1}{n} * R_{LL}^{2/3} * \sqrt{i} \quad ; \quad U = \frac{1}{n} * R^{2/3} * \sqrt{i}$$

$$Q_{LL} = \frac{\Omega_{LL}}{n} * R_{LL}^{2/3} * \sqrt{i} \quad ; \quad Q = \frac{\Omega}{n} * R^{2/3} * \sqrt{i}$$

Se obtienen fácilmente las relaciones siguientes:

$$\frac{U}{U_{LL}} = \left( \frac{R}{R_{LL}} \right)^{2/3} = \left( 1 - \frac{\text{sen } \theta}{\theta} \right)^{2/3} \quad (22)$$

$$\frac{Q}{Q_{LL}} = \left( \frac{\Omega}{\Omega_{LL}} \right) * \left( \frac{R}{R_{LL}} \right)^{2/3} =$$

$$\frac{Q}{Q_{LL}} = 0,1592 * (\theta - \text{sen } \theta) * \left( 1 - \frac{\text{sen } \theta}{\theta} \right)^{2/3} \quad (23)$$

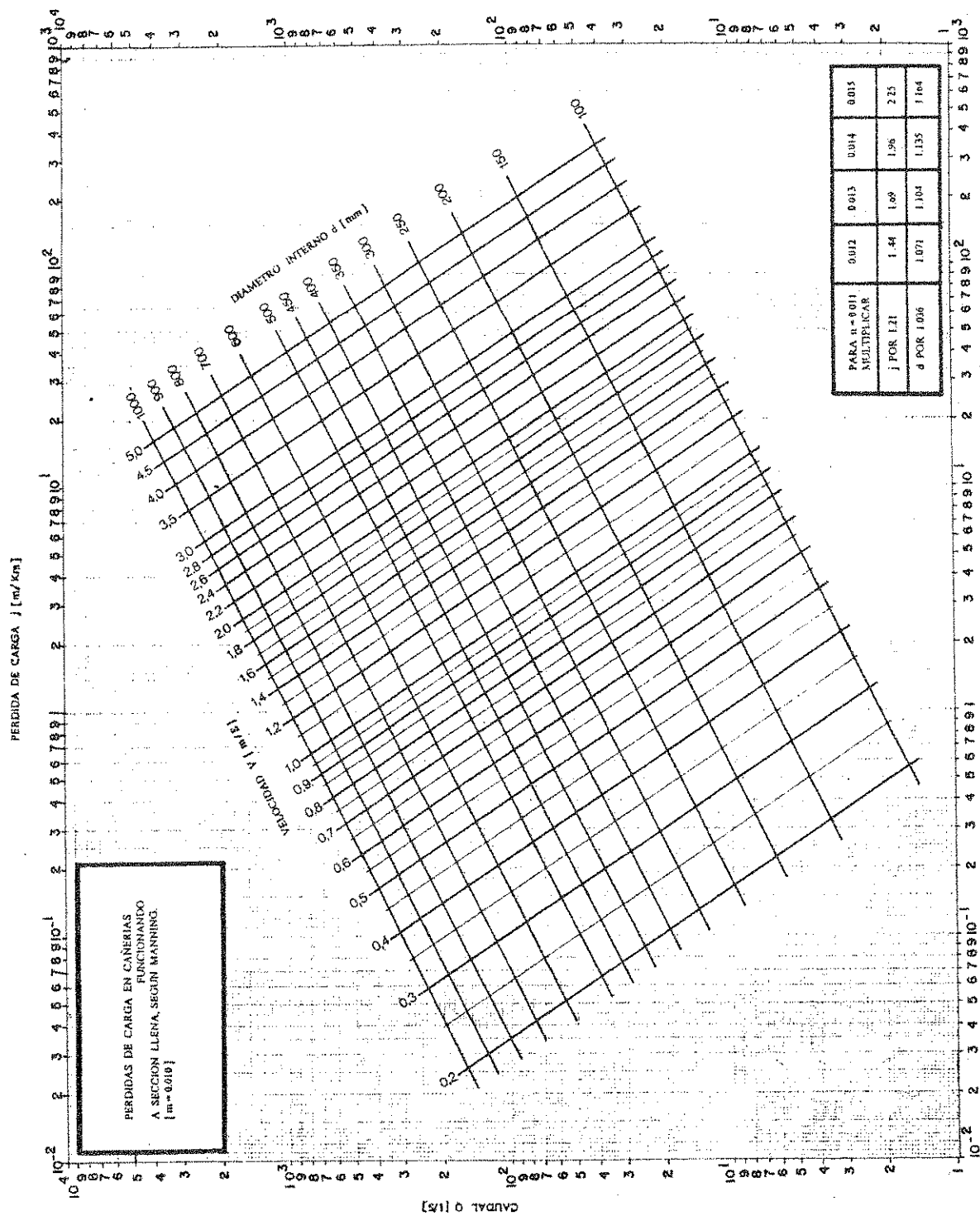


Figura 8.1.4

Gráfico de la fórmula de Manning para escurrimiento a "sección llena"



Como a su vez la relación  $h/D$  es función de  $\theta$ , puesto que:

$$\frac{h}{D} = \frac{1}{2} * \left(1 - \frac{\cos \theta}{2}\right) \quad (15)$$

resulta evidente que resolviendo numéricamente las (22), (23) y (15) para distintos valores de  $\theta$ , es posible la representación gráfica de la figura 8.1.5.

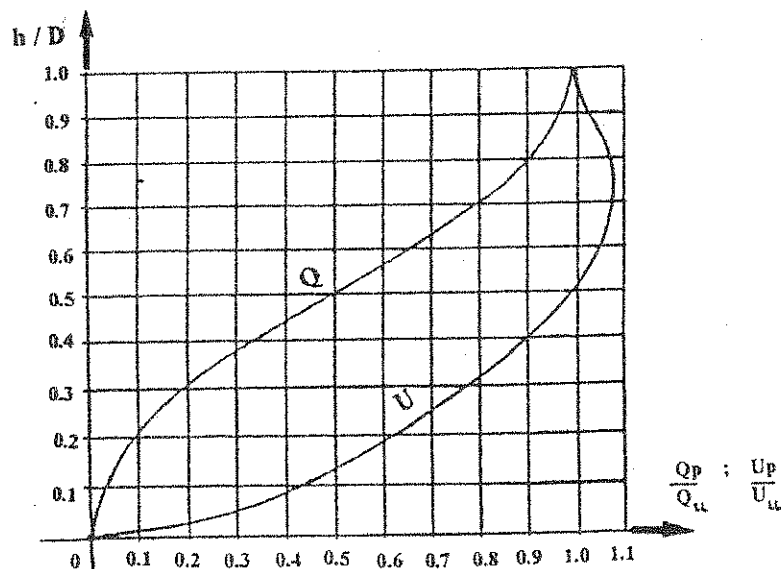


Figura 8.1.5

Valores del caudal y de la velocidad para distintos  $h/D$  y  $n$  constante

#### 8.1.4.- Cálculo con las Tablas de Woodward y Posey

Estas tablas son de gran utilidad aún en plena era de la computadora, puesto que posibilitan cálculos sumamente rápidos y lo suficientemente exactos, utilizando únicamente un calculador del tipo "científico", es decir que posibilita la determinación de números elevados a exponentes con fracciones decimales.

El fundamento conceptual se basa en la ecuación de Chezy-Manning escrita como sigue:

$$\frac{n * Q}{\Omega * R^{2/3} * \sqrt{i}} = 1 \quad (24)$$

Reemplazando en ella  $R = \Omega / X$  se tiene;

$$\frac{n * Q}{\Omega * \left(\frac{\Omega}{X}\right)^{2/3} * \sqrt{i}} = 1$$

o lo que es lo mismo:

$$\frac{n * Q * X^{2/3}}{\Omega^{5/3} * \sqrt{i}} = 1 \quad (25)$$

Los autores brindan tablas para todas las secciones que resultan de reemplazar los valores de  $R$ ,  $\Omega$  y  $X$  en las (24) y (25).

Para el caso particular de la sección "segmento de círculo", el reemplazo aludido da lugar a las funciones:

$$\frac{Q * n}{D^{2,666} * i^{1/2}} = f(h/D) = a_{SC} \quad (26)$$

$$\frac{Q * n}{h^{8,666} * i^{1/2}} = f'(h/D) = a'_{SC} \quad (27)$$

En las que los valores de  $a_{SC}$  y  $a'_{SC}$  pueden ser tabulados la función de  $h/D$ , tal como puede apreciarse en la tabla que acompaña al presente texto.

Los procedimientos de cálculo para los distintos casos se esquematizan en los numerales siguientes:

#### 8.1.4.1.- Cálculo del Caudal

Datos necesarios:

$D$  = diámetro interno

$i$  = pendiente

$n$  = coeficiente de Manning

$h$  = tirante líquido

Se calcula  $h/D$  y de tabla se obtiene el correspondiente valor numérico de  $a_{SC}$ , por lo que:

$$a_{SC} = \frac{Q * n}{D^{2,666} * \sqrt{i}}$$

Se despeja  $Q$  que queda en función de los datos y el cálculo es inmediato:

$$Q = \frac{a_{SC} * D^{2,666} * \sqrt{i}}{n} \quad (28)$$

#### 8.1.4.2.- Cálculo del Diámetro

Datos necesarios:

$Q$  = caudal

$i$  = pendiente

$n$  = coeficiente de Manning

$h$  = tirante líquido

Se adopta  $h/D$  y de la tabla se obtiene  $a_{SC}$ . Se despeja  $D$ , quedando:

$$D = \left[ \frac{a_{SC} * \sqrt{i}}{Q * n} \right]^{2,666} \quad (29)$$

#### 8.1.4.3.- Cálculo de la Pendiente

Datos necesarios:

$Q$  = caudal

$D$  = diámetro interior

$h$  = tirante líquido

$n$  = coeficiente de Manning

Se calcula  $h/D$ , de la tabla se obtiene  $a_{SC}$  y se despeja  $i$ , lo que resulta:

$$i = \left[ \frac{Q * n}{D^{2,666} * a_{SC}} \right] \quad (30)$$

#### 8.1.4.4.- Cálculo del Tirante $h$

Datos necesarios:

$Q$  = caudal

$D$  = diámetro interno

$i$  = pendiente

$n$  = coeficiente de Manning

Se calcula:  $a_{SC} = (Q * n) / (D^{2,666} * \sqrt{i})$  y luego se puede proceder de dos maneras:

- a) Con el  $a_{SC}$  más cercano, se obtiene de tabla el valor  $h/D$ ;  $h$  resulta inmediato puesto que:

$$h = \left( \frac{h}{D} \right) * D$$

- b) Se obtiene  $a_{SC}$  y el valor de la columna siguiente  $a'_{SC}$ . Nótese que:

$$\frac{a_{SC}}{a'_{SC}} = \frac{(Q * n) / (D^{2,666} * \sqrt{i})}{(Q * n) / (h^{2,666} * \sqrt{i})}$$

Por lo tanto:

$$\frac{a_{SC}}{a'_{SC}} = \left( \frac{h}{D} \right)^{2,666} = \left( \frac{h}{D} \right)^{8/3}$$

$$\therefore h = \left( \frac{a_{SC}}{a'_{SC}} \right)^{3/8} * D = \left( \frac{a_{SC}}{a'_{SC}} \right)^{0,375}$$

**TABLAS DE WOODWARD Y POSEY**

$\frac{h}{d}$	$\frac{Q \cdot n}{d^{8/3} \sqrt{f}}$	$\frac{Q \cdot n}{h^{8/3} \sqrt{f}}$	$\frac{Q}{d^2}$	$\frac{R}{d}$	$\frac{h}{d}$	$\frac{Q \cdot n}{d^{8/3} \sqrt{f}}$	$\frac{Q \cdot n}{h^{8/3} \sqrt{f}}$	$\frac{Q}{d^2}$	$\frac{R}{d}$
0.01	4.7E-05	10.120	0.0013	0.0066	0.51	0.16100	0.970	0.4027	0.2531
0.02	0.00021	7.110	0.0037	0.0132	0.52	0.16600	0.952	0.4127	0.2562
0.03	0.00050	5.760	0.0069	0.0197	0.53	0.17200	0.934	0.4227	0.2592
0.04	0.00093	4.970	0.0105	0.0262	0.54	0.17700	0.917	0.4327	0.2621
0.05	0.00149	4.410	0.0147	0.0325	0.55	0.18200	0.899	0.4426	0.2649
0.06	0.00221	4.000	0.0192	0.0389	0.56	0.18800	0.882	0.4526	0.2676
0.07	0.00306	3.680	0.0242	0.0451	0.57	0.19300	0.865	0.4625	0.2703
0.08	0.00406	3.430	0.0294	0.0513	0.58	0.19900	0.849	0.4724	0.2728
0.09	0.00522	3.200	0.0350	0.0575	0.59	0.20400	0.833	0.4822	0.2753
0.10	0.00651	3.020	0.0409	0.0635	0.60	0.20900	0.818	0.4920	0.2776
0.11	0.00795	2.860	0.0470	0.0695	0.61	0.21500	0.802	0.5018	0.2799
0.12	0.00954	2.720	0.0534	0.0755	0.62	0.22000	0.787	0.5115	0.2821
0.13	0.01127	2.600	0.0600	0.0813	0.63	0.22500	0.773	0.5212	0.2842
0.14	0.01314	2.480	0.0668	0.0871	0.64	0.23100	0.758	0.5308	0.2862
0.15	0.01510	2.380	0.0739	0.0929	0.65	0.23600	0.744	0.5404	0.2882
0.16	0.01730	2.290	0.0811	0.0985	0.66	0.24100	0.730	0.5499	0.2900
0.17	0.01960	2.210	0.0885	0.1042	0.67	0.24600	0.716	0.5594	0.2917
0.18	0.02200	2.130	0.0961	0.1097	0.68	0.25100	0.703	0.5687	0.2933
0.19	0.02460	2.060	0.1039	0.1152	0.69	0.25600	0.689	0.5780	0.2948
0.20	0.02730	1.990	0.1118	0.1206	0.70	0.26100	0.676	0.5872	0.2962
0.21	0.03020	1.930	0.1199	0.1259	0.71	0.26600	0.663	0.5964	0.2975
0.22	0.03310	1.880	0.1281	0.1312	0.72	0.27100	0.650	0.6054	0.2987
0.23	0.03610	1.820	0.1365	0.1364	0.73	0.27500	0.637	0.6143	0.2998
0.24	0.03940	1.770	0.1449	0.1416	0.74	0.28000	0.625	0.6231	0.3008
0.25	0.04270	1.720	0.1535	0.1466	0.75	0.28400	0.612	0.6319	0.3017
0.26	0.04620	1.680	0.1623	0.1516	0.76	0.28900	0.600	0.6405	0.3024
0.27	0.04970	1.630	0.1711	0.1566	0.77	0.29300	0.588	0.6489	0.3031
0.28	0.05340	1.590	0.1800	0.1614	0.78	0.29700	0.576	0.6573	0.3036
0.29	0.05710	1.550	0.1890	0.1662	0.79	0.30100	0.564	0.6655	0.3039
0.30	0.06100	1.510	0.1982	0.1709	0.80	0.30500	0.553	0.6736	0.3042
0.31	0.06500	1.481	0.2074	0.1756	0.81	0.30800	0.541	0.6815	0.3043
0.32	0.06910	1.440	0.2167	0.1802	0.82	0.31200	0.530	0.6893	0.3043
0.33	0.07330	1.407	0.2260	0.1847	0.83	0.31500	0.518	0.6969	0.3041
0.34	0.07760	1.380	0.2355	0.1891	0.84	0.31800	0.507	0.7043	0.3038
0.35	0.08200	1.346	0.2450	0.1935	0.85	0.32100	0.495	0.7115	0.3033
0.36	0.08640	1.318	0.2546	0.1978	0.86	0.32400	0.484	0.7186	0.3026
0.37	0.09090	1.289	0.2642	0.2020	0.87	0.32500	0.473	0.7254	0.3018
0.38	0.09560	1.262	0.2739	0.2062	0.88	0.32800	0.462	0.7370	0.3007
0.39	0.10030	1.235	0.2836	0.2102	0.89	0.33000	0.451	0.7384	0.2995
0.40	0.10510	1.209	0.2934	0.2142	0.90	0.33250	0.440	0.7440	0.2980
0.41	0.10990	1.184	0.3032	0.2182	0.91	0.33380	0.429	0.7504	0.2963
0.42	0.11470	1.160	0.3130	0.2220	0.92	0.33450	0.418	0.7565	0.2944
0.43	0.11970	1.137	0.3229	0.2258	0.93	0.33510	0.407	0.7612	0.2921
0.44	0.12480	1.114	0.3328	0.2295	0.94	0.33520	0.396	0.7662	0.2895
0.45	0.12980	1.092	0.3428	0.2331	0.95	0.33510	0.384	0.7707	0.2865
0.46	0.13530	1.070	0.3527	0.2366	0.96	0.33380	0.372	0.7749	0.2829
0.47	0.14000	1.049	0.3627	0.2401	0.97	0.33250	0.360	0.7785	0.2787
0.48	0.14540	1.030	0.3727	0.2435	0.98	0.32900	0.348	0.7817	0.2735
0.49	0.15100	1.010	0.3827	0.2468	0.99	0.32500	0.334	0.7844	0.2666
0.50	0.15600	0.990	0.3927	0.2500	1.00	0.31200	0.312	0.7854	0.2500

**Valores Recomendados de n**

Materiales	n
PVC y Fibrocemento	0.010
Cond. Revocadas	0.011
Hormigón	0.013 a 0.014

### 8.1.5.- Cálculo con la Ecuación de Prandtl-Colebrook

Esta ecuación, tratada en el Anexo A, posibilita el cálculo de conducciones cloacales con criterios más modernos que los tradicionales basados en la expresión de Chezy - Manning.

La expresión de referencia convenientemente elaborada resulta:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left( \frac{2,51}{Re \sqrt{f}} + \frac{k}{3,71 D} \right) \quad (31)$$

En la que:

f = coeficiente de fricción de la expresión de Darcy - Weisbach.

Re = número de Reynolds.

k = rugosidad absoluta de la pared del caño.

D = diámetro interno de la conducción.

La ecuación (31) debe ser aplicada para el escurrimiento a "sección llena". Más adelante se analiza como pasar de estos valores a los correspondientes a "sección parcialmente llena".

En el tratamiento de la ecuación en análisis, se destaca que el coeficiente k expresa en cierta forma a las irregularidades superficiales de la pared del caño.

En el caso del escurrimiento de líquidos cloacales deben tenerse en cuenta factores que aumentan al valor de k, tales como: mayor número de juntas, ramales y conexiones domiciliarias, egresos e ingresos a bocas de registro, cambios de dirección y empalmes.

Siguiendo el criterio adoptado por las "Instrucciones para el cálculo de cloacas" de la "Asociación Técnica de Desagües Cloacales de Alemania", se tiene en cuenta un coeficiente mayorado  $K_p$ , llamado "rugosidad de servicio".

Las normas alemanas distinguen dos tipos de conducciones, teniendo en cuenta su ubicación y función en la red cloacal, a la vez que distingue dos grupos de caños según la rugosidad de sus paredes. En el cuadro que sigue se brindan los valores correspondientes.

Tipo de conducto	grupo I	grupo II
A - Colectores Comunes (con conexiones domiciliarias)	1,50	0,40
B - Colectores Maestros o Cloacas Máximas	1,00	0,25

Si en la expresión anterior se fija la temperatura en 10°C y se adopta una viscosidad para el líquido cloacal de  $\eta = 1,31 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ , es posible entonces la realización de gráficos similares al de la figura 8.1.4. En las Figuras 8.1.6 y 8.1.7 se brindan los gráficos correspondientes a  $k_p = 0,25$  y  $0,40$ , los que son aptos siempre para escurrimientos a "sección llena" y para el cálculo de conducciones de plástico, asbesto - cemento y materiales en general de baja rugosidad (con  $n$  menor o igual a  $0,011$ ).

Obviamente, de requerir el proyectista mayor aproximación para los casos de diferentes temperaturas y consecuentemente distintas viscosidades, puede utilizar las expresiones directamente o el diagrama de Rouse.

En el primer caso, se puede expresar la velocidad en función de todos los parámetros, tal como proceden las normas ISO especiales para cálculos hidráulicos.

Con estas expresiones también se confeccionan los gráficos aludidos más arriba y que se brindan en las Figuras 8.1.6 y 8.1.7.

Para obtenerlas, se parte de la expresión de Darcy - Weisbach:

$$j = \frac{f}{D} * \frac{U^2}{2g}$$

de la que se despeja U:

$$U = \frac{1}{\sqrt{f}} * (2g * D * j)^{0,5}$$

reemplazando el valor de  $1 / \sqrt{f}$  de la ecuación (31), la anterior queda:

$$U = -2 * (2g * D * j)^{0,5} * \log \left( \frac{2,51}{Re * \sqrt{f}} + \frac{k}{3,71 * D} \right) \quad (32)$$

por otra parte, teniendo en cuenta que:

$$Re = \frac{U * D}{\nu}$$

resulta:

$$Re * \sqrt{f} = \frac{U * D}{\nu} * \sqrt{f}$$

despejando  $f$  de la expresión de Darcy-Weisbach y extrayendo la raíz cuadrada, se tiene:

$$\sqrt{f} = \frac{1}{U} (2g * j * D)^{0,5}$$

reemplazando en la (32), se obtiene finalmente:

$$U = -2 (2g * j * D)^{0,5} * \log \left[ \frac{k}{3,71 D} + \frac{2,51 * \nu}{D * (2g * D * j)^{0,5}} \right]$$

El cálculo del caudal es inmediato puesto que:

$$Q = U * \Omega = \frac{\pi D^2}{4} * U$$



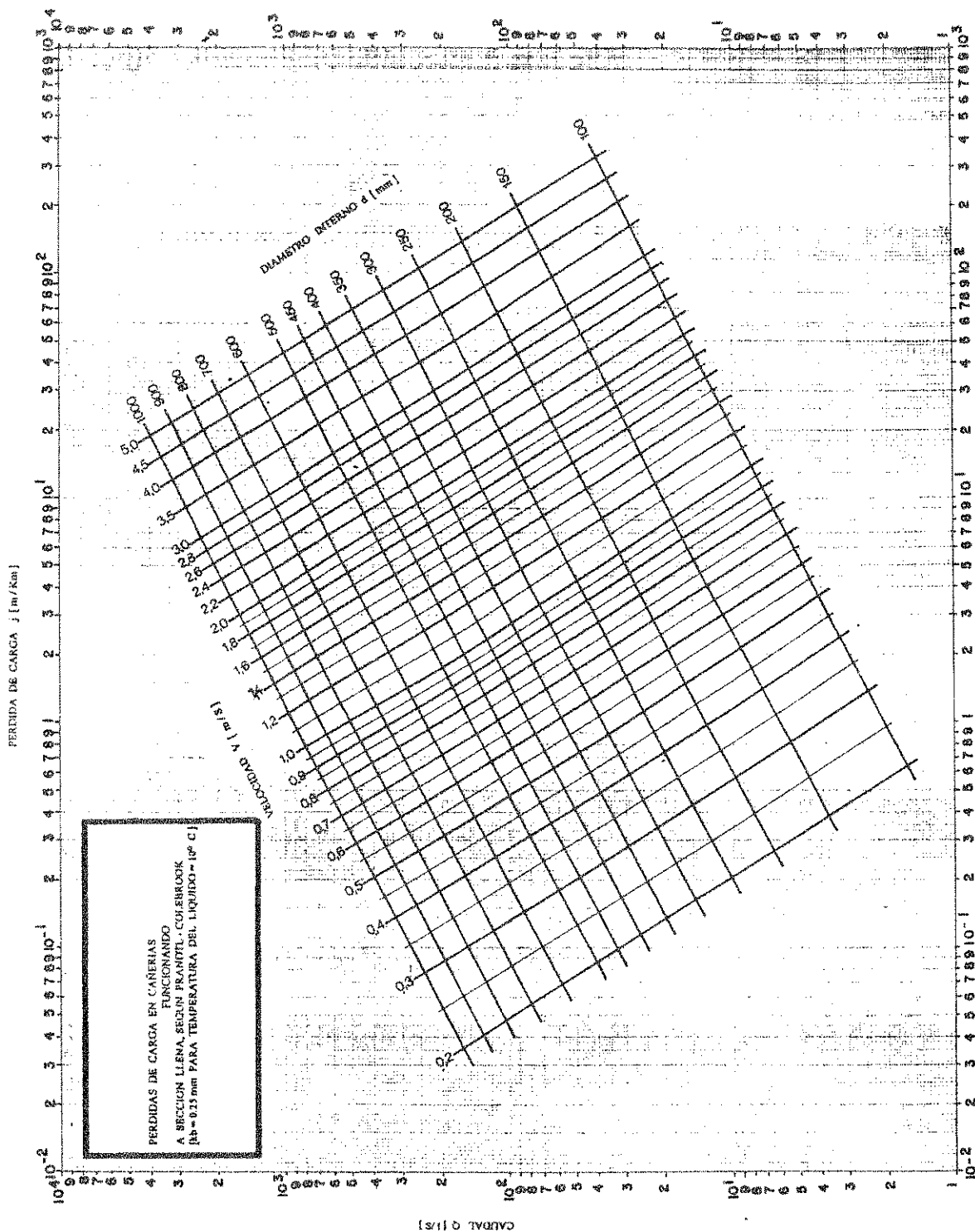


Figura 8.1.6

Gráfico de la fórmula de Prandtl - Colebrook, para  $t = 10^{\circ}\text{C}$ ,  
 $V = 1,3 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ ,  $K_b = 0,25 \text{ mm}$

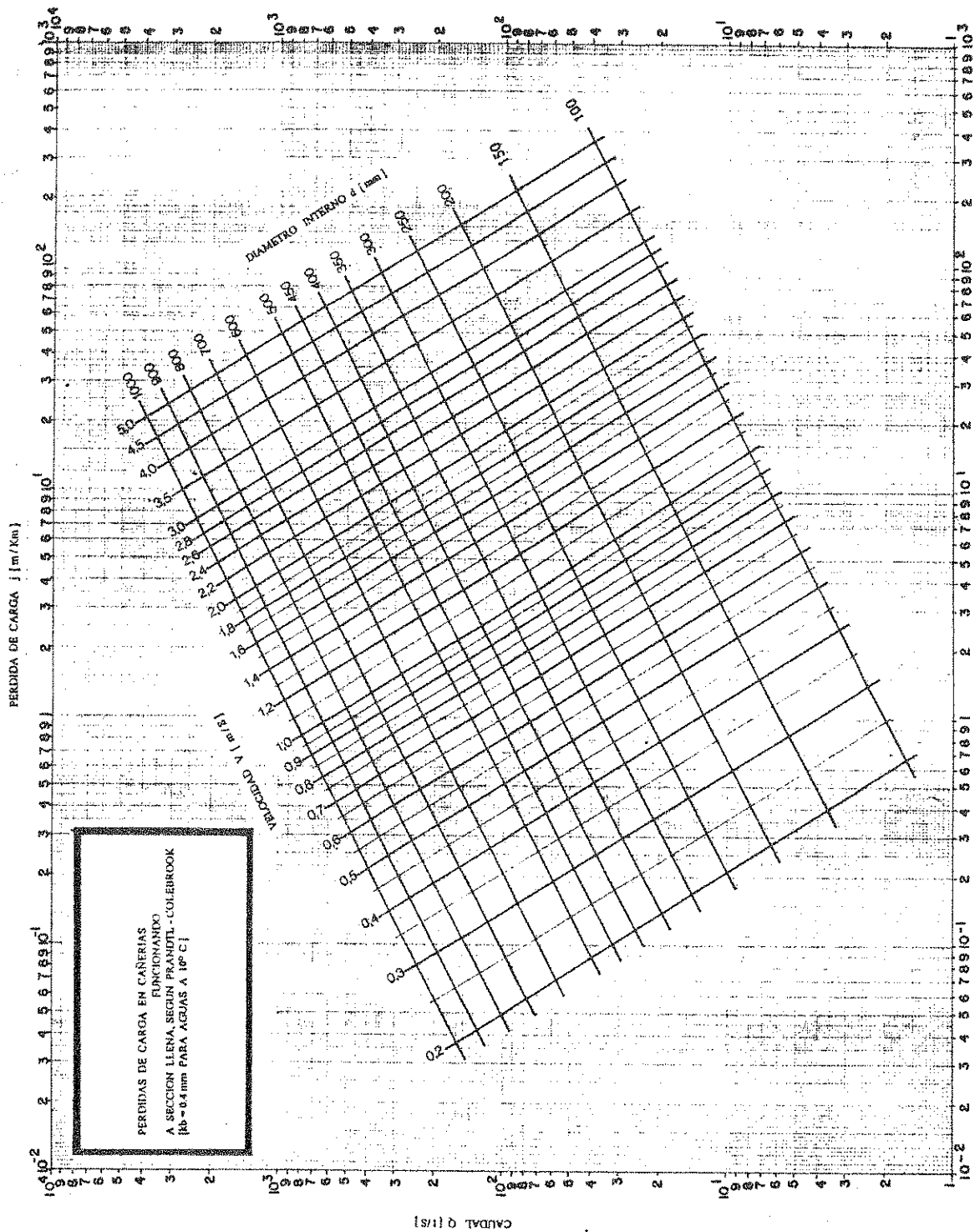


Figura 8.1.7

Gráfico de la fórmula de Prandtl - Colebrook, para  $t = 10^{\circ}\text{C}$ ,  $V = 1,3 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ ,  $K_b = 0,40 \text{ mm}$

#### 8.1.6.- Discusión Sobre la Constancia de $n$ o $f$ en Función de la Relación $h/D$ .

La experiencia demuestra que en realidad el coeficiente  $n$  no es constante y que varía sobre todo con la relación  $h/D$  y más sutilmente con la pendiente  $i$ .

En la figura 8.1.8 puede apreciarse la variación  $n/n_{LL}$  dada por CAMP para aguas limpias, en función de la relación  $h/D$ .

Esta variación tiene gran importancia; puesto que las cloacas en particular, constituyen escurrimientos en canales "segmento de círculo" en que el caudal varía, incrementándose a medida que crece la población, con lo que aumenta la relación  $h/D$  considerablemente, entre comienzo y final del período de diseño.

Recordando que, tal como se analiza en el capítulo de conceptos básicos, los coeficientes  $f$  de la ecuación de DARCY-WEISBACH, y  $C$  de MANNING, están relacionados por la expresión:

$$f = \frac{8 * g}{C^2}$$

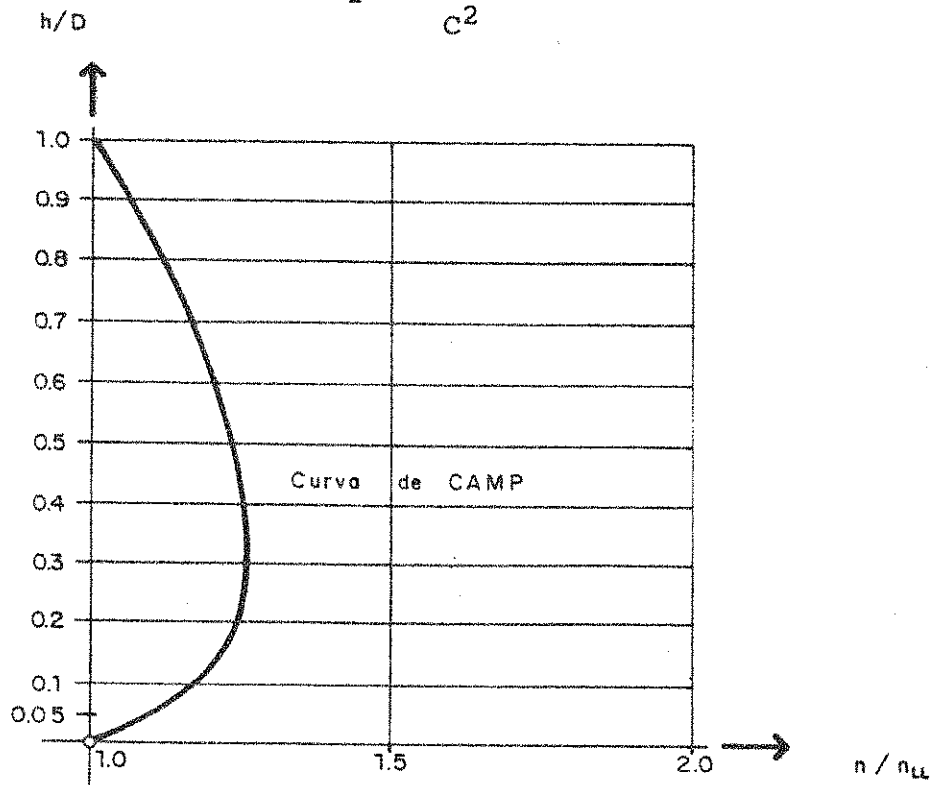


Figura 8.1.8

Curva  $h/d$  en función de  $n/n_{LL}$

Si se tiene en cuenta que:

$$C = \frac{1}{n} * R^{1/6}$$

al reemplazar en la anterior:

$$f = \frac{8 * g * n^2}{R^{1/3}} \quad \text{por lo que:}$$

$$f * R^{1/3} = 8 * g * n^2 \quad (34)$$

La que es válida para "sección llena", para "sección parcialmente llena", se tiene:

$$f_{LL} * R_{LL}^{1/3} = 8 * g * n_{LL}^2 \quad (35)$$

dividiendo miembro a miembro las (34) y (35);

$$\left(\frac{n}{n_{LL}}\right)^2 = \frac{f}{f_{LL}} * \left(\frac{R}{R_{LL}}\right)^{1/3}$$

por lo que:

$$\frac{f}{f_{LL}} = \left(\frac{R_{LL}}{R}\right)^{1/3} \left(\frac{n}{n_{LL}}\right)^2 \quad (36)$$

Expresión que posibilitará la representación de la figura 8.1.9 obtenida en función de la variación  $n/n_{LL}$  de CAMP.

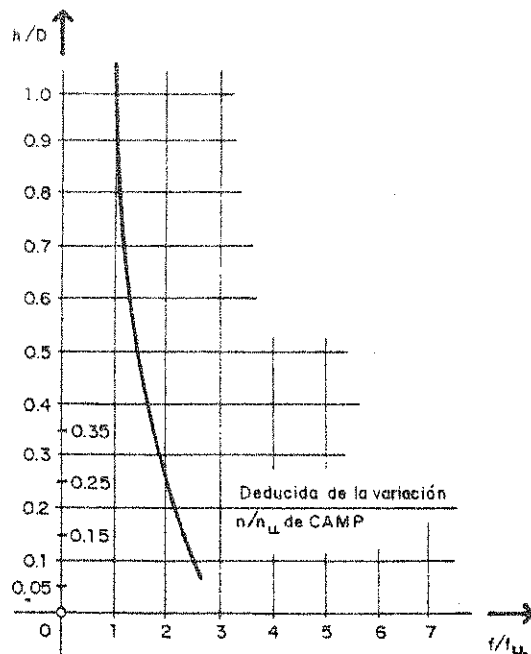


Figura 8.1.9

$f/f_{LL}$  en función de  $h/D$

De la misma forma en que se trazó la curva de "elementos hidráulicos" para el valor de  $n$  constante, se trazan las curvas  $U/U_{LL}$  y  $Q/Q_{LL}$  en función de  $h/D$  y para  $n/n_{LL}$  variable, tal como se aprecia en la Figura 8.1.10.

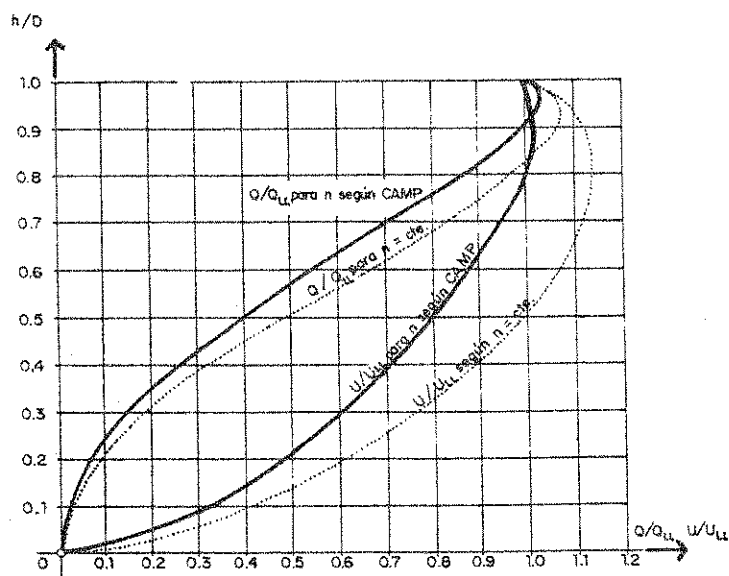


Figura 8.1.10

Diagrama de elementos hidráulicos para  $n/n_{LL}$  variable

Es digno de comentar que experiencias realizadas por la Universidad de Chile, a mediados de la década del 70 y con cañerías de asbesto - cemento y líquido cloacal, dieron una variación mucho más acentuada que la considerada por CAMP y entre los valores de 0,2 a 0,6 de  $h/D$ .

#### 8.1.7.- Prevención de Sedimentación de Sólidos en Conducciones Cloacales

##### 8.1.7.1.- Teoría de CAMP - SHIELDS

El esfuerzo tractivo o tensión tangencial desarrollada por el líquido en movimiento sobre la superficie de contacto, puede determinarse distribuyendo la fuerza  $F_t$ , debida al volumen rayado de la figura 8.1.11, sobre la citada superficie. La fuerza  $F_t$  vale:

$$F_t = \tau * \Omega * L * \text{sen } \alpha$$

En la que:

$F_t$  = fuerza tangencial (Kg)

$\tau$  = peso específico del agua ( $\text{Kg}/\text{m}^3$ )

$\Omega$  = sección mojada ( $\text{m}^2$ )

$L$  = longitud del elemento de volumen en análisis (m)

$i$  = pendiente de la solera del canal

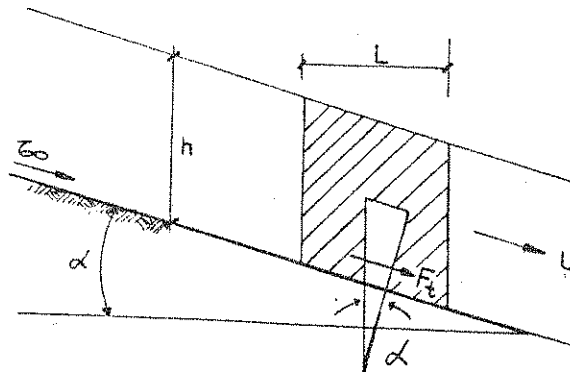


Figura 8.1.11

Esfuerzo tractivo

El esfuerzo tractivo tangencial  $T_t$  se obtiene como el cociente  $F_t / S_L$  (siendo  $S_L$  la superficie obtenida multiplicando el perímetro mojado por la longitud del elemento considerado):

$$T_t = \frac{F_t}{X * L} = \frac{\tau * \Omega * L}{X * L} * \text{sen } \alpha$$

Al ser el valor de  $\alpha$  pequeño puede aceptarse que:

$$\text{sen } \alpha \approx \text{tg } \alpha = i = j = j^*$$

Resulta:

$$T_t = \tau * R * j^* \quad (38)$$

En la que:

$T_t$  = esfuerzo o tensión tractiva desarrollada por el fluido en movimiento ( $\text{Kg/m}^2$ ).

$X$  = perímetro mojado de la sección (m)

$R$  = radio hidráulico de la sección (m) =  $\Omega / X$

$j^*$  = gradiente unitario de energía que cumple, para el régimen uniforme, la condición  $i = j = j^*$  y coincide con la pendiente de la superficie libre.

Esta tensión tangencial tractiva es la que produce el arrastre de los sólidos contenidos en el fluido.

Recordando la ecuación de Chezy:

$$U = C * (R * j^*)^{0,5} \Rightarrow R * j^* = (U/C)^2$$

por lo que:

$$T_t = \tau * R * j^* = \tau * (U/C)^2 \quad (39)$$

Expresión que demuestra que el esfuerzo tractivo resulta proporcional al cuadrado de la velocidad media en la conducción.

Considerando una capa de superficie lateral unitaria de sedimento ideal en el fondo de la conducción, formado por partículas discretas hipotéticamente esféricas de diámetro  $d$  y en contacto entre ellas, que dan lugar a una porosidad (volumen de vacíos)  $p$ , el peso de los sólidos en el agua vale:

$$W = (\tau_s - \tau) * t * (1 - p) \quad (40)$$

Donde:

$W$  = peso del elemento sólido por unidad de superficie lateral ( $\text{Kg/m}^2$ )

$\tau_s$  = peso específico del sedimento sólido ( $\text{Kg/m}^3$ )

$\tau$  = peso específico del agua ( $\text{Kg/m}^3$ )

$t$  = espesor del estrato (m)

$p$  = porosidad del estrato sedimentado

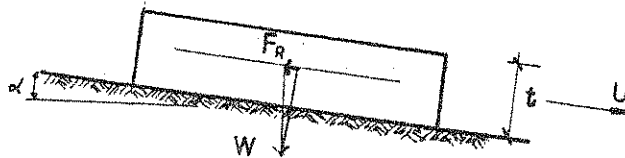


Figura 8.1.12

Peso del sedimento

La componente tangencial  $F_R$  del peso  $W$ , será:

$$F_R = (\tau_s - \tau) * t * (1 - p) * \text{sen } \alpha \quad (41)$$

Como se considera un elemento de superficie unitaria, la fuerza resistente tangencial  $F_R$  ( $\text{Kg}$ ) que actúa sobre el mismo coincide con el esfuerzo o tensión resistente  $T_R$  ( $\text{Kg/m}^2$ ).

Considerando que el volumen por unidad de área lateral (ocupado sólo por el material sólido) es proporcional al diámetro  $d$  de los granos, tendremos:

$$t = V / S_L = k_d * d$$



$$R * j^* = \left(\frac{U}{C}\right)^2$$

reemplazando en la ecuación (44):

$$\tau * \left(\frac{U}{C}\right)^2 = K * (\tau_s - \tau) * d$$

La velocidad a partir de la cual la partícula de peso específico  $\tau_s$  y diámetro  $d$  resulta arrastrada (velocidad crítica del arrastre), vale:

$$U = C * [K * \left(\frac{\tau_s - \tau}{\tau}\right) * d]^{0,5} \quad (45)$$

Es conveniente expresar  $C$  en función del coeficiente  $f$  de la expresión de Darcy - Weisbach:

$$j^* = \frac{f}{D} * \frac{U^2}{2g}$$

recordando la expresión de Chezy:

$$U = C * (R * j^*)^{0,5}$$

elevando al cuadrado:

$$U^2 = C^2 * R * j^*$$

resulta:

$$j^* = \frac{U^2}{C^2 * R}$$

y recordando que para conducciones circulares es  $D = 4 * R$ , igualando ambas expresiones se tiene:

$$R * j^* = \left(\frac{U}{C}\right)^2$$

reemplazando en la ecuación (44):

$$\tau * \left(\frac{U}{C}\right)^2 = K * (\tau_s - \tau) * d$$

La velocidad a partir de la cual la partícula de peso específico  $\tau_s$  y diámetro  $d$  resulta arrastrada (velocidad crítica del arrastre), vale:

$$U = C * [K * \left(\frac{\tau_s - \tau}{\tau}\right) * d]^{0,5} \quad (45)$$

Es conveniente expresar  $C$  en función del coeficiente  $f$  de la expresión de Darcy - Weisbach:

$$j^* = \frac{f}{D} * \frac{U^2}{2g}$$

recordando la expresión de Chezy:

$$U = C * (R * j^*)^{0,5}$$

elevando al cuadrado:

$$U^2 = C^2 * R * j^*$$

resulta:

$$j^* = \frac{U^2}{C^2 * R}$$

y recordando que para conducciones circulares es  $D = 4 * R$ , igualando ambas expresiones se tiene:

$$j^* = \frac{f}{4 * R} * \frac{U^2}{2g} = \frac{U^2}{C^2 * R}$$

de donde surge:

$$f = \frac{8 * g}{C^2} \Rightarrow C = \left( \frac{8 * g}{f} \right)^{0,5}$$

La que reemplazada en la (45) permite llegar a la conocida expresión de "velocidad crítica de arrastre" de CAMP-SHIELDS:

$$U = U_{cr} = \left[ \frac{8 * g}{f} * \frac{\tau_s - \tau}{\tau} * K * d \right]^{0,5} \quad (46)$$

La anterior relaciona la velocidad media con el diámetro de la partícula discreta de peso específico  $\tau_s$ , que puede ser transportada por el escurrimiento. Se comprueba que K puede variar aproximadamente desde 0,04 para material inerte limpio, hasta 0,8 o más para material adherente o pegajoso.

La "velocidad crítica de arrastre" o "velocidad de autolimpieza" calculada con la expresión (46) define la velocidad para la cual se produce el arrastre o resuspensión de las partículas de diámetro d y peso específico  $\tau_s$ , en un escurrimiento con coeficiente de fricción f. Velocidades inferiores a ésta no arrastrarán esas partículas y permitirán, por lo tanto, su sedimentación en la conducción.

#### 8.1.7.2.- Arrastre de Sólidos

El cálculo hidráulico tradicional de colectoras se basa en los conceptos de la hidráulica clásica de canales. Como junto con el agua, además es transportado en el sistema cloacal un porcentaje de sólidos pequeños, es necesario introducir los conceptos de velocidad de arrastre o de "autolimpieza" estudiada en el numeral anterior.

En resumen, las colectoras y emisarios, se calculan como canales de "sección segmento de círculo", verificando luego que se cumplan las condiciones para el arrastre de sólidos, imponiendo velocidades mínimas de escurrimiento que impidan la sedimentación de partículas de determinado diámetro y peso específico.

Es de destacar que la velocidad mínima para la cual se asegura la autolimpieza varía con el tirante  $h/D$ , lo que hace sumamente engorrosa la verificación del arrastre en función de la relación de referencia, la que varía a su vez durante el día y a lo largo del periodo de diseño.

Un mejor análisis de las condiciones de escurrimiento de los líquidos cloacales, llevó a utilizar las teorías hidráulicas adecuadas de transporte de líquidos con contenidos de sólidos, en lugar de aplicar las concepciones clásicas de la hidráulica para el escurrimiento de agua limpia.

Tal como se adelantara, la composición de las aguas servidas es de un 99,9% de agua y 0,1% de sólidos disueltos y en suspensión, estando tales sólidos constituidos por cerca de 70% de materia orgánica y 30% de materia inorgánica. Esta baja concentración de sólidos ha sido la que llevó al diseño de las conducciones en términos de "agua limpia", adicionando condiciones de contorno para tener en cuenta la pequeña porción de sólidos y fundamentalmente para evitar la deposición de los mismos en los conductos.

El tamaño y densidad de las partículas, así como la temperatura del fluido, afectan la velocidad con que los sólidos sedimentan. En este sentido, los parámetros de diseño comúnmente utilizados están basados en una densidad de  $2,5 \text{ gr/cm}^3$  y una temperatura de  $15^\circ\text{C}$ , aún cuando se han detectado densidades que varían entre  $1,4$  y  $2,7 \text{ gr/cm}^3$  para sólidos inorgánicos y de  $1,2 \text{ gr/cm}^3$  para sólidos orgánicos y tamaño de partículas comprendidos entre 10 micras y 2 cm.

El transporte hidráulico de sólidos es un método de conducción de materiales sólidos reducidos a partículas, que se trasladan en suspensión en un medio líquido (generalmente agua). Los estudios empíricos permitieron determinar las características del régimen de flujo, según cuatro situaciones típicas (Figuras 8.1.13 y 8.1.14)

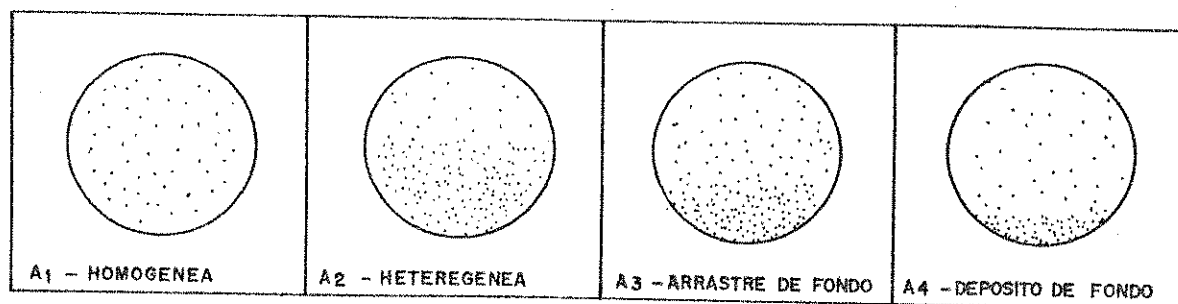


Figura 8.1.13

Formas de suspensión en el escurrimiento en conducciones

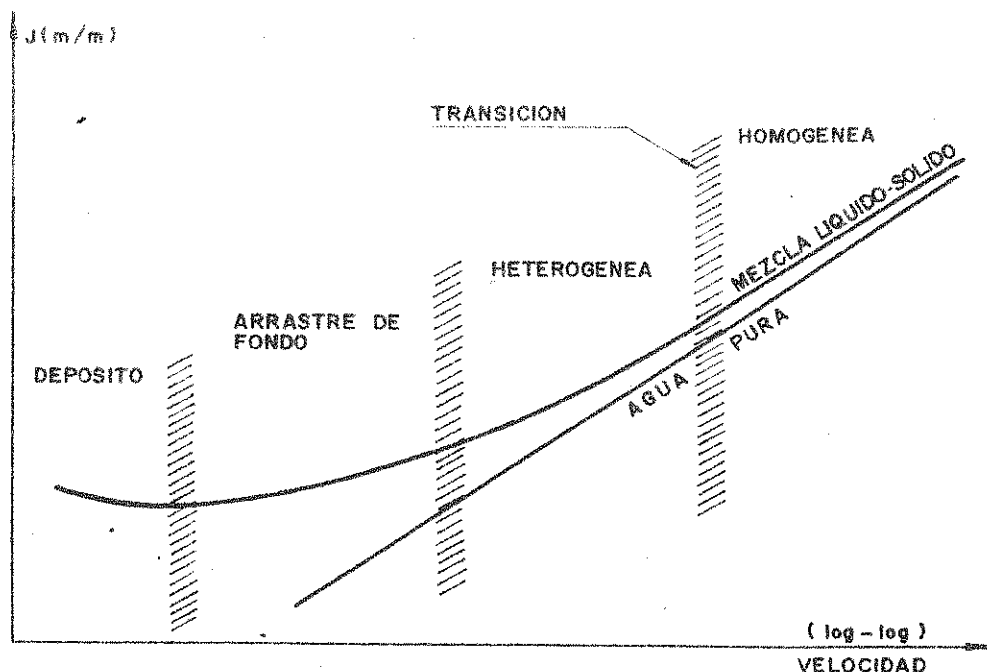


Figura 8.1.14

Formas de suspensión de partículas sólidas en el escurrimiento de mezcla en conducciones

- Suspensión homogénea:** El comportamiento de la mezcla es similar al de un líquido puro, desplazándose las partículas a la misma velocidad del fluido, y por lo tanto sin gradientes de concentración y tamaño.
- Suspensión heterogénea:** Los sólidos de la mezcla tienden a descender en el seno del flujo, manteniendo todavía la misma velocidad, dando lugar a gradientes verticales de concentración y tamaño, pero sin que se produzcan choques notables con las paredes de la conducción.
- Arrastre de fondo:** Se observan distintas velocidades entre las partículas sólidas, y entre éstas y el fluido, trasladándose las más pesadas por deslizamiento, rodando o a saltos sobre el fondo, mientras que las más finas se mantienen en suspensión. Se presentan gradientes de concentración y granulometría más notables que en el caso b.
- Depósitos de fondo.** Los sólidos más gruesos de la mezcla se depositan intermitentemente o definitivamente en el fondo.

Estas cuatro formas de flujo pueden presentarse para una misma mezcla, de acuerdo con la velocidad de escurrimiento, siendo mayor la capacidad de suspensión del

líquido a medida que aumenta la velocidad. Los límites entre un tipo y otro de escurrimiento no están francamente definidos, razón por la que en una misma conducción es posible que coexistan dos tipos, inclusive para una misma sección transversal a la dirección del escurrimiento, lo que da origen a un régimen pulsado.

La moderna teoría del transporte hidráulico de sólidos utiliza el concepto de "tensión tractiva" o "esfuerzo tractivo" definido por la expresión (38). La "tensión tractiva mínima" se define como la tensión crítica de arrastre que garantiza la autolimpieza de las canalizaciones que transportan mezclas líquido-sólido.

Cuando se alcanza ese valor de tensión se inicia el movimiento de partículas sólidas de un cierto tamaño y peso específico, lo que asegura que los sólidos depositados puedan ser puestos en movimiento y arrastrados por el escurrimiento. El concepto es similar al de "velocidad mínima de autolimpieza" mencionado precedentemente.

En esencia, la teoría a aplicar en los métodos de "tensión tractiva" o con "velocidad de autolimpieza" es la misma, así que los resultados deberían ser equivalentes. En la práctica no lo son debido a que en el último método se fija una misma velocidad mínima para todos los diámetros, sin tomar en cuenta las variaciones de  $f$  en la expresión (46).

#### 8.1.7.3.- Verificación de Conducciones por "Tensión Tractiva"

##### 8.1.7.3.A.- Conceptos Básicos

Del estudio de la teoría de CAMP-SHIELDS, surge para la tensión tractiva o tractoriz, la expresión (38) analizada en 8.1.7.1:

$$T_t = \tau * R * j^* \quad (38)$$

En la que:

$T_t$  = tensión tractiva en  $\text{kgf/m}^2$  ( $\approx \text{DN/m}_2$ )

$\tau$  = peso específico del líquido en  $\text{kgf/m}^3$  ( $\approx \text{DN/m}_3$ )

$R$  = radio medio hidráulico (m)

$j^*$  = gradiente unitario de energía

Para el escurrimiento uniforme, se recuerda que la condición es:

$$i = j = j^* \quad (48)$$

En la que:

i = pendiente de la "solera del canal" que en nuestro caso coincide con la "pendiente del invertido del caño".

j = pendiente de la "superficie libre" del escurrimiento ("pérdida unitaria de carga")

Por lo tanto la (47) puede ser escrita tambien así:

$$T_t = \tau * R * i = \tau * R * j \quad (49)$$

Del proceso deductivo oportunamente desarrollado surge tambien que:

$$T_t = \tau * \left(\frac{U}{C}\right)^2 \quad (50)$$

En la que:

U = velocidad media en la sección.

C = el coeficiente de Manning.

La (50) demuestra que la tensión tractiva es proporcional al cuadrado de la velocidad media, como ya se señalara en 8.1.7.1.

#### 8.1.7.3.B.- Verificación por Esfuerzo Tractriz en Conducciones Circulares a Superficie Libre

Admitiendo que para líquidos cloacales el valor de  $\tau$  es aproximadamente  $1.000 \text{ Kg/m}^3$ , la expresión (49) puede escribirse:

$$T_t = 1.000 * R * i \quad (51)$$

El radio hidráulico R de la sección de escurrimiento puede ser expresado en función del diámetro D de la conducción por la relación:

$$R = k_3 * D \quad (52)$$

Reemplazando la (52) en (51):

$$T_t = 1.000 * k_3 * D * i \quad (53)$$

$k_3$  = coeficiente que expresa el R en función de D, variable para cada relación de h/D.

h = tirante líquido en la conducción (m)

Según las tablas de WOODWARD y POSEY, puede escribirse:

$$F_1 = (Q * n) / (D^{8/3} * i^{1/2}) \quad (54)$$

Siendo:

$F_1$  = variable dependiente de la relación  $h/D$

$Q$  = caudal ( $m^3/s$ )

$n$  = coeficiente de Manning, dependiente del material

$D$  = diámetro de la conducción (m)

$i$  = pendiente de la conducción (m/m)

Despejando la pendiente  $i$  en (54):

$$i = (Q^2 * n^2) / (D^{16/3} * F_1^2) \quad (55)$$

Despejando  $D$  en (53):

$$D = T_t / (1.000 * k_3 * i) \quad (56)$$

Reemplazando el valor de  $D$  de (56) en (55), se obtiene, finalmente:

$$i = K * (Q^{-0,46}) \quad (57)$$

En la expresión (57) la constante  $K$  vale:

$$K = (C_1 * C_2 * C_3)^{3/13} \quad (58.1)$$

$$C_1 = (F_1^2) / (k_3^{16/3}) \quad (58.2)$$

$$C_2 = 1/(n^2) \quad (58.3)$$

$$C_3 = (T_t / 1.000)^{16/3} \quad (58.4)$$

Donde:

$C_1$  = variable dependiente de la condiciones geométricas de la sección de escurrimiento y en consecuencia expresable en función de  $h/D$ .

$C_2$  = variable dependiente del material de la conducción, representado por el coeficiente  $n$  de Manning.

$C_3$  = variable dependiente del Esfuerzo Tractriz requerido por la partícula a remover y del peso específico del líquido transportado por la conducción (para líquidos cloacales se asume  $\tau = 1.000 \text{ kg/m}^3$ ).



Es posible tabular el valor de K en función de las distintas variables que intervienen en las expresiones (58.2), (58.3) y (58.4).

En los cuadros siguientes se han volcado los resultados obtenidos para K con h/D variando entre 0,1 y 1,0, n variando entre 0,011 y 0,013 y valores de  $T_t$  de 0,10; 0,12; 0,15 y 0,20 Kg/m<sup>2</sup>.

La gama de valores recomendables de h/D queda comprendida entre 0,2 y 0,9. Valores menores de 0,2 inducen tirantes muy pequeños en relación al diámetro total del caño, con el consiguiente desaprovechamiento de la sección disponible, lo que se traduce en costos no convenientes. El límite superior de 0,9 está representado por la necesidad de garantizar la ventilación de las conducciones.

Para cada par de valores de n y  $T_t$  se ha calculado el valor promedio de K para el entorno de h/D comprendido entre 0,2 y 0,9, el que se indica al final de cada tabla que integra los Cuadros 8.1.1.A y 8.1.1.B. El cuadro 8.1.1.C resume todos esos valores y el gráfico de la figura 8.1.15 representa el valor de K en función de n y  $T_b$ .

La bibliografía específica consultada, y en particular la Norma PNB-567 utilizada en Brasil, recomienda verificar los colectores cloacales con un valor de  $T_t = 0,10$  Kg/m<sup>2</sup>.

Para la verificación de las conducciones de las redes son dos los caudales que intervienen:

$Q_{E20}$  = caudal máximo horario del tramo considerado, correspondiente al año final del período de diseño

$Q_{L0}$  = caudal máximo horario del día de menor consumo del año inicial de operación del sistema (caudal de autolimpieza)

El cálculo de ambos caudales está ampliamente descripto en el Capítulo 2 - Parámetros Básicos de Diseño, numeral 2.3.- Caudales, de la presente Fundamentación de las Normas de Diseño y en el capítulo de igual denominación de la Normas.

La secuencia a seguir para el diseño y verificación será la siguiente:

- i - Para el material seleccionado de la conducción, asignar el valor del coeficiente n de Manning a utilizar.
- ii - Conocido n y con  $T_t = 0,10$  Kg/m<sup>2</sup> se determina el valor de C a utilizar en la expresión (50.7) para el cálculo de i mediante el gráfico de la figura 8.1.15 o el cuadro 8.1.1.C.

- iii - Con el valor de  $Q_{L0}$  y  $K$  se calcula mediante (50.7) el valor de la pendiente mínima de la conducción. Este será el menor valor de pendiente que asegurará el cumplimiento de la condición  $T_t \geq 0,10 \text{ Kg/m}^2$ .
- iv - Se adopta la pendiente  $i$  de la conducción, en base a las condiciones topográficas del tramo, de las cotas de las conducciones de los tramos antecedentes y a las cotas de los tramos aguas abajo. En ningún caso la pendiente adoptada podrá ser menor que la pendiente mínima calculada:

$$i_{\min} \leq i_{\text{adopt}}$$

- v - Con  $Q_{E20}$  e  $i_{\text{adopt}}$  se calcula el diámetro de la conducción, por aplicación de cualquiera de los métodos descritos en el presente capítulo, para la condición  $h/D \leq 0,94$ . Es admisible que la relación  $h/D$  corresponda a un valor ligeramente superior al de 0,9 señalado, dado que el caudal de diseño es el máximo horario del día de mayor consumo del año final del período de diseño. El valor 0,94 corresponde a la máxima capacidad de conducción de secciones circulares.
- vi - Mediante los gráficos de las Figuras 8.1.16 y 8.1.17, puede determinarse la pendiente mínima  $i_{\min}$ , en función del caudal  $Q_{L0}$  y según el valor de  $n$  que corresponda. Estos gráficos han sido trazados con los valores de  $K$  promedio del cuadro 8.1.1.C.
- vii - Mediante los cuadros 8.1.2 a 8.1.10 puede determinarse cuál será la relación  $h/D$  que corresponde al caudal  $Q_{L0}$  expresado en litros/segundo, cuando el tramo ha sido diseñado con la pendiente  $i_{\min}$  calculada en función de  $K = f(n)$  y el correspondiente  $Q_{L0}$ .

#### 8.1.7.3.C.- Verificación para Esfuerzo Tractriz en Conducciones Circulares a Presión

Para conducciones circulares trabajando en presión, se parte de la misma expresión (49) del Esfuerzo Tractriz con radio hidráulico  $R = D/4$  y un valor de  $\tau = 1.000 \text{ Kg/m}^3$ .

Reemplazando este valor en (49), resulta:

$$T_t = 250 * D * j \quad (59.1)$$

La expresión de  $j$ , según HAZEN-WILLIAMS, es:

$$j = (Q^{1,85}) / (0,2785 * C^{1,85} * D^{4,87}) \quad (59.2)$$

# CUADRO 8.1.1.A

Valores de la constante K segun n y Ti

n =	0.013
Ti =	0.10

h/D	F1	k3	C1	C2	C3	K
0.1	0.00651	0.0635	102.89	5917.16	4.84E-22	0.000255
0.2	0.02730	0.1206	59.13	5917.16	4.84E-22	0.000227
0.3	0.06100	0.1709	45.99	5917.16	4.84E-22	0.000214
0.4	0.10510	0.2142	40.94	5917.16	4.84E-22	0.000209
0.5	0.15900	0.2500	39.59	5917.16	4.84E-22	0.000207
0.6	0.20900	0.2778	40.92	5917.16	4.84E-22	0.000208
0.7	0.26100	0.2992	44.82	5917.16	4.84E-22	0.000213
0.8	0.30500	0.3042	53.10	5917.16	4.84E-22	0.000222
0.9	0.33250	0.2960	70.43	5917.16	4.84E-22	0.000236
1.0	0.31200	0.2500	158.23	5917.16	4.84E-22	0.000265
PROMEDIO (h/D 0.2 ± 0.9)						0.000217

n =	0.013
Ti =	0.12

h/D	F1	k3	C1	C2	C3	K
0.1	0.00651	0.0635	102.89	5917.16	1.23E-21	0.000323
0.2	0.02730	0.1206	59.13	5917.16	1.23E-21	0.000284
0.3	0.06100	0.1709	45.99	5917.16	1.23E-21	0.000265
0.4	0.10510	0.2142	40.94	5917.16	1.23E-21	0.000261
0.5	0.15900	0.2500	39.59	5917.16	1.23E-21	0.000259
0.6	0.20900	0.2778	40.92	5917.16	1.23E-21	0.000261
0.7	0.26100	0.2992	44.82	5917.16	1.23E-21	0.000267
0.8	0.30500	0.3042	53.10	5917.16	1.23E-21	0.000277
0.9	0.33250	0.2960	70.43	5917.16	1.23E-21	0.000269
1.0	0.31200	0.2500	158.23	5917.16	1.23E-21	0.000357
PROMEDIO (h/D 0.2 ± 0.9)						0.000272

n =	0.012
Ti =	0.10

h/D	F1	k3	C1	C2	C3	K
0.1	0.00651	0.0635	102.89	8944.44	4.84E-22	0.000260
0.2	0.02730	0.1206	59.13	8944.44	4.84E-22	0.000236
0.3	0.06100	0.1709	45.99	8944.44	4.84E-22	0.000222
0.4	0.10510	0.2142	40.94	8944.44	4.84E-22	0.000217
0.5	0.15900	0.2500	39.59	8944.44	4.84E-22	0.000215
0.6	0.20900	0.2778	40.92	8944.44	4.84E-22	0.000218
0.7	0.26100	0.2992	44.82	8944.44	4.84E-22	0.000221
0.8	0.30500	0.3042	53.10	8944.44	4.84E-22	0.000230
0.9	0.33250	0.2960	70.43	8944.44	4.84E-22	0.000245
1.0	0.31200	0.2500	158.23	8944.44	4.84E-22	0.000268
PROMEDIO (h/D 0.2 ± 0.9)						0.000225

n =	0.012
Ti =	0.12

h/D	F1	k3	C1	C2	C3	K
0.1	0.00651	0.0635	102.89	8944.44	1.23E-21	0.000335
0.2	0.02730	0.1206	59.13	8944.44	1.23E-21	0.000285
0.3	0.06100	0.1709	45.99	8944.44	1.23E-21	0.000276
0.4	0.10510	0.2142	40.94	8944.44	1.23E-21	0.000271
0.5	0.15900	0.2500	39.59	8944.44	1.23E-21	0.000269
0.6	0.20900	0.2778	40.92	8944.44	1.23E-21	0.000270
0.7	0.26100	0.2992	44.82	8944.44	1.23E-21	0.000277
0.8	0.30500	0.3042	53.10	8944.44	1.23E-21	0.000286
0.9	0.33250	0.2960	70.43	8944.44	1.23E-21	0.000307
1.0	0.31200	0.2500	158.23	8944.44	1.23E-21	0.000370
PROMEDIO (h/D 0.2 ± 0.9)						0.000282

n =	0.011
Ti =	0.10

h/D	F1	k3	C1	C2	C3	K
0.1	0.00651	0.0635	102.89	8264.46	4.84E-22	0.000276
0.2	0.02730	0.1206	59.13	8264.46	4.84E-22	0.000246
0.3	0.06100	0.1709	45.99	8264.46	4.84E-22	0.000232
0.4	0.10510	0.2142	40.94	8264.46	4.84E-22	0.000228
0.5	0.15900	0.2500	39.59	8264.46	4.84E-22	0.000224
0.6	0.20900	0.2778	40.92	8264.46	4.84E-22	0.000226
0.7	0.26100	0.2992	44.82	8264.46	4.84E-22	0.000230
0.8	0.30500	0.3042	53.10	8264.46	4.84E-22	0.000236
0.9	0.33250	0.2960	70.43	8264.46	4.84E-22	0.000245
1.0	0.31200	0.2500	158.23	8264.46	4.84E-22	0.000268
PROMEDIO (h/D 0.2 ± 0.9)						0.000234

n =	0.011
Ti =	0.12

h/D	F1	k3	C1	C2	C3	K
0.1	0.00651	0.0635	102.89	8264.46	1.23E-21	0.000349
0.2	0.02730	0.1206	59.13	8264.46	1.23E-21	0.000307
0.3	0.06100	0.1709	45.99	8264.46	1.23E-21	0.000290
0.4	0.10510	0.2142	40.94	8264.46	1.23E-21	0.000282
0.5	0.15900	0.2500	39.59	8264.46	1.23E-21	0.000280
0.6	0.20900	0.2778	40.92	8264.46	1.23E-21	0.000281
0.7	0.26100	0.2992	44.82	8264.46	1.23E-21	0.000286
0.8	0.30500	0.3042	53.10	8264.46	1.23E-21	0.000290
0.9	0.33250	0.2960	70.43	8264.46	1.23E-21	0.000320
1.0	0.31200	0.2500	158.23	8264.46	1.23E-21	0.000385
PROMEDIO (h/D 0.2 ± 0.9)						0.000293

# CUADRO 8.1.1.B

Valores de la constante K segun n y Tt

n = 0.013  
Tt = 0.15

h/D	F1	k3	C1	C2	C3	K
0.1	0.00651	0.0035	102.89	5917.16	4.03E-21	0.000425
0.2	0.02730	0.1206	59.13	5917.16	4.03E-21	0.000374
0.3	0.06100	0.1709	45.99	5917.16	4.03E-21	0.000353
0.4	0.10510	0.2142	40.84	5917.16	4.03E-21	0.000344
0.5	0.15600	0.2500	39.56	5917.16	4.03E-21	0.000341
0.6	0.20900	0.2776	40.82	5917.16	4.03E-21	0.000343
0.7	0.26100	0.2962	44.82	5917.16	4.03E-21	0.000351
0.8	0.30500	0.3042	53.10	5917.16	4.03E-21	0.000365
0.9	0.33250	0.2960	70.43	5917.16	4.03E-21	0.000390
1.0	0.31200	0.2500	158.23	5917.16	4.03E-21	0.000470
PROMEDIO (h/D 0.2 a 0.9)						0.000358

n = 0.013  
Tt = 0.20

h/D	F1	k3	C1	C2	C3	K
0.1	0.00651	0.0035	102.89	5917.16	1.87E-20	0.000603
0.2	0.02730	0.1206	59.13	5917.16	1.87E-20	0.000533
0.3	0.06100	0.1709	45.99	5917.16	1.87E-20	0.000503
0.4	0.10510	0.2142	40.84	5917.16	1.87E-20	0.000460
0.5	0.15600	0.2500	39.56	5917.16	1.87E-20	0.000466
0.6	0.20900	0.2776	40.82	5917.16	1.87E-20	0.000468
0.7	0.26100	0.2962	44.82	5917.16	1.87E-20	0.000500
0.8	0.30500	0.3042	53.10	5917.16	1.87E-20	0.000520
0.9	0.33250	0.2960	70.43	5917.16	1.87E-20	0.000555
1.0	0.31200	0.2500	158.23	5917.16	1.87E-20	0.000609
PROMEDIO (h/D 0.2 a 0.9)						0.000609

n = 0.012  
Tt = 0.15

h/D	F1	k3	C1	C2	C3	K
0.1	0.00651	0.0035	102.89	6944.44	4.03E-21	0.000441
0.2	0.02730	0.1206	59.13	6944.44	4.03E-21	0.000386
0.3	0.06100	0.1709	45.99	6944.44	4.03E-21	0.000366
0.4	0.10510	0.2142	40.84	6944.44	4.03E-21	0.000357
0.5	0.15600	0.2500	39.56	6944.44	4.03E-21	0.000354
0.6	0.20900	0.2776	40.82	6944.44	4.03E-21	0.000356
0.7	0.26100	0.2962	44.82	6944.44	4.03E-21	0.000384
0.8	0.30500	0.3042	53.10	6944.44	4.03E-21	0.000378
0.9	0.33250	0.2960	70.43	6944.44	4.03E-21	0.000404
1.0	0.31200	0.2500	158.23	6944.44	4.03E-21	0.000487
PROMEDIO (h/D 0.2 a 0.9)						0.000371

n = 0.012  
Tt = 0.20

h/D	F1	k3	C1	C2	C3	K
0.1	0.00651	0.0035	102.89	6944.44	1.87E-20	0.000628
0.2	0.02730	0.1206	59.13	6944.44	1.87E-20	0.000553
0.3	0.06100	0.1709	45.99	6944.44	1.87E-20	0.000522
0.4	0.10510	0.2142	40.84	6944.44	1.87E-20	0.000508
0.5	0.15600	0.2500	39.56	6944.44	1.87E-20	0.000504
0.6	0.20900	0.2776	40.82	6944.44	1.87E-20	0.000507
0.7	0.26100	0.2962	44.82	6944.44	1.87E-20	0.000519
0.8	0.30500	0.3042	53.10	6944.44	1.87E-20	0.000540
0.9	0.33250	0.2960	70.43	6944.44	1.87E-20	0.000576
1.0	0.31200	0.2500	158.23	6944.44	1.87E-20	0.000694
PROMEDIO (h/D 0.2 a 0.9)						0.000578

n = 0.011  
Tt = 0.15

h/D	F1	k3	C1	C2	C3	K
0.1	0.00651	0.0035	102.89	8264.46	4.03E-21	0.000458
0.2	0.02730	0.1206	59.13	8264.46	4.03E-21	0.000404
0.3	0.06100	0.1709	45.99	8264.46	4.03E-21	0.000361
0.4	0.10510	0.2142	40.84	8264.46	4.03E-21	0.000371
0.5	0.15600	0.2500	39.56	8264.46	4.03E-21	0.000368
0.6	0.20900	0.2776	40.82	8264.46	4.03E-21	0.000371
0.7	0.26100	0.2962	44.82	8264.46	4.03E-21	0.000378
0.8	0.30500	0.3042	53.10	8264.46	4.03E-21	0.000384
0.9	0.33250	0.2960	70.43	8264.46	4.03E-21	0.000421
1.0	0.31200	0.2500	158.23	8264.46	4.03E-21	0.000507
PROMEDIO (h/D 0.2 a 0.9)						0.000388

n = 0.011  
Tt = 0.20

h/D	F1	k3	C1	C2	C3	K
0.1	0.00651	0.0035	102.89	8264.46	1.87E-20	0.000654
0.2	0.02730	0.1206	59.13	8264.46	1.87E-20	0.000578
0.3	0.06100	0.1709	45.99	8264.46	1.87E-20	0.000543
0.4	0.10510	0.2142	40.84	8264.46	1.87E-20	0.000529
0.5	0.15600	0.2500	39.56	8264.46	1.87E-20	0.000526
0.6	0.20900	0.2776	40.82	8264.46	1.87E-20	0.000528
0.7	0.26100	0.2962	44.82	8264.46	1.87E-20	0.000540
0.8	0.30500	0.3042	53.10	8264.46	1.87E-20	0.000562
0.9	0.33250	0.2960	70.43	8264.46	1.87E-20	0.000600
1.0	0.31200	0.2500	158.23	8264.46	1.87E-20	0.000720
PROMEDIO (h/D 0.2 a 0.9)						0.000650

Cuadro Nro. 8.1.1.c

n	T t			
	0.10	0.12	0.15	0.20
0.011	0.000234	0.000293	0.000386	0.000550
0.012	0.000225	0.000282	0.000371	0.000529
0.013	0.000217	0.000272	0.000358	0.000509

VALORES DE "K"

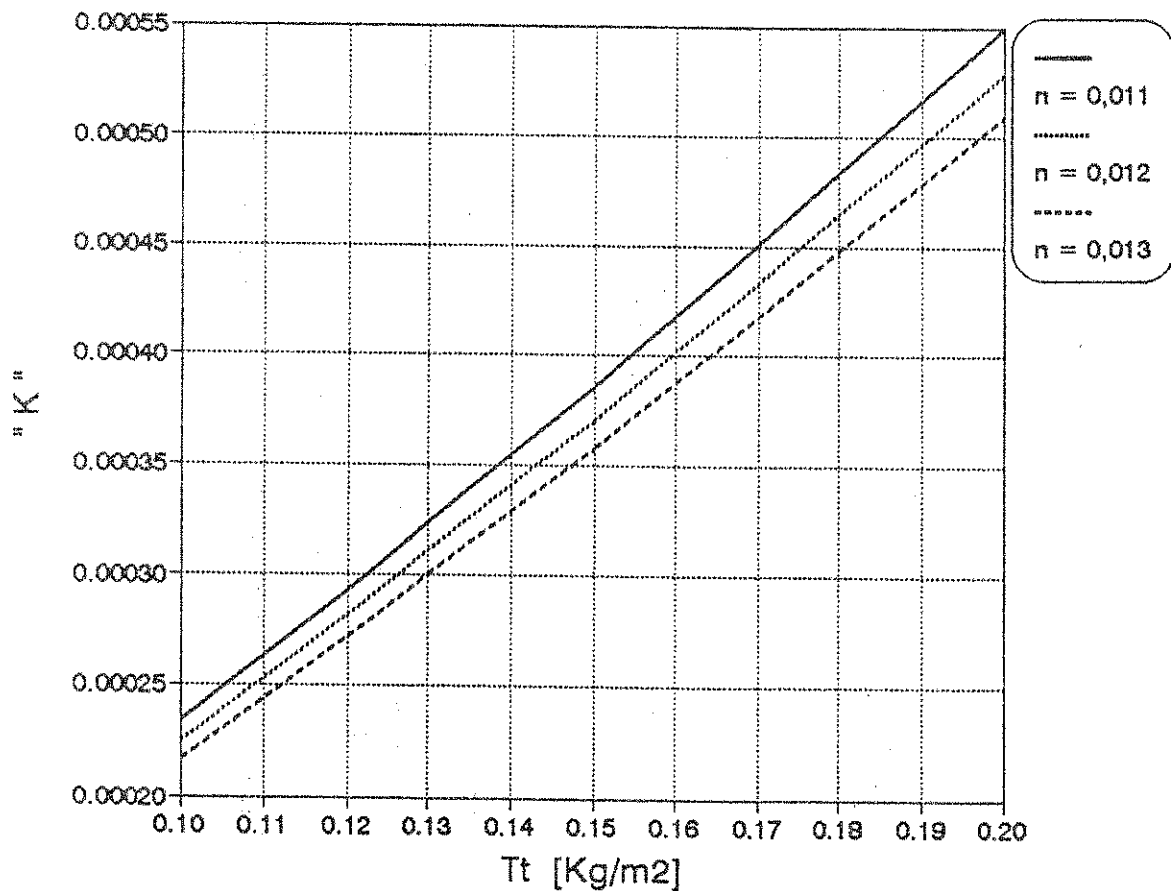


Figura 8.1.15

Valor de K en función de n y T<sub>t</sub>

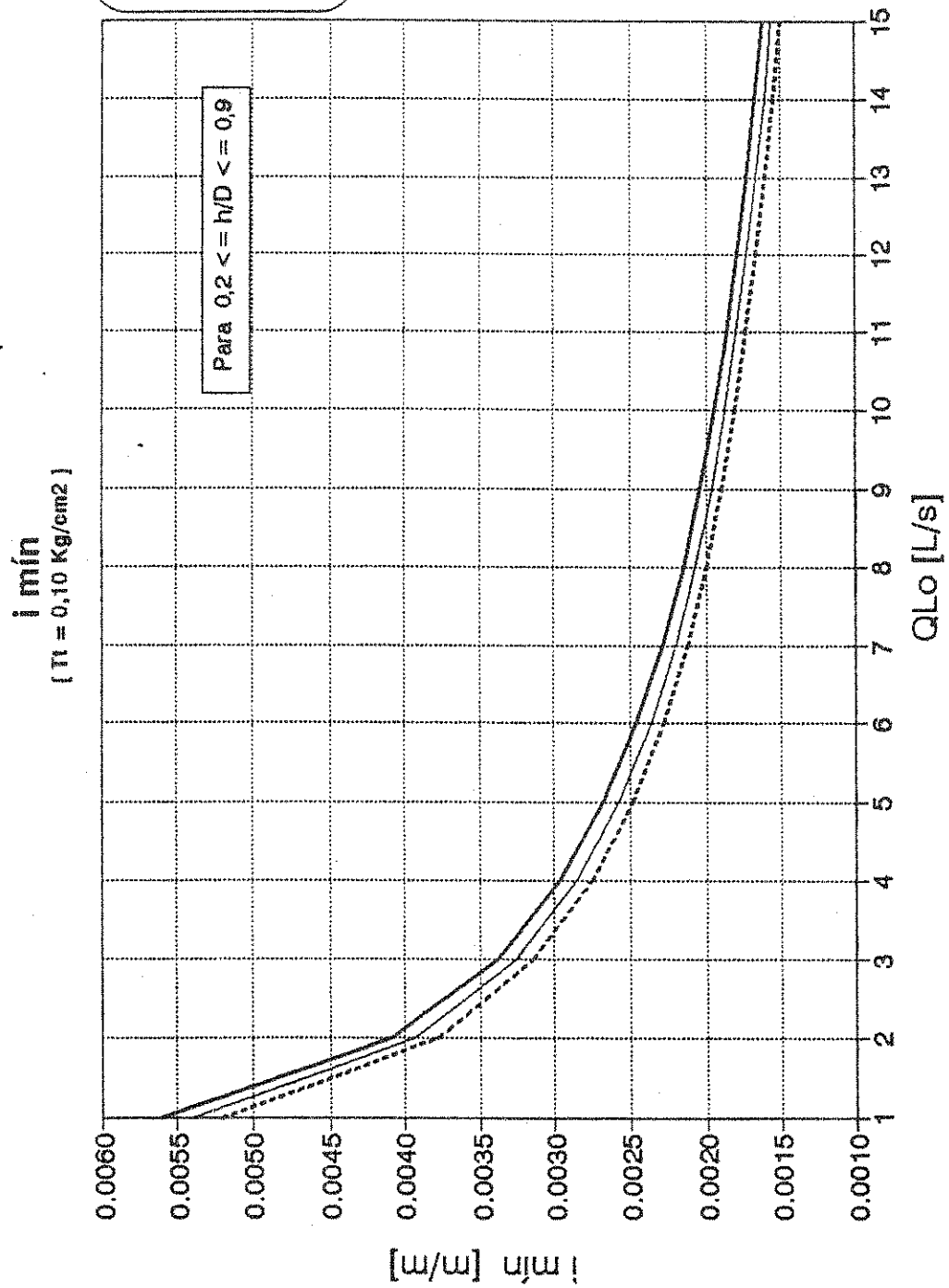


Figura 8.1.16

Pendiente mínima para  $T_t = 0,10 \text{ Kg/cm}^2$  (hasta 15 L/s)

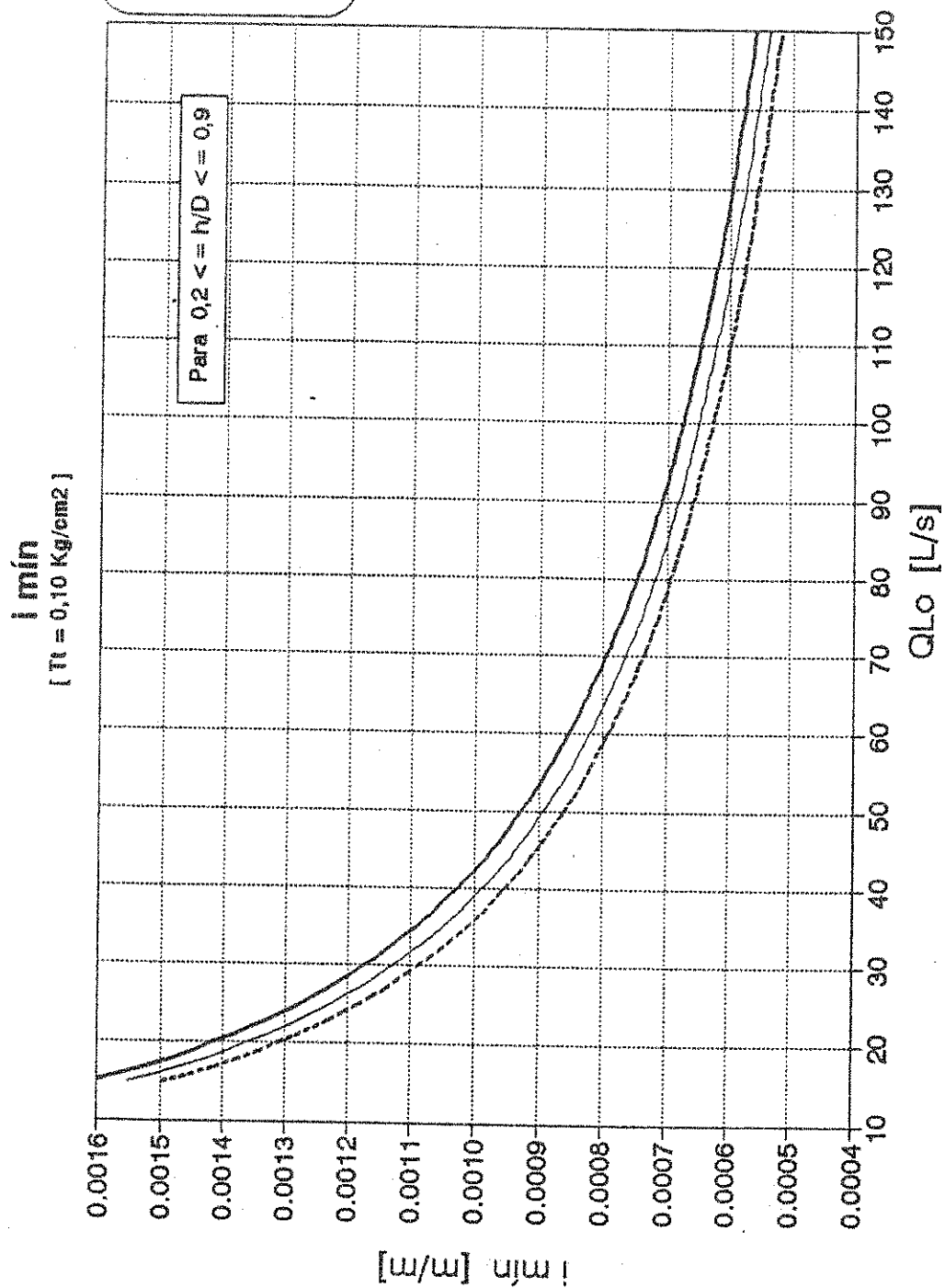


Figura 8.1.17

Pendiente mínima para  $T_t = 0,10 \text{ Kg/cm}^2$  (hasta 10 a 150 L/s)

ESFUERZO TRACTRIZ  
PENDIENTES Y DIAMETROS REQUERIDOS

$$Tt = 0,10 \text{ Kg/m}^2$$

$$n = 0,011$$

$$Tt = 1000 \times R \times i \quad [\text{Kg/m}^2]$$

$$i_{\min} = 0,000234 \times (Q \sim 0,46) \quad [\text{m/m}] \quad Q \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

$$R = k3 \times D \quad [\text{m}]$$

$$n = 0,011$$

$$1 \text{ de } 3$$

NOTA: PARA SELECCIONAR DIAMETRO, DEBE ADOPTARSE EL DIAMETRO COMERCIAL INMEDIATO SUPERIOR

CORRESPONDE D\*100 m

Q [l/s]	X k3 x D	h/D k3	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
			D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]
1.00	0.0182	0.00561	286	196	151	124	106	94	83	75	69	63	58	53	48	43	39	35	31	28	25
1.25	0.0202	0.00507	318	217	167	138	118	104	94	85	78	72	66	60	55	50	46	42	38	34	31
1.50	0.0220	0.00466	348	237	182	150	129	114	103	94	87	80	74	68	62	57	53	49	45	41	37
1.75	0.0236	0.00434	372	254	196	161	138	122	110	101	93	86	79	72	66	61	57	53	49	45	41
2.00	0.0252	0.00408	396	271	208	172	147	130	117	108	101	93	86	79	72	66	61	57	53	49	45
2.25	0.0266	0.00387	419	286	221	181	156	137	124	114	106	100	92	85	78	72	67	63	59	55	51
2.50	0.0279	0.00368	440	301	232	191	164	144	130	120	112	105	97	90	83	76	71	67	63	59	55
2.75	0.0292	0.00352	460	315	242	199	171	151	136	125	117	110	101	94	87	80	75	71	67	63	59
3.00	0.0304	0.00339	480	328	252	208	178	157	142	131	122	115	106	98	91	84	79	75	71	67	63
3.25	0.0316	0.00326	498	340	262	216	185	163	148	136	126	119	110	102	95	88	83	79	75	71	67
3.50	0.0327	0.00315	518	352	271	223	192	169	153	140	131	124	114	106	99	92	87	83	79	75	71
3.75	0.0338	0.00306	533	364	280	231	198	175	158	145	135	128	122	117	111	104	99	95	91	87	83
4.00	0.0349	0.00297	549	375	289	238	204	180	163	150	139	132	126	121	115	108	103	99	95	91	87
4.25	0.0359	0.00289	565	386	297	245	210	185	167	154	143	135	129	124	118	111	105	101	97	93	89
4.50	0.0368	0.00281	580	397	305	251	216	190	172	158	147	139	133	128	121	114	108	104	100	96	92
4.75	0.0378	0.00274	595	407	313	258	221	195	176	162	151	143	136	131	124	117	111	107	103	99	95
5.00	0.0387	0.00268	610	417	321	264	227	200	181	166	155	146	139	134	128	121	115	111	107	103	99
5.50	0.0405	0.00256	638	436	336	276	237	209	189	174	162	153	146	141	137	131	125	121	117	113	109
6.00	0.0422	0.00246	664	454	350	288	247	218	197	181	169	159	152	146	142	136	130	126	122	118	114
6.50	0.0438	0.00237	690	471	363	299	256	226	204	188	175	165	158	152	148	143	137	133	129	125	121
7.00	0.0453	0.00229	714	488	376	309	265	234	212	195	181	171	163	157	153	148	144	140	136	132	128
7.50	0.0468	0.00222	738	504	388	319	274	242	219	201	187	177	169	163	158	154	149	145	141	137	133
8.00	0.0483	0.00216	760	520	400	329	283	250	225	207	193	182	174	168	163	159	154	150	146	142	138
8.50	0.0497	0.00210	782	535	412	339	291	257	232	213	199	188	179	172	166	162	157	153	149	145	141
9.00	0.0510	0.00204	804	549	423	348	299	264	238	219	204	193	184	177	172	168	163	159	155	151	147
9.50	0.0523	0.00199	824	563	434	357	306	270	244	225	209	198	189	182	177	173	168	164	160	156	152
10.00	0.0536	0.00195	844	577	445	366	314	277	250	230	214	202	193	186	181	177	172	168	164	160	156
11	0.0561	0.00186	883	604	465	383	328	290	262	241	224	212	202	195	189	184	179	175	171	167	163
12	0.0584	0.00179	920	629	484	398	342	302	273	251	234	221	210	203	197	192	187	183	179	175	171
13	0.0607	0.00173	955	653	503	414	355	313	283	260	243	229	218	211	205	200	195	191	187	183	179
14	0.0628	0.00167	989	678	521	428	367	325	293	269	251	237	226	218	212	207	202	198	194	190	186
15	0.0649	0.00162	1022	698	538	443	380	335	303	278	260	245	234	225	219	214	209	205	201	197	193

Cuadro Nro.8.1.2 - Conductos circulares a superficie libre



ESFUERZO TRACTRIZ

PENDIENTES Y DIAMETROS REQUERIDOS

$$Tl = 0,10 \text{ Kg/m}^2$$

$$n = 0,011$$

$$Tl = 1000 \times R \times i$$

$$i \text{ min} = 0,000234 \times (Q \wedge -0,46)$$

$$R = k3 \times D$$

$$n = 0,011$$

$$2 \text{ de } 3$$

NOTA: PARA SELECCIONAR DIAMETRO, DEBE ADOPTARSE EL DIAMETRO COMERCIAL INMEDIATO SUPERIOR

Q (l/s)	X k3 x D	h/D k3	0.10 D [mm]	0.15 D [mm]	0.20 D [mm]	0.25 D [mm]	0.30 D [mm]	0.35 D [mm]	0.40 D [mm]	0.45 D [mm]	0.50 D [mm]	0.55 D [mm]	0.60 D [mm]	0.65 D [mm]	0.70 D [mm]	0.75 D [mm]	0.80 D [mm]	0.85 D [mm]	0.90 D [mm]	0.95 D [mm]	1.00 D [mm]
16	0.0689	0.00157	1053	720	555	456	391	348	312	287	267	252	241	232	226	222	220	220	224	233	237
17	0.0688	0.00152	1084	741	571	469	403	356	321	295	275	260	248	239	232	228	226	227	231	240	245
18	0.0707	0.00149	1113	761	586	482	414	365	330	303	283	267	255	246	239	234	232	233	237	247	253
19	0.0725	0.00145	1142	780	601	495	424	375	338	311	290	274	261	252	245	240	238	239	243	253	259
20	0.0743	0.00141	1170	799	616	507	435	384	347	319	297	280	268	258	251	246	244	245	249	259	267
21	0.0760	0.00138	1197	818	630	518	445	393	355	326	304	287	274	264	257	252	250	251	255	265	271
22	0.0777	0.00135	1223	836	644	530	454	401	363	333	311	293	280	270	262	257	255	256	261	271	277
23	0.0783	0.00133	1249	854	658	541	464	410	370	340	317	299	286	275	268	263	261	261	268	277	283
24	0.0809	0.00130	1274	871	671	552	473	418	378	347	324	305	291	281	273	268	266	267	272	283	289
25	0.0825	0.00128	1299	886	684	563	483	426	385	354	330	311	297	286	278	273	271	272	277	288	294
26	0.0840	0.00125	1323	904	697	573	492	434	392	360	336	317	303	292	284	278	276	277	282	293	300
27	0.0855	0.00123	1347	921	708	583	500	442	399	367	342	323	308	297	289	283	281	282	287	299	306
28	0.0870	0.00121	1370	936	721	593	508	450	406	373	348	328	313	302	294	288	286	287	292	304	311
29	0.0884	0.00119	1393	952	733	603	517	457	413	379	354	334	319	307	299	293	291	292	297	309	316
30	0.0899	0.00117	1415	967	745	613	526	464	420	385	359	339	324	312	303	298	295	296	302	314	321
31	0.0913	0.00116	1437	982	757	622	534	472	426	391	365	344	328	317	308	302	300	301	306	319	326
32	0.0928	0.00114	1459	997	768	632	542	479	432	397	371	350	334	322	313	307	304	305	311	323	330
33	0.0940	0.00112	1480	1012	778	641	550	486	439	403	376	355	339	326	317	311	309	310	315	328	335
34	0.0953	0.00111	1501	1026	780	650	556	493	445	409	381	360	343	331	322	316	313	314	320	333	340
35	0.0966	0.00109	1521	1040	801	659	565	499	451	414	386	365	348	335	326	320	318	319	324	337	344
36	0.0979	0.00108	1542	1054	812	668	573	506	457	420	392	370	353	340	331	324	322	323	329	342	349
37	0.0992	0.00107	1562	1067	822	676	580	512	463	425	397	374	357	344	335	328	326	327	333	346	353
38	0.1004	0.00105	1581	1081	833	685	588	519	469	431	402	379	362	349	339	333	330	331	337	351	358
39	0.1017	0.00104	1601	1094	843	693	595	525	475	438	407	384	366	353	343	337	334	335	341	355	362
40	0.1029	0.00103	1620	1107	853	702	602	532	480	441	411	388	371	357	347	341	338	339	345	359	366
41	0.1041	0.00102	1639	1120	863	710	609	538	488	446	416	393	375	361	351	345	342	343	349	363	370
42	0.1053	0.00101	1658	1133	873	718	616	544	491	452	421	397	379	365	355	349	346	347	353	368	375
43	0.1064	0.00099	1676	1146	882	726	623	550	497	457	426	402	383	369	359	353	350	351	357	372	379
44	0.1076	0.00098	1694	1158	892	734	630	556	502	462	430	406	388	373	363	357	354	355	361	376	383
45	0.1087	0.00097	1712	1170	902	742	638	562	508	466	435	410	392	377	367	360	357	358	365	380	387

Cuadro Nro.8.1.3 - Conductos circulares a superficie libre

**ESFUERZO TRACTRIZ  
PENDIENTES Y DIAMETROS REQUERIDOS**

$$\tau_t = 0,10 \text{ Kg/m}^2$$

$$n = 0,011$$

$$\tau_t = 1000 \times R \times i$$

$$i \text{ [m]} = 0,000234 \times (Q \sim -0,46) \text{ [m}^3/\text{s]} \quad Q \text{ [m}^3/\text{s]}$$

$$R = k_3 \times D \text{ [m]}$$

$$n = 0,011$$

$$3 \text{ de } 3$$

NOTA: PARA SELECCIONAR DIAMETRO, DEBE ADAPTARSE EL DIAMETRO COMERCIAL INMEDIATO SUPERIOR

Q [l/s]	X k <sub>3</sub> x D	h/D k <sub>3</sub> [m]	0.10 D [mm]	0.15 D [mm]	0.20 D [mm]	0.25 D [mm]	0.30 D [mm]	0.35 D [mm]	0.40 D [mm]	0.45 D [mm]	0.50 D [mm]	0.55 D [mm]	0.60 D [mm]	0.65 D [mm]	0.70 D [mm]	0.75 D [mm]	0.80 D [mm]	0.85 D [mm]	0.90 D [mm]	0.95 D [mm]	1.00 D [mm]
46	0.1089	0.00096	1730	1182	911	749	643	568	513	471	439	415	396	381	371	364	361	362	368	384	439
47	0.1110	0.00096	1748	1195	920	757	649	573	518	476	444	419	400	385	375	368	365	366	372	387	444
48	0.1121	0.00095	1765	1206	929	764	656	579	523	481	448	423	404	389	378	371	368	370	376	391	448
49	0.1132	0.00094	1782	1218	938	772	662	585	528	485	453	427	408	393	382	375	372	373	380	395	453
50	0.1142	0.00093	1799	1230	947	779	668	590	533	490	457	431	412	397	386	379	376	377	383	399	457
52	0.1164	0.00081	1833	1253	965	794	681	601	543	499	465	439	419	404	393	386	383	384	391	406	465
54	0.1185	0.00090	1885	1275	982	808	693	612	553	508	474	447	427	411	400	393	389	391	397	414	474
56	0.1205	0.00088	1899	1297	999	822	705	623	563	517	482	455	434	418	407	399	396	397	404	421	482
58	0.1225	0.00087	1929	1318	1016	836	717	633	572	526	490	462	441	425	414	406	403	404	411	428	490
60	0.1245	0.00085	1960	1340	1032	849	728	643	581	534	498	470	448	432	420	413	408	410	418	435	498
62	0.1264	0.00084	1991	1361	1048	862	740	653	590	542	506	477	455	439	427	419	416	417	424	441	506
64	0.1283	0.00083	2020	1381	1064	875	751	663	599	550	513	484	462	445	433	425	422	423	431	448	513
66	0.1302	0.00082	2050	1401	1079	888	762	673	608	558	521	491	469	452	439	431	428	429	437	454	521
68	0.1320	0.00081	2079	1421	1095	900	772	682	616	566	528	498	476	458	446	438	434	435	443	461	528
70	0.1338	0.00080	2107	1440	1110	913	783	692	625	574	535	505	482	464	452	444	440	441	449	467	535
72	0.1356	0.00078	2135	1460	1124	925	793	701	633	582	542	512	488	471	458	449	446	447	455	473	542
74	0.1374	0.00077	2163	1478	1139	937	804	710	641	589	548	518	495	477	464	455	452	453	461	480	549
76	0.1391	0.00077	2190	1497	1153	949	814	719	649	597	556	525	501	483	470	461	457	458	467	486	556
78	0.1408	0.00076	2217	1516	1167	960	824	728	657	604	563	532	507	489	475	467	463	464	472	492	563
80	0.1425	0.00075	2244	1534	1181	972	834	736	665	611	570	538	513	495	481	472	468	470	478	498	570
82	0.1441	0.00074	2270	1552	1195	983	843	745	673	618	577	544	519	500	487	478	474	475	484	503	577
84	0.1458	0.00073	2296	1569	1209	994	853	753	681	625	583	550	525	506	492	483	479	481	489	509	583
86	0.1474	0.00072	2321	1587	1222	1006	863	762	688	632	590	556	531	512	498	489	485	486	495	515	590
88	0.1490	0.00072	2347	1604	1236	1016	872	770	696	639	596	563	537	517	503	494	490	491	500	520	596
90	0.1506	0.00071	2372	1621	1249	1027	881	778	703	646	602	568	542	523	508	499	495	497	505	526	602
92	0.1522	0.00070	2396	1638	1262	1038	890	786	710	653	609	574	548	528	514	504	500	502	511	531	609
94	0.1537	0.00068	2421	1655	1274	1048	899	794	718	659	615	580	554	534	519	508	505	507	518	537	615
96	0.1552	0.00068	2445	1671	1287	1059	908	802	725	666	621	586	559	539	524	515	510	512	521	542	621
98	0.1567	0.00068	2468	1687	1300	1069	917	810	732	672	627	592	565	544	529	520	515	517	526	547	627
100	0.1582	0.00067	2492	1703	1312	1079	926	818	739	679	633	597	570	549	534	524	520	522	531	553	633

Cuadro Nro.8.1.4 - Conductos circulares a superficie libre

ESFUERZO TRACTRIZ  
PENDIENTES Y DIAMETROS REQUERIDOS

$$Tl = 0,10 \text{ Kg/m}^2$$

$$n = 0,012$$

$$Tl = 1000 \times R \times i$$

$$i \text{ [m/m]} = 0,000225 \times (Q \sim 0,46)$$

$$Q \text{ [m}^3\text{/s]} = k3 \times D$$

$$n = 0,012$$

$$1 \text{ de } 3$$

NOTA: PARA SELECCIONAR DIAMETRO, DEBE ADOPTARSE EL DIAMETRO COMERCIAL INMEDIATO SUPERIOR

Q (l/s)	X k3 x D	h/D k3	CORRESPONDING D*100 mm																			
			0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00	
			D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]
1.00	0.0182	0.00540	286	198	151	124	106	94	83	75	70	65	60	55	51	48	45	42	40	38	36	34
1.25	0.0202	0.00487	318	217	167	138	118	104	92	84	78	73	68	63	59	56	53	50	48	46	44	42
1.50	0.0220	0.00448	348	237	182	150	129	114	103	95	89	83	78	73	69	66	63	60	58	56	54	52
1.75	0.0236	0.00417	372	254	196	161	138	122	110	101	95	89	83	78	74	71	68	65	63	61	59	57
2.00	0.0252	0.00392	396	271	209	172	147	130	117	108	101	95	89	83	79	76	73	70	68	66	64	62
2.25	0.0266	0.00372	419	286	221	181	156	137	124	114	106	100	94	88	84	81	78	75	73	71	69	67
2.50	0.0278	0.00354	440	301	232	191	164	144	130	120	112	106	101	97	93	90	87	85	83	81	79	77
2.75	0.0292	0.00339	460	315	242	199	171	151	136	125	117	110	105	101	97	94	91	88	86	84	82	80
3.00	0.0304	0.00328	480	328	252	208	178	157	142	131	122	115	110	106	103	100	97	94	92	90	88	86
3.25	0.0316	0.00314	498	340	262	216	185	163	148	136	128	119	114	110	107	105	102	100	98	96	94	92
3.50	0.0327	0.00303	516	352	271	223	192	169	153	140	131	124	118	114	111	109	106	104	102	100	98	96
3.75	0.0338	0.00294	533	364	280	231	198	175	158	145	135	128	122	117	114	112	111	110	108	106	104	102
4.00	0.0349	0.00285	549	375	289	238	204	180	163	150	139	132	126	121	118	116	115	114	112	110	108	106
4.25	0.0359	0.00277	565	386	297	245	210	185	167	154	143	135	129	124	121	119	118	117	115	113	111	109
4.50	0.0368	0.00270	580	397	305	251	216	190	172	158	147	139	133	128	124	122	121	120	118	116	114	112
4.75	0.0378	0.00264	595	407	313	258	221	195	176	162	151	143	136	131	128	125	124	122	120	118	116	114
5.00	0.0387	0.00257	610	417	321	264	227	200	181	166	155	146	139	134	131	128	127	125	123	121	119	117
5.50	0.0405	0.00246	638	436	336	276	237	209	189	174	162	153	146	141	137	134	133	131	129	127	125	123
6.00	0.0422	0.00237	664	454	350	286	247	218	197	181	169	159	152	146	142	140	139	137	135	133	131	129
6.50	0.0438	0.00228	690	471	363	299	256	226	204	188	175	165	158	152	148	145	144	142	140	138	136	134
7.00	0.0453	0.00221	714	488	376	309	265	234	212	195	181	171	163	157	153	150	149	147	145	143	141	139
7.50	0.0468	0.00214	738	504	388	319	274	242	219	201	187	177	169	163	158	155	154	152	150	148	146	144
8.00	0.0483	0.00207	760	520	400	329	283	250	225	207	193	182	174	168	163	160	159	157	155	153	151	149
8.50	0.0497	0.00202	782	535	412	339	291	257	232	213	199	188	179	172	168	165	163	161	159	157	155	153
9.00	0.0510	0.00196	804	549	423	348	299	264	238	219	204	193	184	177	172	169	168	166	164	162	160	158
9.50	0.0523	0.00192	824	563	434	357	306	270	244	225	209	198	189	182	177	173	172	170	168	166	164	162
10.00	0.0536	0.00187	844	577	445	366	314	277	250	230	214	202	193	186	181	178	176	175	173	171	169	167
11	0.0561	0.00179	883	604	465	383	328	290	262	241	224	212	202	195	189	186	184	183	181	180	178	176
12	0.0584	0.00172	920	629	484	399	342	302	273	251	234	221	210	203	197	194	192	191	189	188	186	184
13	0.0607	0.00166	955	653	503	414	355	313	283	260	243	229	218	211	205	201	199	198	196	195	193	191
14	0.0628	0.00160	989	676	521	428	367	325	293	269	251	237	226	218	212	208	206	205	204	202	201	199
15	0.0649	0.00155	1022	698	538	443	380	335	303	278	260	245	234	225	219	215	213	212	210	209	207	205

Cuadro Nro. 8.1.5 - Conductos circulares a superficie libre

**ESFUERZO TRACTRIZ**  
**PENDIENTES Y DIAMETROS REQUERIDOS**

$$Tl = 0,10 \text{ Kg/m}^2$$

$$n = 0,012$$

$$Tl = 1000 \times Rh \times l \quad [\text{Kg/m}^2]$$

$$l_{\text{min}} = 0,000225 \times (Q \sim 0,46) \quad [\text{m/m}] \quad Q [\text{m}^3/\text{s}]$$

$$R = k3 \times D \quad [\text{m}]$$

$$n=0,012$$

$$2 \text{ de } 3$$

NOTA: PARA SELECCIONAR DIAMETRO, DEBE ADOPTARSE EL DIAMETRO COMERCIAL INMEDIATO SUPERIOR

Q	X	h/D	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
(l/s)	k3 x D	k3	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]
16	0.0669	0.00151	1053	720	555	456	391	346	312	287	267	252	241	232	226	222	220	220	224	233	267
17	0.0688	0.00147	1084	741	571	469	403	356	321	295	275	260	248	239	232	228	226	227	231	240	275
18	0.0707	0.00143	1113	761	586	482	414	365	330	303	283	267	255	245	239	234	232	233	237	247	283
19	0.0725	0.00139	1142	780	601	495	424	375	338	311	290	274	261	252	245	240	238	239	243	253	290
20	0.0743	0.00136	1170	799	616	507	435	384	347	319	297	280	268	258	251	246	244	245	249	259	297
21	0.0760	0.00133	1197	818	630	518	445	393	355	328	304	287	274	264	257	252	250	251	255	265	304
22	0.0777	0.00130	1223	836	644	530	454	401	363	333	311	293	280	270	262	257	255	256	261	271	311
23	0.0793	0.00128	1249	854	658	541	464	410	370	340	317	299	286	275	268	263	261	261	266	277	317
24	0.0809	0.00125	1274	871	671	552	473	418	378	347	324	305	291	281	273	268	266	267	272	283	324
25	0.0825	0.00123	1299	888	684	563	483	426	385	354	330	311	297	286	278	273	271	272	277	288	330
26	0.0840	0.00121	1323	904	697	573	492	434	392	360	336	317	303	292	284	278	276	277	282	293	336
27	0.0855	0.00119	1347	921	709	583	500	442	399	367	342	323	308	297	289	283	281	282	287	299	342
28	0.0870	0.00117	1370	936	721	593	509	450	406	373	348	328	313	302	294	288	286	287	292	304	348
29	0.0884	0.00115	1393	952	733	603	517	457	413	379	354	334	319	307	299	293	291	292	297	309	354
30	0.0899	0.00113	1415	967	745	613	526	464	420	385	359	339	324	312	303	298	295	296	302	314	359
31	0.0913	0.00111	1437	982	757	622	534	472	426	391	365	344	329	317	308	302	300	301	306	319	365
32	0.0926	0.00110	1459	997	768	632	542	479	432	397	371	350	334	322	313	307	304	305	311	323	371
33	0.0940	0.00108	1480	1012	779	641	550	486	438	403	376	355	339	326	317	311	309	310	315	328	376
34	0.0953	0.00107	1501	1026	790	650	556	493	445	409	381	360	343	331	322	316	313	314	320	333	381
35	0.0966	0.00105	1521	1040	801	659	565	499	451	414	386	365	348	335	326	320	318	319	324	337	386
36	0.0979	0.00104	1542	1054	812	668	573	506	457	420	392	370	353	340	331	324	322	323	329	342	392
37	0.0992	0.00103	1562	1067	822	676	580	512	463	425	397	374	357	344	335	329	326	327	333	346	397
38	0.1004	0.00101	1581	1081	833	685	588	519	469	431	402	379	362	349	338	333	330	331	337	351	402
39	0.1017	0.00100	1601	1094	843	693	595	525	475	438	407	384	368	353	343	337	334	335	341	355	407
40	0.1029	0.00099	1620	1107	853	702	602	532	480	441	411	388	371	357	347	341	338	339	345	359	411
41	0.1041	0.00098	1639	1120	863	710	608	538	486	446	416	393	375	361	351	345	342	343	349	363	416
42	0.1053	0.00097	1658	1133	873	718	616	544	491	452	421	397	379	365	355	349	346	347	353	368	421
43	0.1064	0.00096	1676	1146	882	726	623	550	497	457	426	402	383	369	359	353	350	351	357	372	426
44	0.1076	0.00095	1694	1158	892	734	630	556	502	462	430	406	386	373	363	357	354	355	361	376	430
45	0.1087	0.00094	1712	1170	902	742	636	562	508	466	435	410	392	377	367	360	357	358	365	380	435

Cuadro Nro. 8.1.6 - Conductos circulares a superficie libre

**ESFUERZO TRACTRIZ  
PENDIENTES Y DIAMETROS REQUERIDOS**

$$T_t = 0,10 \text{ Kg/m}^2$$

$$n = 0,012$$

$$T_t = 1000 \times R_h \times i \quad [\text{Kg/m}^2]$$

$$i_{\text{min}} = 0,000225 \times (Q \sim 0,46) \quad [\text{m/m}] \quad Q \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

$$R = k_3 \times D \quad [\text{m}]$$

$$n = 0,012$$

$$3 \text{ de } 3$$

NOTA: PARA SELECCIONAR DIAMETRO, DEBE ADOPTARSE EL DIAMETRO COMERCIAL INMEDIATO SUPERIOR

Q [l/s]	X k3 x D	h/D k3	0,10 D [mm]	0,15 D [mm]	0,20 D [mm]	0,25 D [mm]	0,30 D [mm]	0,35 D [mm]	0,40 D [mm]	0,45 D [mm]	0,50 D [mm]	0,55 D [mm]	0,60 D [mm]	0,65 D [mm]	0,70 D [mm]	0,75 D [mm]	0,80 D [mm]	0,85 D [mm]	0,90 D [mm]	0,95 D [mm]	1,00 D [mm]
46	0,1089	0,00083	1730	1182	911	748	643	568	513	471	439	415	396	381	371	364	361	362	369	384	439
47	0,1110	0,00092	1748	1195	920	757	649	573	518	476	444	419	400	385	375	368	365	366	372	387	444
48	0,1121	0,00091	1765	1206	929	764	656	579	523	481	448	423	404	389	378	371	368	370	376	391	448
49	0,1132	0,00090	1782	1218	938	772	662	585	528	485	453	427	408	393	382	375	372	373	380	395	453
50	0,1142	0,00089	1799	1230	947	779	668	590	533	490	457	431	412	397	386	379	376	377	383	399	457
52	0,1194	0,00088	1833	1253	965	794	681	601	543	499	465	439	419	404	393	386	383	384	391	406	465
54	0,1185	0,00086	1865	1275	982	808	693	612	553	508	474	447	427	411	400	393	389	391	397	414	474
56	0,1205	0,00085	1898	1297	999	822	705	623	563	517	482	455	434	418	407	399	396	397	404	421	482
58	0,1225	0,00083	1928	1319	1016	838	717	633	572	526	490	462	441	425	414	406	403	404	411	428	490
60	0,1245	0,00082	1960	1340	1032	849	728	643	581	534	498	470	448	432	420	413	409	410	418	435	498
62	0,1264	0,00081	1991	1361	1048	862	740	653	590	542	506	477	455	439	427	419	416	417	424	441	506
64	0,1283	0,00080	2020	1381	1064	875	751	663	599	550	513	484	462	445	433	425	422	423	431	448	513
66	0,1302	0,00079	2050	1401	1079	888	762	673	608	558	521	491	469	452	439	431	428	429	437	454	521
68	0,1320	0,00077	2079	1421	1095	900	772	682	616	566	528	498	476	458	446	438	434	435	443	461	528
70	0,1338	0,00076	2107	1440	1110	913	783	692	625	574	535	505	482	464	452	444	440	441	449	467	535
72	0,1356	0,00075	2135	1460	1124	925	793	701	633	582	542	512	488	471	458	449	446	447	455	473	542
74	0,1374	0,00075	2163	1479	1139	937	804	710	641	589	549	519	495	477	464	455	452	453	461	480	548
76	0,1391	0,00074	2190	1497	1153	948	814	718	649	597	556	525	501	483	470	461	457	458	467	486	556
78	0,1408	0,00073	2217	1516	1167	960	824	728	657	604	563	532	507	489	475	467	463	464	472	492	563
80	0,1425	0,00072	2244	1534	1181	972	834	736	665	611	570	538	513	495	481	472	468	470	478	498	570
82	0,1441	0,00071	2270	1552	1195	983	843	745	673	618	577	544	519	500	487	478	474	475	484	503	577
84	0,1458	0,00070	2296	1569	1208	994	853	753	681	625	583	550	525	506	492	483	479	481	489	509	583
86	0,1474	0,00070	2321	1587	1222	1008	863	762	688	632	590	556	531	512	498	489	485	486	495	515	590
88	0,1490	0,00068	2347	1604	1236	1016	872	770	696	639	596	563	537	517	503	494	490	491	500	520	596
90	0,1506	0,00068	2372	1621	1249	1027	881	778	703	646	602	568	542	523	508	498	495	497	505	526	602
92	0,1522	0,00067	2396	1638	1262	1038	890	786	710	653	609	574	548	528	514	504	500	502	511	531	609
94	0,1537	0,00067	2421	1655	1274	1046	899	794	718	659	615	580	554	534	519	509	505	507	516	537	615
96	0,1552	0,00066	2445	1671	1287	1059	908	802	725	668	621	586	559	539	524	515	510	512	521	542	621
98	0,1567	0,00065	2468	1687	1300	1069	917	810	732	672	627	592	565	544	529	520	515	517	526	547	627
100	0,1582	0,00065	2492	1703	1312	1078	926	818	739	679	633	597	570	549	534	524	520	522	531	553	633

Cuadro Nro. 8.1.7 - Conductos circulares a superficie libre

**ESFUERZO TRACTRIZ  
PENDIENTES Y DIAMETROS REQUERIDOS**

$$T_t = 0,10 \text{ Kg/m}^2$$

$$n = 0,013$$

$$T_t = 1000 \times R \times i \quad [\text{Kg/m}^2]$$

$$I_{\min} = 0,000217 \times (Q \sim -0,46) \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

$$R = k_3 \times D \quad [\text{m}]$$

$$n = 0,013$$

$$I \text{ de } 3$$

NOTA: PARA SELECCIONAR DIAMETRO, DEBE ADOPTARSE EL DIAMETRO COMERCIAL INMEDIATO SUPERIOR

CORRESPONDE D' 100 m

Q	X	h/D	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
(l/s)	k3 x D	k3	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]
1.00	0.0182	0.00521	286	196	151	124	106	93	85	78	73	69	65	63	61	60	60	60	60	61	63
1.25	0.0202	0.00470	318	217	167	138	118	104	95	87	81	76	73	70	68	67	66	66	67	69	71
1.50	0.0220	0.00432	346	237	182	150	129	114	103	94	88	83	79	76	74	73	72	72	73	74	76
1.75	0.0236	0.00402	372	254	196	161	138	122	110	101	93	88	85	82	80	78	76	75	75	76	78
2.00	0.0252	0.00378	398	271	209	172	147	130	117	108	101	95	91	87	85	83	81	80	80	81	83
2.25	0.0268	0.00358	419	288	221	181	158	137	124	114	106	100	96	92	89	87	85	83	82	83	85
2.50	0.0279	0.00342	440	301	232	191	164	144	130	120	112	106	101	97	94	92	90	88	87	88	90
2.75	0.0292	0.00327	460	315	242	199	171	151	136	125	117	110	105	101	98	95	92	90	89	90	92
3.00	0.0304	0.00314	480	328	252	208	178	157	142	131	122	115	110	106	103	101	100	100	102	102	104
3.25	0.0316	0.00303	498	340	262	216	185	163	148	136	126	119	114	110	107	105	104	104	106	106	108
3.50	0.0327	0.00293	516	352	271	223	192	169	153	140	131	124	118	114	111	109	108	108	110	110	112
3.75	0.0338	0.00283	533	364	280	231	198	175	158	145	135	128	122	117	114	112	111	111	113	113	115
4.00	0.0349	0.00275	549	375	289	238	204	180	163	150	139	132	126	121	118	116	115	115	117	117	119
4.25	0.0359	0.00268	565	386	297	245	210	185	167	154	143	135	129	124	121	119	118	118	120	120	122
4.50	0.0368	0.00261	580	397	305	251	216	190	172	158	147	139	133	128	124	122	121	121	124	124	126
4.75	0.0378	0.00254	595	407	313	258	221	195	176	162	151	143	136	131	128	125	124	125	127	127	129
5.00	0.0387	0.00248	610	417	321	264	227	200	181	166	155	146	139	134	131	128	127	128	130	130	132
5.50	0.0405	0.00238	638	436	336	276	237	209	189	174	162	153	146	141	137	134	133	133	136	136	138
6.00	0.0422	0.00228	664	454	350	288	247	218	197	181	169	159	152	146	142	140	139	139	142	142	144
6.50	0.0438	0.00220	690	471	363	299	256	226	204	188	175	165	158	152	148	145	144	144	147	147	149
7.00	0.0453	0.00213	714	488	376	309	265	234	212	195	181	171	163	157	153	150	149	149	152	152	154
7.50	0.0468	0.00206	738	504	388	319	274	242	219	201	187	177	169	163	158	155	154	154	157	157	159
8.00	0.0483	0.00200	760	520	400	329	283	250	225	207	193	182	174	168	163	160	159	159	162	162	164
8.50	0.0497	0.00195	782	535	412	339	291	257	232	213	199	188	179	172	168	165	163	163	166	166	168
9.00	0.0510	0.00189	804	549	423	348	299	264	238	219	204	193	184	177	172	169	168	168	171	171	173
9.50	0.0523	0.00185	824	563	434	357	306	270	244	225	209	198	189	182	177	173	172	172	176	176	178
10.00	0.0536	0.00180	844	577	445	366	314	277	250	230	214	202	193	186	181	178	178	178	180	180	182
11	0.0561	0.00173	883	604	465	383	328	290	262	241	224	212	202	195	189	186	184	184	188	188	190
12	0.0584	0.00168	920	629	484	398	342	302	273	251	234	221	210	203	197	194	192	192	196	196	198
13	0.0607	0.00160	955	653	503	414	355	313	283	260	243	229	218	211	205	201	199	199	204	204	206
14	0.0628	0.00155	989	676	521	428	367	325	293	269	251	237	226	218	212	208	206	206	211	211	213
15	0.0649	0.00150	1022	698	538	443	380	335	303	278	260	245	234	225	219	215	213	213	218	218	220

ESFUERZO TRACTRIZ  
PENDIENTES Y DIAMETROS REQUERIDOS

$$Tl = 1000 \times R \times l$$

$$l \text{ min} = 0.000217 \times (Q \sim 0.46)$$

$$R = k3 \times D$$

[Kg/m2] [m/m] [m] [m3/s]

$$Tl = 0.10 \text{ Kg/m2}$$

$$n = 0.013$$

$$n = 0.013$$

$$2 \text{ de } 3$$

NOTA: PARA SELECCIONAR DIAMETRO, DEBE ADOPTARSE EL DIAMETRO COMERCIAL INMEDIATO SUPERIOR

Q (l/s)	X k3 x D	h/D k3	0.10 D [mm]	0.15 D [mm]	0.20 D [mm]	0.25 D [mm]	0.30 D [mm]	0.35 D [mm]	0.40 D [mm]	0.45 D [mm]	0.50 D [mm]	0.55 D [mm]	0.60 D [mm]	0.65 D [mm]	0.70 D [mm]	0.75 D [mm]	0.80 D [mm]	0.85 D [mm]	0.90 D [mm]	0.95 D [mm]	1.00 D [mm]
16	0.0669	0.00145	1053	720	555	456	391	346	312	287	267	252	241	232	226	222	220	220	224	233	267
17	0.0686	0.00141	1084	741	571	469	403	358	321	295	275	260	248	239	232	228	228	227	231	240	275
18	0.0707	0.00138	1113	761	586	482	414	365	330	303	283	267	255	245	239	234	232	233	237	247	283
19	0.0725	0.00134	1142	780	601	495	424	375	338	311	290	274	261	252	245	240	238	239	243	253	290
20	0.0743	0.00131	1170	799	616	507	435	384	347	319	297	280	268	258	251	246	244	245	249	259	297
21	0.0760	0.00128	1197	816	630	518	445	393	355	326	304	287	274	264	257	252	250	251	255	265	304
22	0.0777	0.00126	1223	836	644	530	454	401	363	333	311	293	280	270	262	257	255	256	261	271	311
23	0.0793	0.00123	1249	854	658	541	464	410	370	340	317	299	286	275	268	263	261	261	266	277	317
24	0.0809	0.00121	1274	871	671	552	473	418	378	347	324	305	291	281	273	268	268	267	272	283	324
25	0.0825	0.00118	1299	888	684	563	483	426	385	354	330	311	297	286	278	273	271	272	277	288	330
26	0.0840	0.00116	1323	904	697	573	492	434	392	360	338	317	303	292	284	278	276	277	282	293	336
27	0.0855	0.00114	1347	921	709	583	500	442	399	367	342	323	308	297	289	283	281	282	287	298	342
28	0.0870	0.00112	1370	936	721	593	509	450	406	373	348	328	313	302	294	288	286	287	292	304	348
29	0.0884	0.00111	1393	952	733	603	517	457	413	379	354	334	319	307	299	293	291	292	297	308	354
30	0.0899	0.00109	1415	967	745	613	526	464	420	385	359	339	324	312	303	298	295	296	302	314	359
31	0.0913	0.00107	1437	982	757	622	534	472	426	391	365	344	329	317	308	302	300	301	306	318	365
32	0.0926	0.00106	1459	997	768	632	542	479	432	397	371	350	334	322	313	307	304	305	311	323	371
33	0.0940	0.00104	1480	1012	779	641	550	486	439	403	376	355	339	326	317	311	309	310	315	328	376
34	0.0953	0.00103	1501	1026	790	650	558	493	445	409	381	360	343	331	322	316	313	314	320	333	381
35	0.0966	0.00101	1521	1040	801	659	565	498	451	414	386	365	348	335	326	320	318	319	324	337	386
36	0.0979	0.00100	1542	1054	812	668	573	506	457	420	392	370	353	340	331	324	322	323	328	342	392
37	0.0992	0.00099	1562	1067	822	676	580	512	463	425	397	374	357	344	335	329	326	327	333	346	397
38	0.1004	0.00098	1581	1081	833	685	588	519	469	431	402	379	362	349	339	333	330	331	337	351	402
39	0.1017	0.00097	1601	1094	843	693	595	525	475	436	407	384	366	353	343	337	334	335	341	355	407
40	0.1029	0.00095	1620	1107	853	702	602	532	480	441	411	388	371	357	347	341	338	338	345	359	411
41	0.1041	0.00094	1639	1120	863	710	609	538	486	446	416	393	375	361	351	345	342	343	349	363	416
42	0.1053	0.00093	1658	1133	873	718	616	544	491	452	421	397	379	365	355	349	346	347	353	368	421
43	0.1064	0.00092	1676	1146	882	726	623	550	497	457	428	402	383	369	359	353	350	351	357	372	426
44	0.1076	0.00091	1694	1158	892	734	630	556	502	462	430	406	388	373	363	357	354	355	361	376	430
45	0.1087	0.00090	1712	1170	902	742	636	562	508	466	435	410	392	377	367	360	357	358	365	380	435

Cuadro Nro. 8.1.9 - Conductos circulares a superficie libre



**ESFUERZO TRACTRIZ  
PENDIENTES Y DIAMETROS REQUERIDOS**

$$T_t = 1000 \times R \times i \quad [Kg/m^2]$$

$$i_{min} = 0,000217 \times (Q \sim 0,48) \quad [m/m]$$

$$R = k_3 \times D \quad [m]$$

$$T_t = 0,10 \text{ Kg/m}^2$$

$$n = 0,013$$

$$n = 0,013$$

$$3 \text{ de } 3$$

NOTA: PARA SELECCIONAR DIAMETRO, DEBE ADOPTARSE EL DIAMETRO COMERCIAL INMEDIATO SUPERIOR

Q (l/s)	X k3 x D	h/D k3	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00
			D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]	D [mm]
46	0,1089	0,00089	1730	1182	911	749	643	568	513	471	439	415	396	381	371	364	361	362	369	384	439
47	0,1110	0,00089	1748	1195	920	757	649	573	518	476	444	419	400	385	375	368	365	368	372	387	444
48	0,1121	0,00088	1765	1206	929	764	656	579	523	481	448	423	404	389	378	371	368	370	376	391	448
49	0,1132	0,00087	1782	1218	938	772	662	585	528	485	453	427	408	393	382	375	372	373	380	395	453
50	0,1142	0,00086	1799	1230	947	779	668	590	533	490	457	431	412	397	386	379	376	377	383	398	457
52	0,1184	0,00085	1833	1253	965	794	681	601	543	499	465	439	419	404	393	386	383	384	391	406	465
54	0,1185	0,00083	1865	1275	982	808	693	612	553	508	474	447	427	411	400	393	389	391	397	414	474
56	0,1205	0,00082	1898	1297	999	822	705	623	563	517	482	455	434	418	407	399	396	397	404	421	482
58	0,1225	0,00080	1929	1319	1016	836	717	633	572	526	490	462	441	425	414	406	403	404	411	428	490
60	0,1245	0,00079	1960	1340	1032	849	728	643	581	534	498	470	448	432	420	413	409	410	418	435	498
62	0,1284	0,00078	1991	1361	1048	862	740	653	590	542	506	477	455	439	427	419	416	417	424	441	506
64	0,1283	0,00077	2020	1381	1064	875	751	663	599	550	513	484	462	445	433	425	422	423	431	448	513
66	0,1302	0,00076	2050	1401	1079	888	762	673	608	558	521	491	469	452	439	431	428	429	437	454	521
68	0,1320	0,00075	2079	1421	1095	900	772	682	616	566	528	498	476	458	446	438	434	435	443	461	528
70	0,1336	0,00074	2107	1440	1110	913	783	692	625	574	535	505	482	464	452	444	440	441	449	467	535
72	0,1356	0,00073	2135	1460	1124	925	793	701	633	582	542	512	488	471	458	449	446	447	455	473	542
74	0,1374	0,00072	2163	1479	1139	937	804	710	641	589	549	519	495	477	464	455	452	453	461	480	549
76	0,1391	0,00071	2190	1497	1153	949	814	719	649	597	556	525	501	483	470	461	457	459	467	486	556
78	0,1408	0,00070	2217	1516	1167	960	824	726	657	604	563	532	507	489	475	467	463	464	472	492	563
80	0,1425	0,00069	2244	1534	1181	972	834	736	665	611	570	538	513	495	481	472	468	470	478	498	570
82	0,1441	0,00068	2270	1552	1195	983	843	745	673	618	577	544	519	495	481	472	474	475	484	503	577
84	0,1458	0,00068	2296	1569	1209	994	853	753	681	625	583	550	525	506	492	483	479	481	489	509	583
86	0,1474	0,00067	2321	1587	1222	1006	863	762	688	632	590	556	531	512	498	489	485	486	495	515	590
88	0,1490	0,00066	2347	1604	1236	1016	872	770	696	639	596	563	537	517	503	494	490	491	500	520	598
90	0,1506	0,00066	2372	1621	1249	1027	881	778	703	646	602	568	542	523	508	499	495	497	505	526	602
92	0,1522	0,00065	2396	1638	1262	1038	890	786	710	653	609	574	548	528	514	504	500	502	511	531	609
94	0,1537	0,00064	2421	1655	1274	1048	899	794	718	659	615	580	554	534	519	509	505	507	518	537	615
96	0,1552	0,00064	2445	1671	1287	1059	908	802	725	668	621	586	558	538	524	515	510	512	521	542	621
98	0,1567	0,00063	2468	1687	1300	1069	917	810	732	672	627	592	565	544	529	520	515	517	526	547	627
100	0,1582	0,00063	2492	1703	1312	1079	926	818	739	679	633	597	570	549	534	524	520	522	531	553	633

Cuadro Nro. 8.1.10 - Conductos circulares a superficie libre



Despejando el valor de D en (59.1) y reemplazando en la anterior, se obtiene:

$$D = T_t / (250 * j) \quad (59.3)$$

$$j = (5,21 * 10^{-4} * T_t^{1,258} * C^{0,478}) / (Q^{0,478}) \quad (59.4)$$

Reemplazando el valor (59.4) de j en la expresión (59.3) de D, resulta:

$$D = M * Q^{0,478} \quad (60)$$

Donde:

$$M = M_1 * M_2 \quad (61.1)$$

$$M_1 = 1 / (0,130 * C^{0,478}) \quad (61.2)$$

$$M_2 = 1 / T_t^{0,258} \quad (61.3)$$

Es posible, mediante estas expresiones, calcular los valores de M en función de C (características del material) y  $T_t$ . Los resultados obtenidos se muestran en el cuadro 8.1.11.

El valor de j calculado según la expresión (59.4) es el valor mínimo de pérdida de carga unitaria que, para el caudal de diseño y material adoptado, cumple con la condición de esfuerzo tractor a satisfacer.

En consecuencia, la expresión (60) permite calcular, para estas condiciones, el máximo diámetro que es posible adoptar para que se cumpla:

$$T_{tcalc} > T_{tnorma}$$

Siendo  $T_{tnorma}$ , el mínimo valor de esfuerzo tractor aceptado por las normas. Para los valores usuales de C y con  $T_t$  variable entre 0,10 y 0,20 se han confeccionado el Cuadro 8.1.11 y gráfico de la figura 8.1.18.

# Valores de "M" para conducciones circulares en presión

Q [m3/s]

$$D_{\text{máx}} = M * Q^{0,478}$$

Dmáx [m]

Tt [Kg/m2]	C (Hazen y Williams)					
	100	110	120	125	130	140
0.10	1.54	1.47	1.41	1.39	1.36	1.31
0.12	1.47	1.41	1.35	1.32	1.30	1.25
0.15	1.39	1.33	1.27	1.25	1.23	1.18
0.20	1.29	1.23	1.18	1.16	1.14	1.10

Cuadro 8.1.11

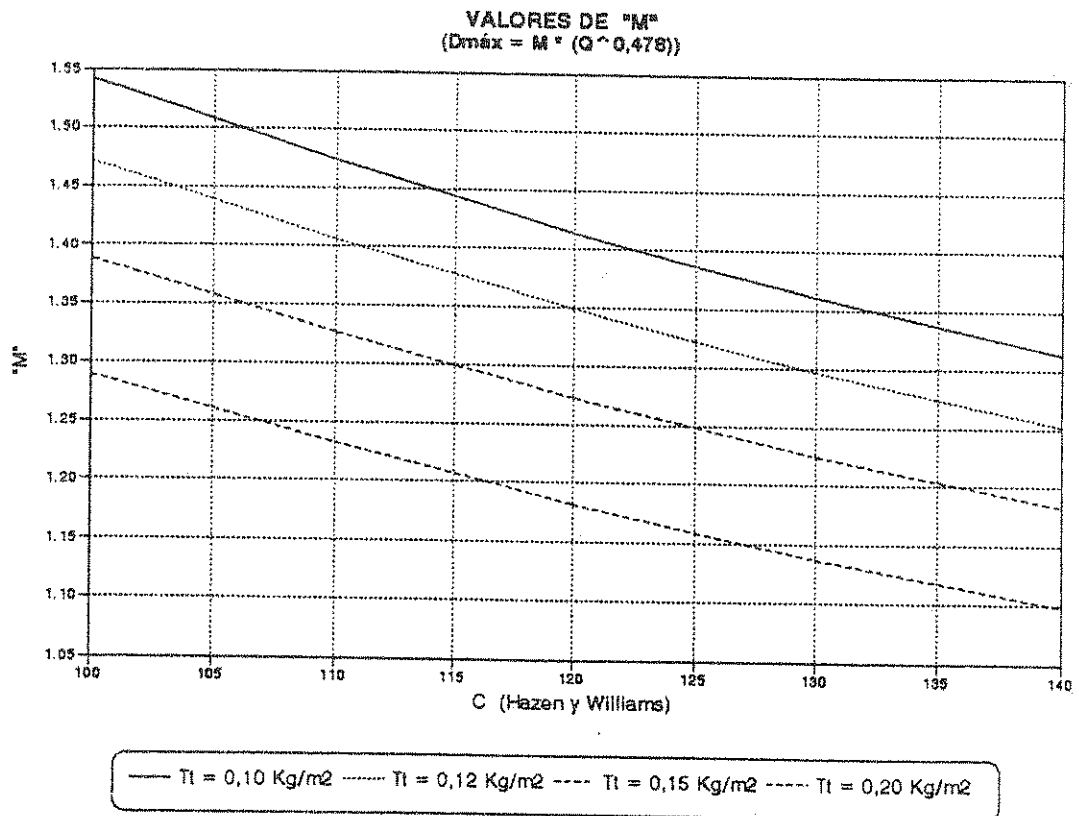


Figura 8.1.18

### 8.1.8.- Velocidad Máxima en Conducciones Cloacales

A medida que se incrementa la velocidad de escurrimiento del líquido en la conducción, es mayor el arrastre de aire que éste produce.

El aire arrastrado se mezcla con el líquido dando lugar a un fluido de menor densidad que, consecuentemente, escurrirá ocupando más volumen que el previsto para el líquido sin aire.

Es una norma de diseño recomendable, proyectar en estos casos de posible incorporación de aire con una relación h/D no superior a 0,5. Además, en esas condiciones, según recomienda AZEVEDO NETTO, la velocidad no deberá exceder un "valor crítico" o "velocidad límite superior", dada por la expresión:

$$U_{\text{máx}} = B * \sqrt{g} * R \quad (62)$$

Siendo:

$U_{\text{máx}}$  = velocidad límite superior (m/s)

B = número de BOUSSISNEQ, cuyo valor es  $B = 6$  para la condición de inicio de arrastre de aire.

g = aceleración de la gravedad ( $\text{m/s}^2$ ).

R = radio hidráulico de la sección de la conducción (m).

Otra ecuación de interés es la que brinda la concentración media de aire, dada por:

$$Ca = 1 - \frac{1}{0,02 * (B-6)^{1,5} + 1} \quad (63)$$

El Ing. AZEVEDO NETTO también ha difundido la ecuación que brinda el aumento del área de pasaje en función de la incorporación de aire arrastrado:

$$\Omega_C = \Omega * \left[ 2 \ln \left( \frac{1}{1 - Ca} \right) + 1 \right] \quad (64)$$

En la (64)  $\Omega_C$  es el "área aumentada" y  $\Omega$  el área original prevista para el escurrimiento del líquido sin aire.

### 8.1.9.- Conceptos de Interés

#### 8.1.9.1.- Comentarios Respecto a las Velocidades de Autolimpieza

El hecho apuntado respecto a que para líquido cloacal la variación de  $n$  con respecto a  $h/D$  es muy acentuado según han demostrado las experiencias de la Universidad de Chile, corroboran que en realidad los criterios de verificación realizadas con la variación de  $CAMP$  resultan conservadores.

En efecto, en el concepto tradicional la velocidad de autolimpieza viene dada por la (46). Se aprecia en esta expresión que el coeficiente  $f$  (relacionado con  $n$  según se ha demostrado), figura en el denominador, por lo que en realidad se obtienen valores mayores que los necesarios. Consecuentemente se tendrá que la fuerza tractiva (proporcional al cuadrado de la velocidad) resultará mayor a la prevista.

De lo expuesto, se deduce que las condiciones reales son más favorables que las que prevé la teoría, lo que nos deja del lado de la seguridad.

#### 8.1.9.2.- Implicancia de los Movimientos Variados en Cloacas

En general, los proyectistas de cloacas no tienen en cuenta al análisis de los movimientos variados.

Ello no obstante, es de interés destacar algunos conceptos intimamente relacionados con el buen funcionamiento de los sistemas de colectoras y cloacas máximas. En el Anexo 8.B se amplían los aspectos de este tema.

El "remansamiento" más probable en la redes obedece a las dos posibilidades esquematizadas en las Figuras 8.1.19 y 8.1.20.

En la parte superior de la misma puede apreciarse un cambio de pendiente de "débil" o "más débil", caso sumamente frecuente en las redes de cloacas.

La necesaria transición de la superficie libre desde el primer tramo uniforme  $h_{U1}$  hasta el tirante uniforme  $h_{U2}$  del segundo, se resuelve en un típico remanso " $D_1$ ", el que tiene como característica fundamental el aumento del tirante con el recorrido con la consecuente reducción de velocidad, y además, un desarrollo muy largo hasta que logra su identificación con el tirante "aguas arriba".

Esto trae como consecuencia una reducción del espacio de ventilación en una importante longitud y la eventual entrada en presión de la conducción (si no se ha

previsto) en un tiempo determinado. Además, la teoría de SHIELDS nos indica que al disminuir la velocidad disminuye la capacidad tractiva del escurrimiento, la que es precisamente proporcional al cuadrado de la velocidad.

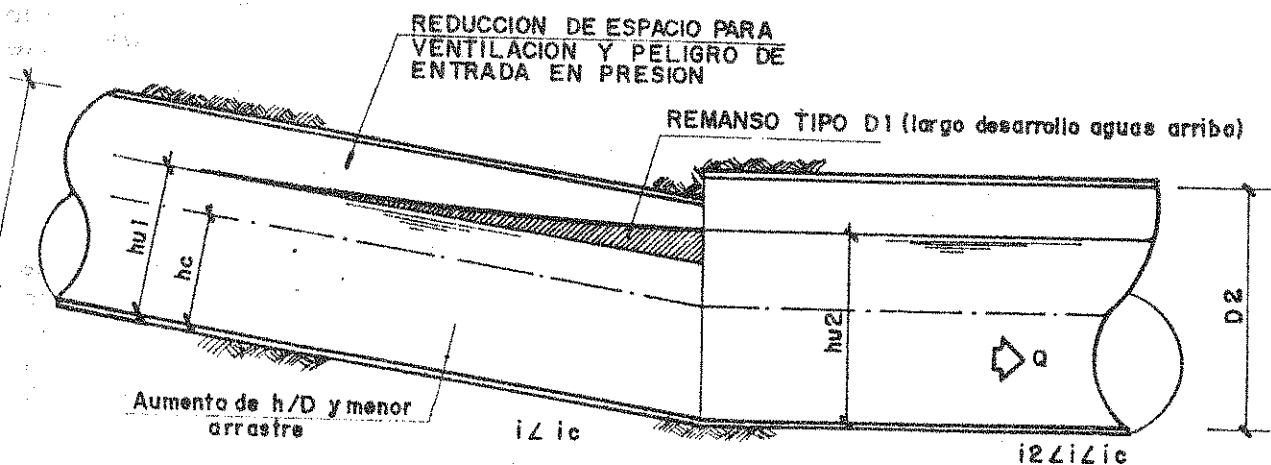


Figura 8.1.19

Remanso por reducción de pendiente

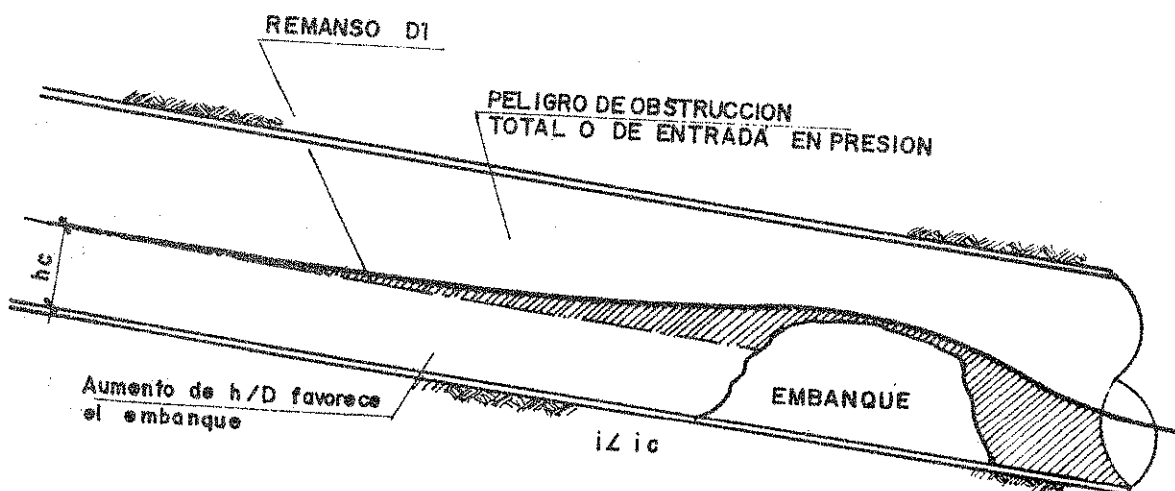


Figura 8.1.20

Remanso por embanque

De lo expuesto se desprende que las condiciones de "autolimpieza" se deterioran en las zonas remansadas, las que son susceptibles de embancamientos más frecuentes.

Por otra parte, los embagues, al generar también una obstrucción o "endicamientos" y generar también una curva "D<sub>1</sub>" cuando el escurrimiento tiene lugar con pendientes menores que la crítica, tienden a crecer en base al proceso apuntado.

De aquí se deducen los siguientes criterios:

- a) Es indispensables el mantenimiento preventivo y sobre todo una frecuencia del mismo acorde con la capacidad de autolimpieza del conducto en estudio.
- b) Los directores e inspectores de obra deben extremar el cuidado en la realización en obra de las pendientes fijadas por el proyectista y sobre todo de no generar artificialmente y por errores en el tendido la problemática de la figura 8.1.19.
- c) Los proyectistas deberán tener en cuenta muy especialmente los cambios de pendientes de "débil" a "más débil" y deberán verificar que no entre en presión la conducción, en el período de vida útil de la misma.

#### 8.1.9.3.- Parámetros de la Sección Crítica

Estos se deducen de la condición analizada en el numeral 8.B.2 del Anexo y que deberán cumplir los parámetros de la sección crítica:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{\Omega_C^3}{B_C}$$

Donde:

Q = caudal (m<sup>3</sup>/s)

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

Ω<sub>C</sub> = área líquida de la sección crítica (m<sup>2</sup>)

B<sub>C</sub> = ancho superficial (m)

Recordando la expresión de CHEZY-MANNING para el caudal y para la sección crítica (de tirante crítico h<sub>c</sub>), se tiene:

$$Q = \frac{\Omega_C}{n} * R_C^{2/3} * i^{1/2}$$

elevando al cuadrado y dividiendo por  $g$  se obtiene la condición de base:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{\Omega_C^2 * R_C^{4/3} * i}{n^2 * g}$$

De la expresión anterior:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{\Omega_C^3}{B_C}$$

igualando, resulta:

$$\frac{n^2 * g}{i} = \frac{\Omega_C^2 * R_C^{4/3} * B_C}{\Omega_C^3}$$

Recordando que  $R_C = \Omega_C / X_C$ , se obtiene:

$$\frac{n^2 * g}{i} = \frac{\Omega_C^2}{\Omega_C^3} * \frac{\Omega_C^{4/3}}{X_C^{4/3}} * B_C = \frac{\Omega_C^{1/3} * B_C}{X_C^{4/3}}$$

Recordando las (10), (11) y (14) y reemplazando, se tiene:

$$\frac{g * n^2}{i} = \left[ \frac{(2r)^2}{8} (\theta - \text{sen}\theta) \right]^{1/3} * \frac{2 r \text{ sen } \theta/2}{r^{4/3} * \theta^{4/3}}$$

siendo  $r$  el radio de la sección circular y  $\theta$  el ángulo central. Operando, queda finalmente la ecuación (65):

$$\begin{aligned} \frac{g * n^2}{i * r^{1/3}} &= \frac{2^{2/3} * (\theta - \text{sen}\theta)^{1/3} * \text{sen } \theta/2}{\theta^{4/3}} = \\ &= \frac{1,587 * (\theta - \text{sen}\theta)^{1/3} * \text{sen}\theta/2}{\theta^{4/3}} \end{aligned} \quad (65)$$

De la (15) escrita para las condiciones de escurrimiento crítico, se desprende que:

$$\frac{hc}{r} = 1 - \cos \theta/2$$

por lo que para cada ángulo  $\theta$  es factible obtener la correlación entre  $hc/r$  y la relación indicada en la (65), lo que posibilita graficarla tal como se indica en la figura 8.1.21.

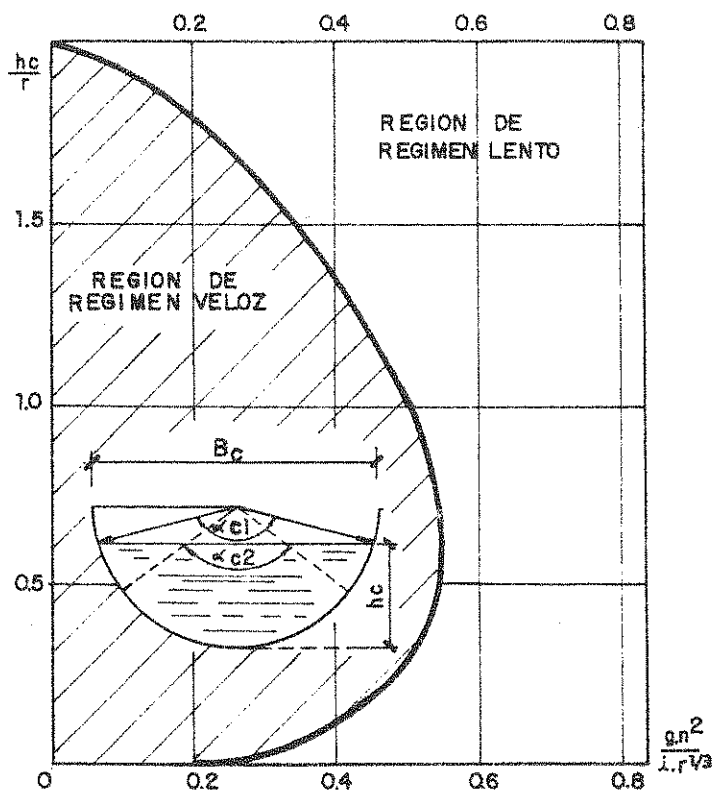


Figura 8.1.21

Condición de tirante crítico en secciones segmento de círculo

El gráfico aludido, teniendo en cuenta que la función indicada separa la región de los escurrimientos veloces de la región de los escurrimientos lentos, posibilita determinar el tipo de escurrimiento para cada caso. En efecto, determinando con la (15) la relación  $h/r$ , y con la (47) el valor correspondiente de la abcisa, es posible definir así, si el escurrimiento es veloz o lento según quede ubicado en la figura 8.1.21.

#### 8.1.10.- Cálculo del Escalón en Boca de Registro

El cálculo hidráulico se realiza en régimen uniforme, pero las singularidades en las conducciones cambian las condiciones del escurrimiento, dando lugar a la problemática de los movimientos graduados (remansos), tal como se ha descripto oportunamente.



Con el objeto de evitar, o al menos minimizar los efectos apuntados, es deseable proyectar "pequeños saltos" o "escalones" en la boca de registro en la que inevitablemente se materializa la singularidad origen del problema a resolver, puesto que todo cambio en las condiciones del escurrimiento debe estar precedido justamente por un acceso a la conducción, posibilitado por esa estructura.

Evidentemente, esta singularidad sólo puede hacerse en el tipo de acceso previsto como "boca de registro tradicional", así llamado en contraposición a otros tipos de accesos más económicos que serán tratados oportunamente.

Para los cálculos se considera a las colectoras como si estuvieran unidas en el eje de la "boca de registro".

En la figura 8.1.22 se pueden apreciar los conceptos y los parámetros puestos en juego.

En realidad el cálculo se basa en diseñar un salto "escalón"  $h_i$  (diferencia de cotas de invertido), tal que la transición de la línea de energía dada por  $h_{LE}$  sea suave y en especial para la superficie libre se busca que no exista transición.

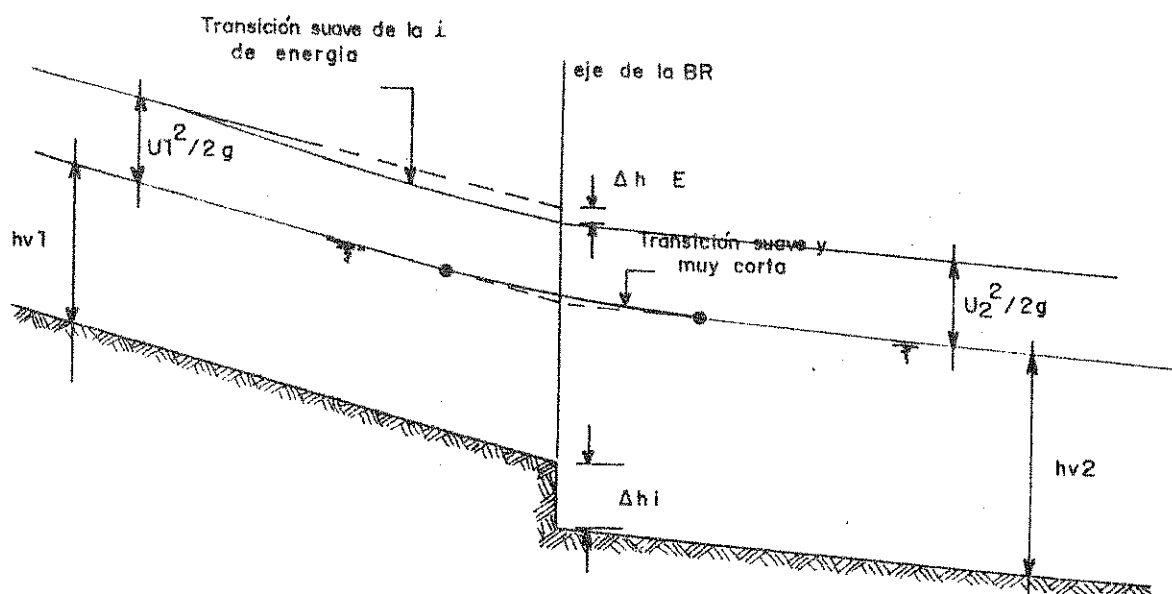


Figura 8.1.22

Pequeño salto o escalón

En general  $\Delta h_{LE}$  es pequeña y ha sido estudiada por J. HIND y T.R. CAMP que la evalúan con la ecuación:

$$\Delta h_{LE} = k * \left( \frac{U^2}{2g} \right) \quad (66)$$

En la que  $(U^2/2g)$  es el cambio de "energía cinética" entre las condiciones antes y después de la singularidad y k es un coeficiente experimental que vale 0,1 para regímenes acelerados y 0,2 para regímenes retardados.

De la figura 8.1.12 surge que:

$$h_{U1} + \frac{U_1^2}{2g} + h_i = h_{U2} + \frac{U_2^2}{2g} + \Delta h_{LE}$$

por lo que:

$$\Delta h_i = \left( h_{U2} + \frac{U_2^2}{2g} \right) - \left( h_{U1} + \frac{U_1^2}{2g} \right) + \Delta h_{LE} \quad (67)$$

Reemplazando en la (67) la (66) dada por CAMP y HIND:

$$\Delta h_i = \left( h_{U2} + \frac{U_2^2}{2g} \right) - \left( h_{U1} + \frac{U_1^2}{2g} \right) + k \left( \frac{U_2^2}{2g} - \frac{U_1^2}{2g} \right)$$

por lo que para "régimen retardado" se tiene:

$$\Delta h_i = (h_{U2} - h_{U1}) + 1,1 * \left( \frac{U_2^2}{2g} - \frac{U_1^2}{2g} \right) \quad (68)$$

y para "régimen acelerado"

$$\Delta h_i = (h_{U2} - h_{U1}) + 1,2 * \left( \frac{U_2^2}{2g} - \frac{U_1^2}{2g} \right) \quad (69)$$

Las ecuaciones (68) y (69) están deducidas para el caso de "alineamientos rectos". En el caso que no se cumpla esta condición y para tener en cuenta las pérdidas locales, se deberá utilizar la expresión brindada por SIMON AROCHA, en su libro "Cloacas y Drenajes":

$$H_C = k_C * \frac{Un^2}{2g} \quad (70)$$

En la que:

$H_C$  = pérdida de carga en la transición.

$k_C$  = coeficiente función del ángulo en la transición.

$Un$  = la mayor de las velocidades en la transición.

El gráfico de la figura 8.1.23 permite obtener  $H_C$  en función de  $Un$  e indica los valores de  $k_C$  para distintos casos.

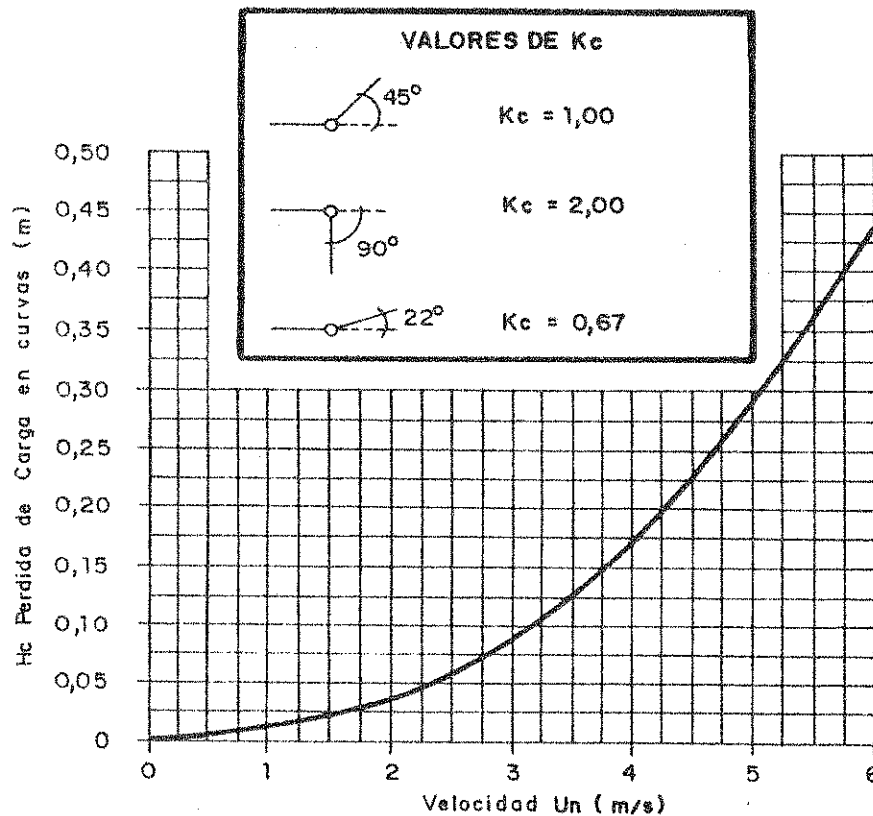


Figura 8.1.23

Pérdidas de carga por cambio de dirección en las bocas de registro (tomar vel. mayor)

En este caso, la ecuación general para el cálculo del "escalón" resulta:

$$\Delta h_i = (h_{U2} - h_{U1}) + \left( \frac{U_2^2 - U_1^2}{2g} \right) + k \frac{U_1^2}{2g} + k_C \frac{U_n^2}{2g} \quad (71)$$

Es de destacar que  $\Delta h_i$  podría dar valores negativos, lo que implicaría un ascenso del invertido de la conducción aguas abajo. Es evidente que esta alternativa no debe usarse en cloacas, puesto que tal singularidad generaría una situación favorable a la acumulación de sedimentos con el consiguiente peligro de obstrucción.

En tales casos, lo aconsejable es hacer  $\Delta h_i = 0$ , o enrasar los "intradós" de ambas cañerías con lo que  $\Delta h_i$  sería igual a la diferencia de diámetros.

#### 8.1.11.- Cálculo Hidráulico de un Sifón Invertido

El sifón invertido puede estudiarse como un caño a presión, con un caudal - y velocidad consecuente - originado por una diferencia de presiones relativamente pequeñas. Las velocidades deberán minimizar la posibilidad de sedimento de sólidos insolubles pese a lo cual, la estructura deberá presentar en su diseño la posibilidad de acceso para eventuales desobstrucciones y mantenimiento preventivo. Las velocidades aconsejables son de 1,5 m/s o más y se establece como mínimo la velocidad de 0,9 m/s.

El uso del "sifón invertido" es obligado cuando un colector debe salvar alguna depresión natural, artificial o alguna estructura o servicio existente y que resulta imposible modificar.

Dado que, en general, el sifón es de relativamente corta longitud, la evaluación de las pérdidas localizadas pueden constituir en este caso, una necesidad sumamente justificada.

Para el cálculo valen todas las apreciaciones hechas en el numeral 8.A.5.3. del Anexo A "Conceptos Básicos de la Hidráulica Unidimensional". Ello no obstante, dada la naturaleza del líquido cloacal, es de interés tener en cuenta los datos y recomendaciones que siguen:

- a) Pueden ser utilizados los criterios de cálculo presentados en el presente capítulo 8.1, basados en fórmulas racionales o empíricas.
- b) En caso de utilizar criterios y fórmulas no presentadas en este capítulo, el proyectista justificará el material elegido y realizará comparaciones que demuestren la ventaja de su utilización.

- c) Se aconseja el uso de las fórmulas racionales con el valor  $\sqrt{\nu} = 1,3 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  a menos que el proyectista realice y presente el estudio que demuestre la conveniencia del valor a proponer.
- d) Para el valor de la rugosidad absoluta  $k$  se utilizarán los valores provistos por los fabricantes o los que figuren en los manuales de hidráulica.
- e) Para evaluar la pérdida localizada en los codos, se recomienda la expresión brindada por SIMON AROCHA en su libro "Cloacas y Drenajes":

$$J_c = 0,25 * \frac{U^2}{2g} * \sqrt{\frac{\alpha^\circ}{90^\circ}} \quad (72)$$

En la que:

$J_c$  = pérdida localizada en cada codo (m).

$U$  = velocidad en el sifón invertido (m/s).

$\alpha$  = ángulo formado entre el eje del codo y la horizontal.

$g$  = aceleración de la gravedad ( $\text{m/s}^2$ ).

- f) Cuando un sólo conducto no posibilite las velocidades recomendadas como mínimas para todo  $h/D$ , podrán instalarse uno o más conductos en paralelo, diseñados de manera tal que se verifiquen las velocidades mínimas requeridas.
- g) El proyectista deberá diseñar y calcular las cámaras de ingreso y salida de manera adecuada para que la alimentación a los conductos posibilite el trabajo eficiente de los mismos.

#### 8.1.12.- Conducciones de Material Cementicio y su Verificación a la Corrosión por $\text{SH}_2$

##### 8.1.12.1.- Generalidades

Uno de los problemas más importantes que pueden presentar los conductos cloacales es la corrosión producida por la acción del gas sulfuro de hidrógeno ( $\text{SH}_2$ ).

La evacuación de líquidos cloacales con conducciones de hormigón simple o armado es de vasta aplicación, pero esta gran experiencia ha llevado a la

conclusión que los mismos son atacados por el  $\text{SH}_2$ , reduciendo el espesor de la pared del caño en la parte superior, llegando en algunos casos al extremo de la desaparición de dicho espesor.

Evidentemente ésto implica serios inconvenientes ya que en los casos extremos aludidos puede producirse la destrucción total o parcial del escurrimiento, debido a derrumbes de la parte superior.

En los casos en que la corrosión tiene una intensidad menor, se produce un debilitamiento de la pared de la conducción, que reduce la capacidad resistente a las cargas externas y aumenta la probabilidad de colapsos en lapsos menores a su vida útil estimada.

Los organismos licitantes, en tanto, ante estos efectos desfavorables, exigen invariablemente en el caso de diámetros importantes, la protección del tercio superior de la conducción con revestimientos adecuados cuya concreción es costosa y dificultosa.

En el caso de caños de diámetro pequeño de  $\text{H}^{\circ}\text{S}^{\circ}$ , la gran dificultad de realizar la protección aludida lleva a que los mismos sean instalados sin protección alguna.

El fibrocemento, por su parte, presenta características particulares, como la de estar libre de agregados, con lo cual se logra un material más denso, hecho muy beneficioso para evitar la corrosión. En efecto, una alta densidad minimiza la posibilidad de penetración de sustancias agresivas en el seno del material.

Las causas del ataque corrosivo son conocidas por los especialistas:

- Concentración mayor a 0,5 ppm de  $\text{SH}_2$  en el espacio destinado a ventilación, debido a insuficiencia de ésta.
- Presencia de bacterias que atacan el cemento.
- Carga orgánica del líquido, evaluada en DBO.
- Condensación en las paredes del caño por sobre el nivel del agua.
- Temperaturas entre  $10^{\circ}$  y  $50^{\circ}$  C (la acción crece con la temperatura). Fuera de este rango de temperaturas la producción de  $\text{SH}_2$  disminuye sensiblemente, hecho que muestra la importancia de la corrosión en zonas de clima cálido.
- Posibilidad de embancamiento de materia orgánica debido a la escasa pendiente y como consecuencia de la baja velocidad.

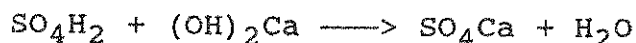
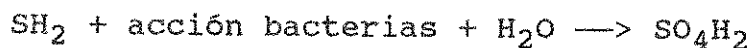
En Estados Unidos, el investigador R. D. Pomeroy propuso una fórmula empírica. La misma relaciona todas las causas mencionadas y permite la cuantificación de la acción corrosiva sobre conductos de material cementicio tales como hormigón o fibrocemento.

#### 8.1.12.2.- Breve Descripción del Proceso Corrosivo Atribuido al $\text{SH}_2$

En los casos en que las condiciones del escurrimiento del líquido cloacal no son ideales, se producen deposiciones de barro debajo de la masa líquida, de este modo se hace posible la digestión anaeróbica de la sustancia orgánica presente en su constitución. Uno de los subproductos de las complejas reacciones químicas es el sulfuro de hidrógeno en estado gaseoso que posibilita la acción oxidante de los microorganismos denominados "Thiobacillus concretivorus" lo que en presencia del agua produce "ácido sulfúrico". No es el sulfuro de hidrógeno el que ataca las paredes de la conducción, sino que es el ácido sulfúrico el que las deteriora al reaccionar con el hidróxido de calcio, una de las sustancias constitutivas del caño tanto en el caso de los hormigones o del fibrocemento.

El sulfato formado por la reacción entre el ácido sulfúrico y el hidróxido de calcio, reacciona con los aluminatos cálcicos del cemento y da finalmente una macromolécula compleja, de gran tamaño relativo, por la incorporación de muchas moléculas de agua en la reacción. Este abrupto crecimiento molecular produce el colapso interno del cemento y el fenómeno se conoce como "corrosión por expansión de los sulfatos".

Podemos expresar el fenómeno en términos de reacciones químicas y en forma cualitativa de la siguiente manera:



El sulfuro de calcio reacciona con el aluminato tricálcico del cemento ( $3 \text{CaOAl}_2\text{O}_3$ ) y el agua.



que es la macromolécula que produce la expansión.

En caños de material cementicio sólo es atacada la superficie del caño sobre el líquido cloacal. El ácido sulfúrico transforma el material del caño en una masa pastosa que consiste principalmente en sulfato de calcio y la arena usada para la fabricación del mismo. La figura 8.1.24 muestra un modelo clásico de corrosión.

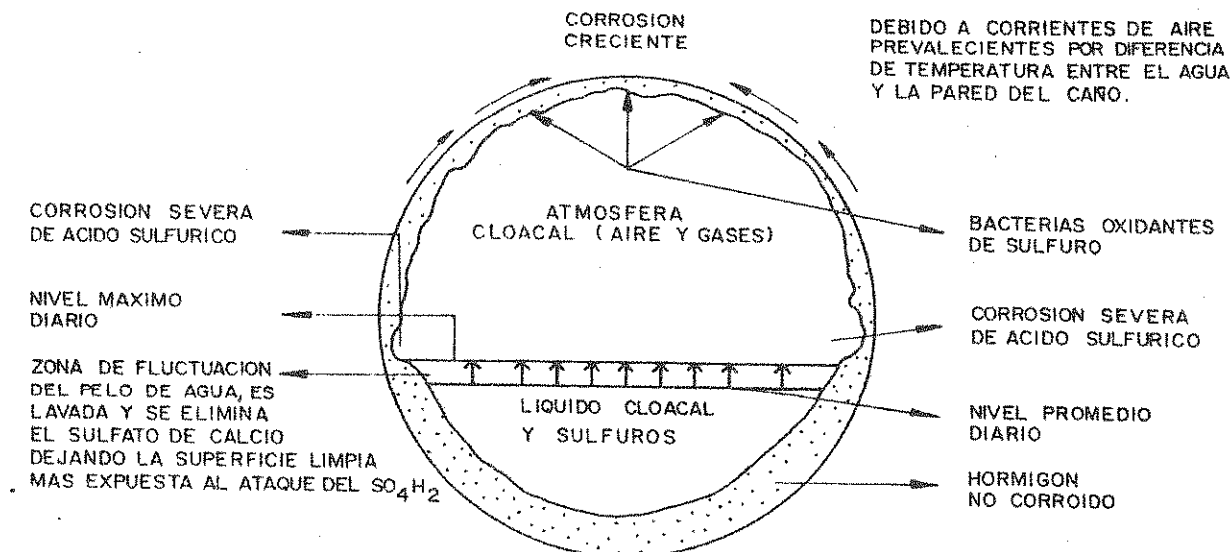


Figura 8.1.24

#### Modelo de ataque por $\text{SH}_2$

Para concluir, mencionaremos las condiciones simultáneas que deben darse para que exista corrosión derivada del  $\text{SH}_2$ :

- Pendiente de la conducción escasa o nula que permita el embancamiento de barros biológicamente activos en condiciones anaeróbicas.
- Escasa o nula aireación del líquido que escurre, ya sea por una deficiencia del proyecto o mal mantenimiento de la ventilación, lo cual favorece la acción de bacterias oxidantes del  $\text{SH}_2$ .
- Temperaturas relativamente altas. Entre los  $27^\circ$  y  $39^\circ\text{C}$  se presenta la máxima generación de  $\text{SH}_2$ . Debajo de  $10^\circ\text{C}$  la producción es casi nula. Es evidente entonces que el problema es más agudo en zonas cálidas. En las zonas frías se da ocasionalmente y durante el verano.

#### 8.1.12.3.- La Fórmula de Pomeroy

Mediante experimentación y analizando instalaciones en caños de hormigón, el investigador R. D. Pomeroy determinó relaciones entre las variables ligadas al proceso de corrosión por  $\text{SH}_2$ . Permite de este modo relacionar por medio de un índice, parámetros hidráulicos con la temperatura y la demanda bioquímica de oxígeno, los cuales hasta ese momento eran manejados en forma aislada.



El Índice de Pomeroy posibilita evaluar un eventual ataque corrosivo por  $\text{SH}_2$  y en el caso que se produzca cuantificar la magnitud del mismo. Además, brinda elementos de juicio para seleccionar el material del caño, establecer la necesidad o no de revestirlos y preveer la vida útil de la conducción.

El Índice de Pomeroy está definido por la siguiente expresión:

$$I_p = \frac{3 \text{ (DBO}_5\text{)}}{i^{1/2} * Q_{LO}^{1/3}} * \frac{X}{B_5} * 1,069^{(T-20^\circ)}$$

En la que:

$I_p$  = índice de Pomeroy (adimensional)

$\text{DBO}_5$  = demanda bioquímica de oxígeno (mg/l)

$X$  = perímetro mojado (m)

$i$  = pendiente de la conducción (adimensional)

$Q_{LO}$  = caudal mínimo de autolimpieza, definido en el numeral de la Norma 2.3 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$B_5$  = ancho superficial (m)

$T$  = temperatura del agua ( $^\circ\text{C}$ )

Las experiencias demuestran que:

- Para  $I_p > 7.500$  tiene lugar el ataque corrosivo importante para los hormigones.
- Para  $I_p > 23.000$  tiene lugar el ataque corrosivo para los caños de fibrocemento.

Para el cálculo del Índice de Pomeroy se debe contar con la temperatura del líquido, la  $\text{DBO}_5$  y los datos hidráulicos. Estos últimos pueden calcularse mediante las tablas de Woodward y Posey, pero la relación  $X/B_5$  debe calcularse.

Si recordamos las expresiones (10) y (14) de la sección "segmento de círculo" (numeral 8.1.2.1) y las dividimos, obtendremos:

$$\frac{X}{B_5} = \frac{\theta * D/2}{D * \text{sen } \theta/2} = \frac{1}{2} * \frac{\theta}{\text{sen } \theta/2} \quad (73)$$

Además: 
$$\cos \frac{\theta}{2} = 1 - 2 * \frac{h}{D}$$

con lo cual podemos calcular la relación  $X/B_S$  dada por la ecuación (73). Con ello, reemplazando en la expresión del Índice de Pomeroy se obtiene el valor buscado.

#### 8.1.12.3.- Pendientes mínimas recomendables

Podemos utilizar el Índice de Pomeroy para definir una pendiente mínima de modo de no utilizar revestimientos que encarecerán el proyecto.

Despejando la pendiente de la fórmula de Pomeroy tendremos:

$$i^{1/2} = \frac{3 * DBO_5}{I_p * Q^{1/3}} * \frac{X}{B_S} * 1,069(T-20^\circ)$$

en la cual la  $DBO_5$ , la temperatura y el índice de Pomeroy son valores fijados previamente, de acuerdo a las características del líquido cloacal, el clima de la región y los materiales alternativos a utilizar.

Si agrupamos por un lado los valores fijos, tendremos:

$$i^{1/2} = \left[ \frac{3 * DBO_5}{I_p} * 1,069(T-20^\circ) \right] * \left( \frac{X}{Q^{1/3} * B_S} \right)$$

Según la ecuación de Chezy y la fórmula de Manning, el caudal se puede obtener como:

$$Q = \frac{\Omega}{n} * R^{2/3} * i^{1/2}$$

$$Q = \frac{\Omega^{1/3}}{n^{1/3}} * R^{2/9} * i^{1/6}$$

Si sustituimos esta última expresión en la ecuación anterior, sin olvidar que en este caso  $Q$  está expresado en

m<sup>3</sup>/s y en la fórmula de Pomeroy Q se encuentra en L/s llegamos a la siguiente expresión:

$$i^{1/2} = \left( \frac{3 * DBO_5 * 1,069(T-20^\circ)}{I_p} \right) * \left( \frac{n^{1/3} * X}{10 B_S * r^{1/3} * R^{2/9} * i^{1/6}} \right)$$

Despejando nuevamente i será:

$$i^{1/2} * i^{1/6} = i^{2/3} = \left( \frac{3 * DBO * 1,069(T-20^\circ)}{I_p} \right) * \left( \frac{n^{1/3} * X}{10 B_S * r^{1/3} * R^{2/9}} \right)$$

$$i = \left( \frac{3 * DBO * 1,069(T-20^\circ)}{I_p} \right)^{3/2} * \left( \frac{n^{1/2} * X^{3/2}}{10^{3/2} * B_S^{3/2} * r^{1/2} * R^{1/3}} \right)$$

Si recordamos que:

$$R = \Omega / X$$

será:

$$i = \left( \frac{3 * DBO * 1,069(T-20^\circ)}{I_p} \right)^{3/2} * \left( \frac{X * n^{1/2}}{10^{3/2} * B_S^{3/2} * R^{5/6}} \right)$$

si reemplazamos los valores de R, B<sub>S</sub> y X en función de θ la ecuación se transforma en:

$$i = \left( \frac{3 * DBO * 1,069(T-20^\circ)}{I_p} \right)^{3/2} * \left( \frac{\theta * n^{1/2}}{19,62 * d^{4/3} * \sin^{3/2} \theta * \frac{\theta}{2} \left( 1 - \frac{\sin \theta}{\theta} \right)^{5/6}} \right) \quad (74)$$

siendo  $\theta = 2 \arccos \left( 1 - \frac{2h}{d} \right)$

La expresión (74) permite determinar la pendiente mínima que no originará corrosión por  $\text{SH}_2$  para los datos del proyecto.

#### 8.1.12.4.- Programa BASIC para el cálculo del Índice de Pomeroy

Se transcribe un programa que permite calcular el Índice de Pomeroy para una sección segmento de círculo. Se presentan dos opciones previas al cálculo de verificación:

- a) Obteniendo el caudal  $Q$  a partir de la relación  $h/d$
- b) Obteniendo la relación  $h/d$  a partir del caudal  $Q$

El programa requerirá para ello los siguientes datos:

- a) Diámetro de la conducción expresado en mm
- b) Elección del material. Para ello ofrece las siguientes opciones:
  - 1) Fibrocemento
  - 2) Hormigón
  - 3) Otros materiales (cementicios)
- c) Coeficiente  $n$  de Manning
- d) Pendiente del conducto, (mm/m)
- e) DBO, (mg/L)
- f) Temperatura ( $^{\circ}\text{C}$ )

Con los datos precedentes el programa calcula el caudal  $Q_{LL}$  para la sección llena. Luego presenta las dos opciones mencionadas inicialmente: con la opción 1 se obtendrá la relación  $h/D$  para un caudal  $Q$  en L/s y con la 2 se calculará  $Q$  para  $h/D$  conocido. En ambos casos, los caudales deberán efectuarse para  $Q = Q_{LO}$ .

Para concluir, el programa calcula el valor del Índice de Pomeroy e informa sobre la necesidad de revestimiento interno. Es posible luego modificar la relación  $h/D$ , o el caudal y recalcular.

```
10 REM"CALCULO DE CONDUCTOS A SUPERFICIE LIBRE Y VERIFICACION DE POMEROY
30 CLS
40 PRINT"CONDUCTO CIRCULAR"
50 PRINT:INPUT"DESEA CALCULAR EL DIAMETRO (S/N)";SS$
60 IF SS$="S" OR SS$="s" THEN 90
70 PRINT:PRINT"VERIFICACION DE CAUDAL O TIRANTE E INDICE DE POMEROY":PRINT
80 PRINT:INPUT"DIAMETRO DEL CONDUCTO (MM)";D:D=D/1000
```

```

90 PRINT
100 PRINT"MATERIAL DE LA CONDUCCION:";PRINT"1)FIBROCEMENTO";PRINT"2)HORMIGON";PRINT"3)OTROS MATERIALES
110 INPUT"TECLEE EL NUMERO DE MATERIAL QUE CORRESPONDA";MA
120 IF MA<1 OR MA>3 THEN 100
130 PRINT
140 INPUT"VALOR N DE MANNING";N
150 PRINT
160 INPUT"PENDIENTE DEL CANAL (EN MM/M)";I:I=I/1000:PRINT
170 IF MA=3 THEN 210
180 INPUT"DEMANDA BIOLOGICA DE OXIGENO (mg/l)";DB:PRINT
190 INPUT"TEMPERATURA";TP:PRINT
200 IF TP<20 THEN PRINT"PARA TEMPERATURAS MENORES DE 20 GRADOS EL PROBLEMA DE CORROSION SE REDUCE ";PRINT
210 PI=3.1415926#
220 IF SS$="S" OR SS$="s" THEN 900
230 Q0=PI*D^(8/3)*SQR(I)/(N*4^(5/3))
240 ULL=Q0*4/(PI*D^2)
250 PRINT:PRINT"CAUDAL PARA SECCION LLENA ="Q0*1000"/s":PRINT
260 PRINT"VELOCIDAD PARA SECCION LLENA U="ULL"/m/s":PRINT
270 IF LXT=1 THEN OP=1: GOTO 550
280 PRINT"OPCIONES":PRINT"1)A PARTIR DEL CAUDAL Q SE CALCULA H/D"
285 PRINT"2)A PARTIR DE H/D SE CALCULA EL CAUDAL Q":PRINT
290 INPUT"ELIJA OPCION";OP
300 IF OP=1 THEN 510
310 IF OP=2 THEN 330
320 IF OP<1 OR OP>2 THEN 280
330 PRINT:INPUT"RELACION PROMEDIO H/D ";HD
340 C1=1-2*HD:H=HD*D
350 T=-ATN(C1/SQR(-C1*C1+1))+1.5708
360 A=D*D*(T-.5*SIN(2*T))/4
370 R=D*(1-(SIN(2*T))/(2*T))/4
380 Q=A*R^(2/3)*SQR(I)/N
390 PRINT:PRINT"EL DIAMETRO ES="D*1000"mm"
400 PRINT:PRINT"PARA LA RELACION H/D="HD" EL CAUDAL ES Q="Q*1000"/s":PRINT
410 XB=T/SIN(T)
420 IP=3*DB*XB*1.069^(TP-20)/(1-.5*(1000*Q)^.333)
430 PRINT:PRINT"INDICE DE POMEROY IP="IP:PRINT
440 IF MA=1 AND IP<=23000 THEN PRINT"LA CONDUCCION NO NECESITA REVESTIMIENTO INTERNO"
450 IF MA=1 AND IP>23000 THEN PRINT"LA CONDUCCION NECESITA REVESTIMIENTO INTERNO"
460 IF MA=2 AND IP<=7500 THEN PRINT"LA CONDUCCION NO NECESITA REVESTIMIENTO INTERNO"
470 IF MA=2 AND IP>7500 THEN PRINT"LA CONDUCCION NECESITA REVESTIMIENTO INTERNO"
480 IF MA=3 THEN PRINT"EL INDICE DE POMEROY ES VALIDO SOLO PARA MATERIALES CEMENTICIOS"
490 PRINT
500 GOTO 730
510 PRINT:INPUT"CAUDAL Q (l/s)";Q:Q=Q/1000:FX=Q
520 Q0=PI*D^(8/3)*SQR(I)/(N*4^(5/3))
530 T1=5.2816
540 Q1=1/N*(D^(8/3)/20.159*I^-.5*(T1-SIN(T1))*(1-(SIN(T1))/T1)^(2/3))
550 IF Q>Q0 THEN PRINT:PRINT"EL CAUDAL REQUERIDO ES MAYOR QUE EL CORRESPONDIENTE A SECCION LLENA "
560 IF Q>Q1 THEN PRINT:PRINT"EL CAUDAL REQUERIDO ES MAYOR QUE EL ADMISIBLE":GOTO 730
570 IF Q=Q0 THEN PRINT"EL CAUDAL REQUERIDO CORRESPONDE A SECCION LLENA"
580 IF Q>(Q0/2) THEN T1=PI
590 IF Q<(Q0/2) THEN T1=.01
600 IF Q=(Q0/2) THEN HD=.5:GOTO 710
610 FQ=Q-1/N*(D^(8/3)/20.159*I^-.5*(T1-SIN(T1))*(1-(SIN(T1))/T1)^(2/3))
620 IF(ABS(FQ))>FX THEN 660
630 IF(ABS(FQ))<=FX THEN TX=T1:FX=ABS(FQ)

```

```

640 TI=TI+.01
650 GOTO 610
660 IF TI>5.29 THEN PRINT"EL CAUDAL ES MAYOR AL ADMISIBLE"
670 T=TX/2
680 HD=(1-COS(T))/2 :H=HD*D
690 PRINT:PRINT"EL DIAMETRO ES="D*1000"mm"
700 PRINT:PRINT"PARA EL CAUDAL Q="Q*1000"l/s ";
710 PRINT"LA RELACION H/D="HD:PRINT:PRINT"EL TIRANTE ES H="H"m"
720 GOTO 410
730 PRINT:PRINT"DESEA MODIFICAR LA PENDIENTE I (S/N)CON D CONSTANTE";
740 INPUT B$
750 PRINT
760 IF B$="N" OR B$="n" GOTO 790
770 INPUT"PENDIENTE I (mm/m)";I:I=I/1000
780 GOTO 340
790 PRINT"DESEA MODIFICAR LA RELACION H/D (S/N)CON D CONSTANTE";
800 INPUT B$
810 PRINT
820 IF B$="S" OR B$="s" GOTO 330
830 PRINT"DESEA MODIFICAR EL CAUDAL Q (S/N)CON D CONSTANTE";
840 INPUT C$:PRINT
850 IF C$="S" OR C$="s" THEN 510
860 PRINT"DESEA IMPRIMIR (S/N)";
870 INPUT A$
880 IF A$="S" OR A$="s" GOTO 1040
890 GOTO 1190
900 INPUT"CAUDAL Q(l/s)";Q:Q=Q/1000:FX=Q
910 PRINT
920 INPUT"RELACION H/D";HD
930 C1=1-2*HD:H=HD*D
940 T=-ATN(C1/SQR(-C1*C1+1))+1.5708
950 A1=(T-.5*SIN(2*T))/4
960 R1=(1-(SIN(2*T))/(2*T))/4
970 D=((Q*N)/(A1*R1^(2/3)*SQR(1)))^(3/8)
980 PRINT:PRINT"EL DIAMETRO ES D="D*1000 "mm"
990 PRINT:INPUT"DESEA ADOPTAR UN DIAMETRO COMERCIAL (S/N)";DC$
1000 IF DC$="N" OR DC$="n" THEN 410
1010 PRINT
1020 IF DC$="S" OR DC$="s" THEN INPUT"DIAMETRO COMERCIAL ADOPTADO [mm]";D:D=D/1000
1030 LXT=1: GOTO 230
1040 LPRINT"CALCULO DE CLOACAS":LPRINT:LPRINT
1050 LPRINT"EL DIAMETRO ES D="D*1000"mm":LPRINT
1060 LPRINT"LA PENDIENTE ES i="I*1000"mm/m":LPRINT
1070 LPRINT"EL COEFICIENTE DE MANNING ES n="N:LPRINT
1080 LPRINT"EL CAUDAL ES Q="Q*1000"l/s":LPRINT
1090 LPRINT"LA RELACION H/D="HD:LPRINT
1100 IF MA=3 THEN 1130
1110 LPRINT"LA D.B.O. ES DBO="DB"mg/l":LPRINT
1120 LPRINT"LA TEMPERATURA ES =TP"grados":LPRINT
1130 LPRINT:LPRINT"INDICE DE POMEROY IP="IP:LPRINT
1140 IF MA=1 AND IP<=23000 THEN LPRINT"LA CONDUCCION NO NECESITA REVESTIMIENTO INTERNO"
1150 IF MA=1 AND IP>23000 THEN LPRINT"LA CONDUCCION NECESITA REVESTIMIENTO INTERNO"
1160 IF MA=2 AND IP<=7500 THEN LPRINT"LA CONDUCCION NO NECESITA REVESTIMIENTO INTERNO"
1170 IF MA=2 AND IP>7500 THEN LPRINT"LA CONDUCCION NECESITA REVESTIMIENTO INTERNO"
1180 IF MA=3 THEN LPRINT"EL INDICE DE POMEROY ES VALIDO SOLO PARA MATERIALES CEMENTICIOS"
1190 STOP

```

:

#### 8.1.12.5.- Conclusiones

- El Índice de Pomeroy es de gran utilidad en la determinación de la selección más adecuada de materiales cementicios (HS, HA y AC).
- La utilización de este índice permitirá la selección del material de la cañería en función de su durabilidad y mayor economía, demarcando perfectamente los límites del radio servido para la utilización de materiales más económicos a pesar de su baja resistencia al ataque por  $\text{SH}_2$ .
- En los casos en que un material más económico, verifique el Índice de Pomeroy, deberá utilizarse, ya que no se justificará el uso de un material más resistente y en consecuencia más caro.

En general, el valor a adoptar para la DBO o la temperatura del agua para el cálculo del índice de POMEROY, es de difícil evaluación dada la gran variabilidad que pueden presentar en función de los distintos climas del país y de las aguas orgánicas variables en función de numerosas alternativas posibles.

Un valor recomendable para diseño del lado de la seguridad es el de adoptar 250 mg/L para la DBO siempre y cuando el proyectista no pueda asegurar cual será el valor real para su proyecto.

En cuanto a la temperatura del agua, se recomienda adoptar el valor medio más frecuente de los meses de Enero y Febrero a obtener de las fuentes de información disponibles. En caso de que esto resulta imposible, se recomienda adoptar para las zonas cálidas de nuestro país una temperatura del líquido de 22°C.

En resumen, la información que puede obtener el proyectista en base al mejor conocimiento de las condiciones locales del proyecto, será la que determinará los valores más adecuados, los que obviamente deberán ser justificadsos en la correspondiente memoria técnica.

#### 8.1.13.- Infiltración en las Redes

##### 8.13.1.- Introducción

Las redes de desagües cloacales, en los sistemas separadores absolutos, están diseñadas para recibir efluentes domésticos y eventualmente otros tipos de desagües de origen comercial y/o industrial, incrementadas en los caudales de infiltración.

Sobre este último aspecto hay una importante bibliografía, en general no coincidente, pero que permite

orientar consideraciones y valores a adoptar en el diseño. Toda esta documentación se basa en experiencias realizadas en diferentes condiciones de alojamiento de las conducciones, materiales y tipos de juntas diversas, abarcando también, condiciones locales muy dispares.

A medida que se ha avanzado en el empleo de nuevas y mejores tecnologías en la fabricación de los caños, material empleado, tipo y número de juntas por hectómetro, tipología de los accesos, condiciones de instalación y otros factores, la infiltración en las redes ha ido disminuyendo sensiblemente.

Ello es factible apreciarlo en forma subjetiva, pero ofrece serias dificultades para su cuantificación, dado lo aislado de las experiencias realizadas las que, a más de no ofrecer continuidad en la investigación, no dan cobertura a todo el espectro de posibilidades que los numerosos y complejos factores intervinientes presentan.

#### **8.1.13.2.- Factores Intervinientes**

Las contribuciones externas a las redes de desagües pueden estar originadas en el subsuelo, denominándose genéricamente infiltraciones o pueden provenir de aportes accidentales o clandestinos de aguas pluviales.

En toda normativa, este último tipo de aporte está expresamente prohibido, debiéndose adoptar las disposiciones de diseño y reglamentarias para evitarlas.

Los caudales de infiltración se deben fundamentalmente a:

- Agua que penetra a través de las juntas.
- Agua que penetra a través de infiltraciones en las paredes de los caños.
- Agua que penetra a través de las estructuras de los accesos a la red y por las uniones de éstas con los caños.

Las infiltraciones dependen de:

- Material de los caños.
- Materiales de los accesos.
- Número y tipo de juntas de los caños.
- Juntas y/o empalmes de caños y accesos.
- Asentamientos de las cañerías y forma de colocación de las mismas.
- Deformaciones de los caños.



- Características y tipo de los suelos.
- Posición relativa cañería - nivel freático.
- Oscilaciones del nivel freático.
- Pendiente de las conducciones.

Las conexiones domiciliarias, pueden a veces asumir importancia fundamental en la infiltración, dado que:

- La longitud total de cañerías correspondientes a conexiones domiciliarias puede ser tanto o más importante que la longitud correspondiente a las redes.
- La ejecución de las conexiones, en la mayoría de los casos, no es tan cuidadosa como la de las redes.

Distintos autores e investigadores han concretado expresiones que consideran parcial o totalmente los factores antes señalados, expresando resultados marcadamente disímiles entre sí, lo que refleja la dificultad de disponer de valores acertados y objetivos, aplicables a las diferentes situaciones y combinaciones que pueden presentarse.

#### 8.1.13.3.- Valores de Infiltración Según Diversos Autores

En el Cuadro N°8.1.12 se exponen las contribuciones por infiltración adoptadas o investigadas por diversos autores, confeccionado en base a una recopilación realizada por los Ingenieros D. Pinheiro Bruno y H. Tomoyuki Tsutiya (Revista DAE - N°134 - Septiembre de 1983), habiéndose adicionado información originada en otros autores no reportados en el trabajo de referencia.

Se desprende de este cuadro que no hay una referencia clara a materiales, juntas, suelo, etc. En general, los autores hacen la salvedad que los valores menores corresponden a cañerías colocadas, permanentemente, por sobre el nivel freático y que los valores mayores corresponden a conductos que quedan en forma permanente bajo dicho nivel.

Santry realizó experiencias para determinar la infiltración en conductos de 150 mm de diámetro, bajo distintas condiciones de carga hidráulica externa, diferentes materiales de junta y para conductos de gres cerámico y hormigón. No se indica el proceso de fabricación de las cañerías de hormigón (centrifugado, vibrado, etc.). Los resultados pueden observarse en el Cuadro N° 8.1.13.

Cuadro N° 8.1.12

Valores de infiltración informados por diversos Autores

Autor	Lugar	Año	Litros/seg por Km
Saturnino de Brito	Santos, Recife	1911	0,1 a 0,6
Jesús Netto	Sao Paulo	1940	0,3 a 0,7
Azevedo Netto	Sao Paulo	1943	0,4 a 0,9
DES, Sursan	Río de Janeiro	1959	0,2 a 0,4
Greeley & Hansen	Sao Paulo	1952	0,5 a 1,0
Hazen & Sawyer	Sao Paulo	1965	0,3 a 1,7
I. W. Santry	Dallas	1964	0,3 a 1,4
T. Merriman	USA	1941	0,03 a 1,4
G. M. Fair e J. C. Geyer	USA	1954	0,1 a 2,7
SABESP	Sao Paulo	1973	0,3
PNB - 567	Brasil	1975	1,0
Steel	USA	1960	0,40 a 1,37
WPCF	USA	1969	0,27 a 1,09
Paes Leme	Río de Janeiro	1977	0,2
Metcalf & Eddy	USA	1987	0,025 a 1,09
Velzy y Sprague			s/diámetro(1)
Fair, Geyer y Okun	USA	1968	s/diámetro(2)
Pinheiro Bruno y Tomoyuki Tusiya	Sao Paulo	1987	0,02 / 0,10

- (1) D° 200 mm                      0,095 a 0,135 L/seg.Km  
       D° 300 mm                      0,122 a 0,163 L/seg.Km  
       D° 600 mm                      0,272 a 0,327 L/seg.Km

- (2)  $Q_{inf} = 0,0001$  a  $0,001$  L/seg.Km.cm D° (litros por segundo, kilómetro de cañería y centímetro de diámetro)

Cuadro N° 8.1.13

Tubo de gres de 150 mm de diámetro			Tubo de hormigón de 150 mm de diámetro		
Material de Junta	Altura de carga por encima de la línea de agua, cm	Tasa media de infiltración, l/día/km	Material de Junta	Altura de carga por encima de la línea de agua, cm	Tasa media de infiltración, l/día/km
Yute solo	7,6	7 660	Yute solo	7,6	6 215
	22,8	65 810		22,8	48 910
	38,1	143 800		38,1	109 295
	53,2	238 970		53,2	190 295
	68,4	329 740		68,4	257 495
Cemento	7,6	3 110	Cemento	7,6	630
	22,8	13 895		22,8	4 585
	38,1	26 580		38,1	15 285
	53,2	38 160		53,2	19 680
	68,4	49 275		68,4	20 380
Vaciado en caliente	7,6	1 230	Masilla en frío	7,6	917
	22,8	1 540		22,8	1 345
	38,1	3 160		38,1	2 975
	53,2	4 370		53,2	4 750
	68,4	5 110		68,4	7 235
PVC estilo antiguo	7,6	0	Vaciado en caliente	7,6	0
	22,8	595		22,8	100
	38,1	1 345		38,1	218
	53,2	1 715		53,2	388
	68,4	2 225		68,4	475
PVC estilo nuevo	0-68,4	despreciable	Collarín de goma	0-68,4	despreciable

De estas experiencias se concluye que uno de los factores fundamentales es el tipo de junta utilizado. La posición relativa del conducto con respecto al nivel freático, es además una variable de sobresaliente incidencia.

En el trabajo mencionado de Pinheiro Bruno y Tomoyuki Tsutiya se hace expresa referencia a experiencias realizadas en Brasil, en ocho localidades del interior del Estado de San Pablo, con redes de colectoras cloacales ejecutadas en gres cerámico con junta de asfalto (6 localidades) y asbesto cemento con junta elástica (2 localidades).

Las extensiones de las redes variaron entre 4.000 y 30.000 m aproximadamente.

La metodología de análisis consistió en considerar los caudales nocturnos mínimos como correspondientes a infiltración a la red, realizándose aforos horarios durante las 24 horas del día.

La posición relativa de las conducciones abarcó el amplio espectro de 100% de la red por sobre el nivel freático hasta el otro extremo de 100% de la red por debajo del mismo, observándose este caso para asbesto cemento con junta elástica.

La tasa de infiltración, en tiempo seco o lluvioso, para los sectores de redes no habilitadas al uso fue cero.

Para las redes en uso, asignando como única fuente de generación de los caudales mínimos nocturnos a la infiltración, los resultados variaron entre 0,017 y 0,159 L/seg.Km.

Si estos valores, que pueden considerarse superan marcadamente los correspondientes a la infiltración propiamente dicha, se los compara con la Norma PNB - 567 ( $Q_{inf} = 1$  L/seg.Km), se observa que son entre 6,2 y 59 veces inferiores. Ello ha servido de base a la propuesta de estos autores, para adoptar:

$Q_{inf} = 0,02$  L/seg.Km cuando el caño se encuentra por encima del nivel freático.

$Q_{inf} = 0,10$  L/seg.Km cuando el caño se encuentra por debajo de del nivel freático.

Los gráficos adjuntos corresponden a los valores consignados por diversos autores:

Fig. 8.1.25 Fair y Geyer, con  $Q_{inf}$  variable según el diámetro del caño. Se ha indicado  $q = 0,045$  L/día.m.cm  $D^\circ$  (litros por día, por metro de longitud y por centímetro de diámetro) correspondiente al valor medio del caudal específico.

Fig. 8.1.26 Fair y Geyer - Bruno y Tsutiya. En forma de áreas se representan los máximos y mínimos para cada diámetro según Fair y Geyer y como líneas horizontales, independiente del diámetro del caño, el máximo y mínimo propuestos por Bruno y Tsutiya.

Fig. 8.1.27 Fair, Geyer y Okun - Velzy y Spragne. En ambos casos se consigna que el  $Q_{inf}$  es una función del diámetro, variando entre un mínimo y un máximo según material, juntas, posición relativa del caño con respecto al nivel freático, etc.

Fig. 8.1.28 Representan las experiencias de Santry para  
8.1.29 tubos de gres y hormigón con distintos tipos de junta y carga de agua externa variable. Esta última debe interpretarse como altura de agua por sobre el nivel líquido de la conducción.

#### 8.1.13.4.- Conclusiones

Cuando las cañerías utilizadas en la materialización de la red cumplan razonablemente normas constructivas y de fabricación, puede esperarse que el problema se vea circunscripto a la infiltración en las juntas.

En este caso, es aceptable asumir que el tipo de las mismas y el diámetro de la conducción son los dos principales factores intervinientes.

Dentro del contexto señalado, la posición relativa de la cañería con respecto al nivel freático (sobre o bajo el mismo) juega un papel preponderante en la cuantificación de los caudales de infiltración.

El análisis de resultados de experiencias explícitas indica que cuando la junta es elástica, cualquiera sea el material de la conducción, puede asumirse un caudal de infiltración tan bajo que, a los efectos prácticos, puede considerarse cero.

Para juntas rígidas, de mortero de cemento en cañerías de hormigón o gres cerámico o juntas pegadas en PVC, la infiltración adquiere significación.

Cuando una conducción de  $D^{\circ}$  150 mm y junta de mortero de cemento se encuentra colocada por debajo del nivel freático, las experiencias de Santry indican infiltraciones próximas a 0,2 L/seg.Km. Ligeramente inferiores son los reportes de Velzy y Spragne para  $D^{\circ}$  200 mm. En consecuencia éste se asume como un razonable valor, el que variará en función del diámetro, tal como lo señalan Fair, Geyer y Okun.

Explicitando una recta paralela aproximadamente a los valores de Velzy y Spragne, se llega a la expresión:

$$Q_{inf} = (D^{\circ} / 2,25) + 0,13$$

Donde:

$Q_{inf}$  = caudal de infiltración en L/seg.Km

$D^\circ$  = diámetro de la cañería en metros

Esta expresión es válida cuando la conducción se encuentra colocada por debajo del nivel freático y la junta es del tipo rígida de mortero de cemento.

Cuando el caño se aloja por encima del nivel freático, y la junta es la anteriormente señalada, los resultados informados por los diversos autores son marcadamente discrepantes entre sí.

Por ello, se considera razonable adoptar un valor próximo al propuesto por Bruno y Tsutiya, de 0,02 L/seg.Km para  $D^\circ$  150 mm y una recta paralela a la anterior, cuya expresión es:

$$Q_{inf} = (D^\circ / 2,25) - 0,04$$

En ella, las variables tienen la misma significación que en la anterior, correspondiendo a conducciones que se encuentran colocadas por encima del nivel freático y con juntas del tipo rígido de mortero de cemento.

Para juntas pegadas en cañerías de PVC, la problemática se centra en el envejecimiento de las mismas y la posibilidad de fallas originadas en la colocación y en flexiones alternativas por sobrecargas. En este caso, razonablemente puede admitirse que el menor número de juntas por Km de cañería contribuye fuertemente a disminuir la infiltración.

Por ello, cuando la cañería de PVC se encuentre instalada por debajo del nivel freático, una expresión del tipo:

$$Q_{inf} = (D^\circ / 2,25) + 0,03$$

puede estimarse como satisfactoria. En esta expresión, el primer término ( $D^\circ / 2,25$ ) representa la incidencia del diámetro, mientras que el segundo consigna la incidencia del número de juntas por Km de conducción. Asumiendo que las fallas en las juntas contribuyen de igual manera en todos los casos (mortero de cemento o pegada), el término independiente de la expresión deberá ser unas 5 veces menor para PVC pegado que para mortero de cemento, ya que, las longitudes usuales de caños son de 6,00 y 1,20 m respectivamente.

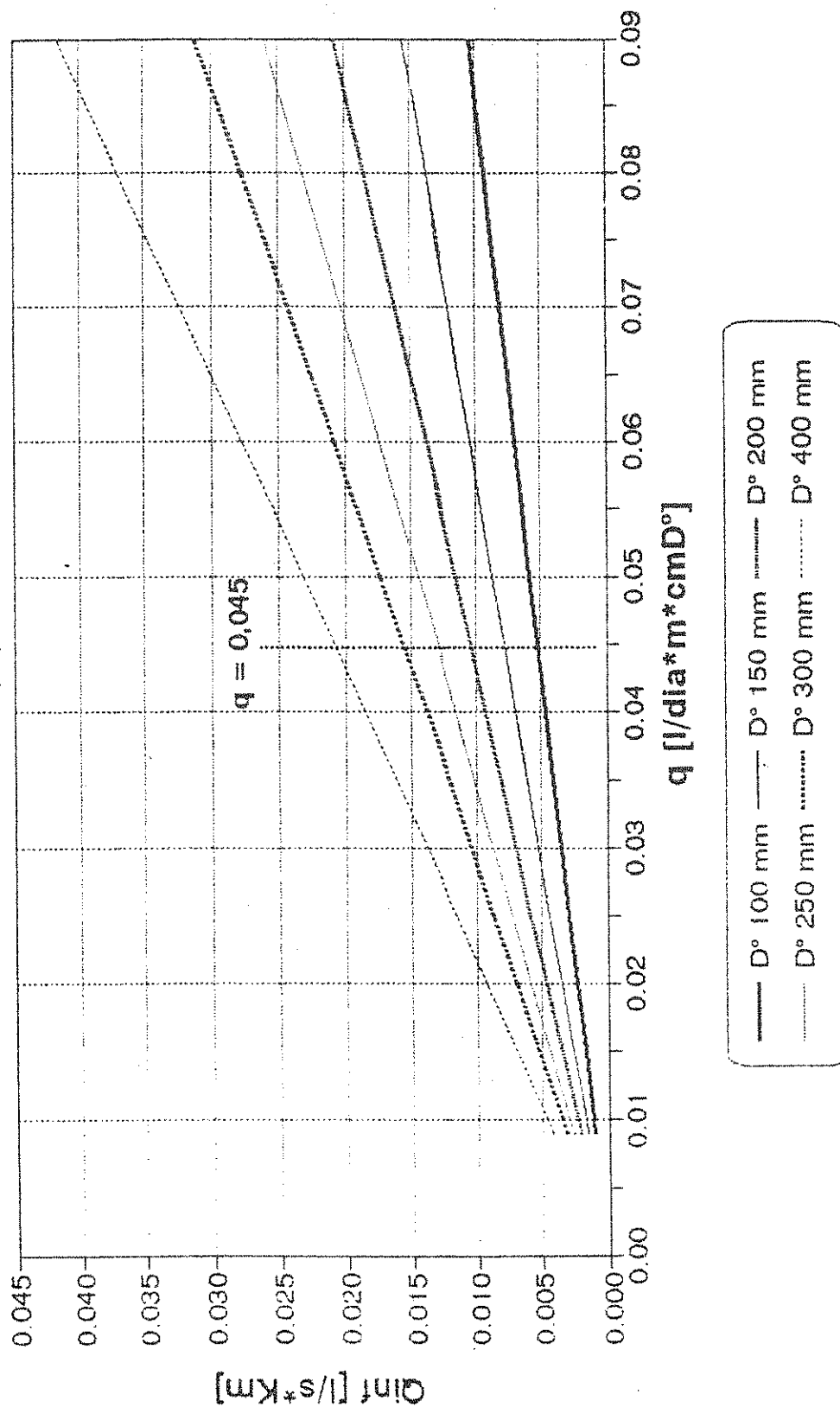
El límite inferior, coincidente con las cañerías con junta de mortero de cemento cuando se encuentran alojadas por sobre el nivel freático, se estima como un "piso" aceptable, ya que los caudales resultantes tienen escasa incidencia en los caudales totales de diseño.

En el gráfico de la figura 8.1.30 pueden apreciarse las expresiones antes señaladas.

Para el diseño hidráulico, deberán considerarse como aportes de infiltración no sólo los correspondientes a las conducciones que constituyen la red, sino que adicionalmente para cada tramo deberán incorporarse los caudales de infiltración originados en las cañerías que constituyen las conexiones domiciliarias.

# CAUDALES de INFILTRACION en REDES

$Q_{inf} = f(D^{\circ})$



FUENTE : Fair y Geyer

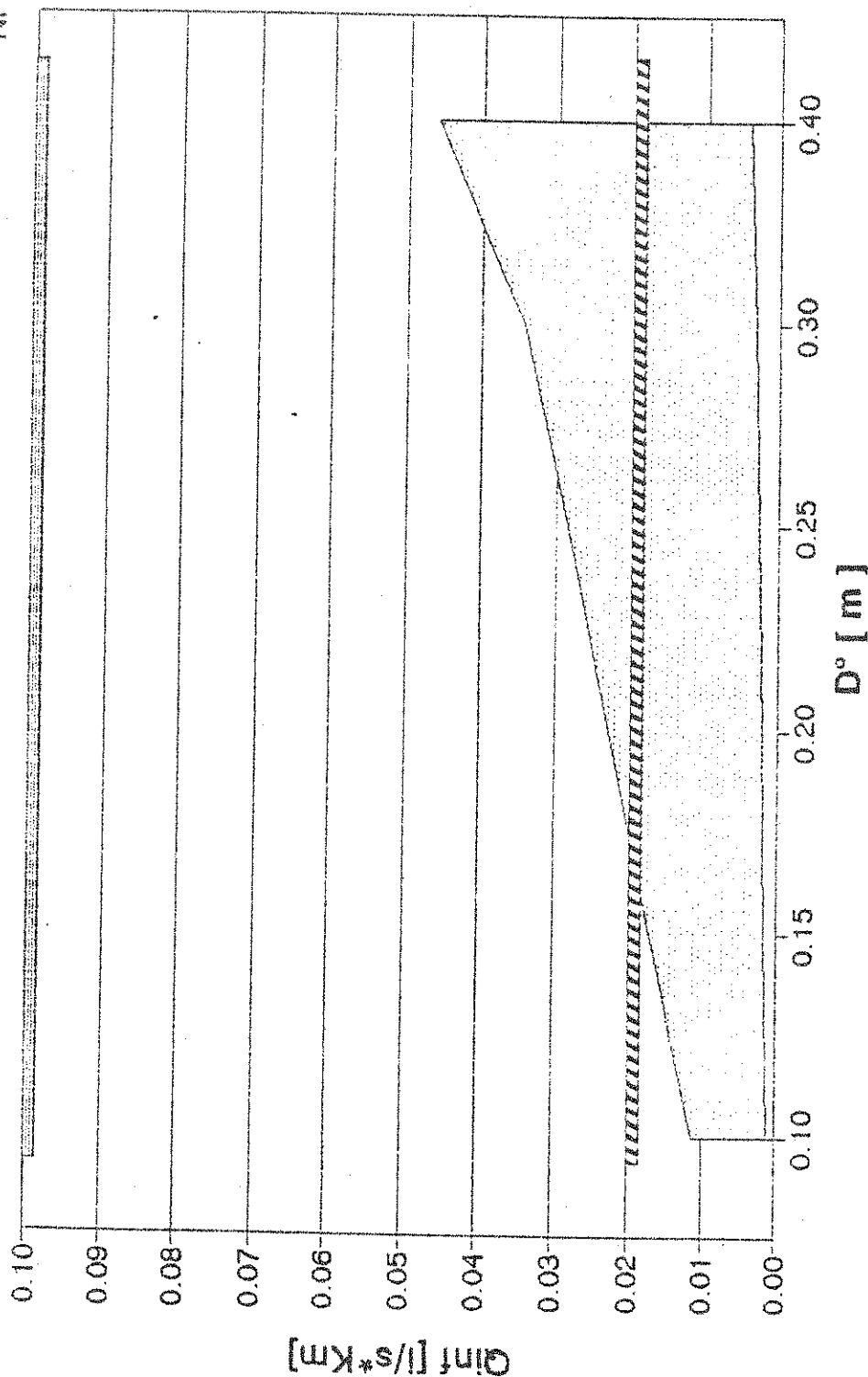
Figura 8.1.25



# CAUDALES de INFILTRACION en REDES

$$Q_{inf} = f(D^o) \text{ o } f(NF)$$

NF = nivel freatico



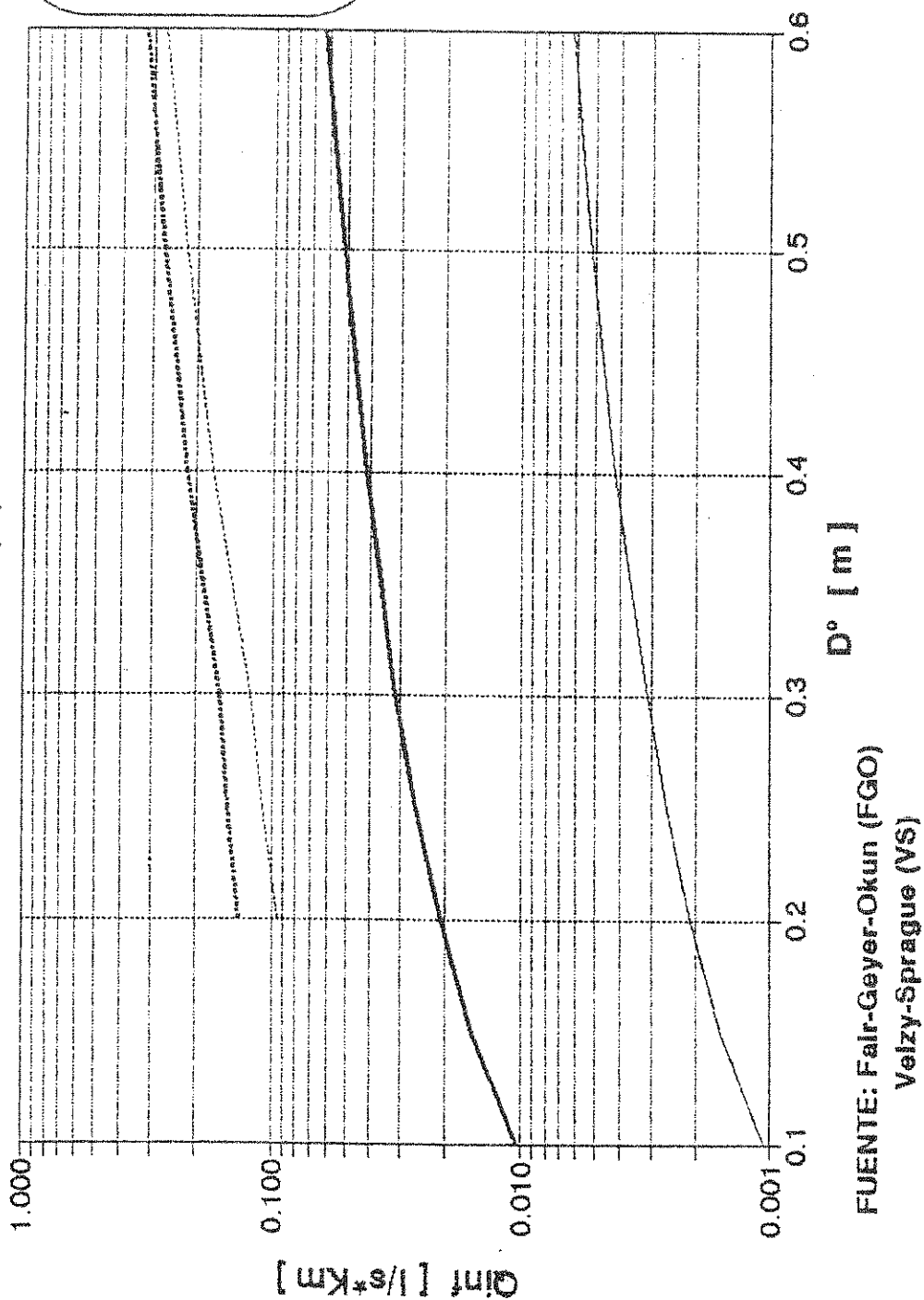
FUENTE : Fair y Geyer (\*)

Bruno y Tsutiya

Figura 8.1.26

# CAUDALES de INFILTRACION en REDES

$$Q_{inf} = f(D^o)$$



FUENTE: Fair-Geyer-Okun (FGO)  
Velzy-Sprague (VS)

Figura 8.1.27

# CAUDALES de INFILTRACION en REDES s/SANTRY [Tubos Gres D° 150 mm]

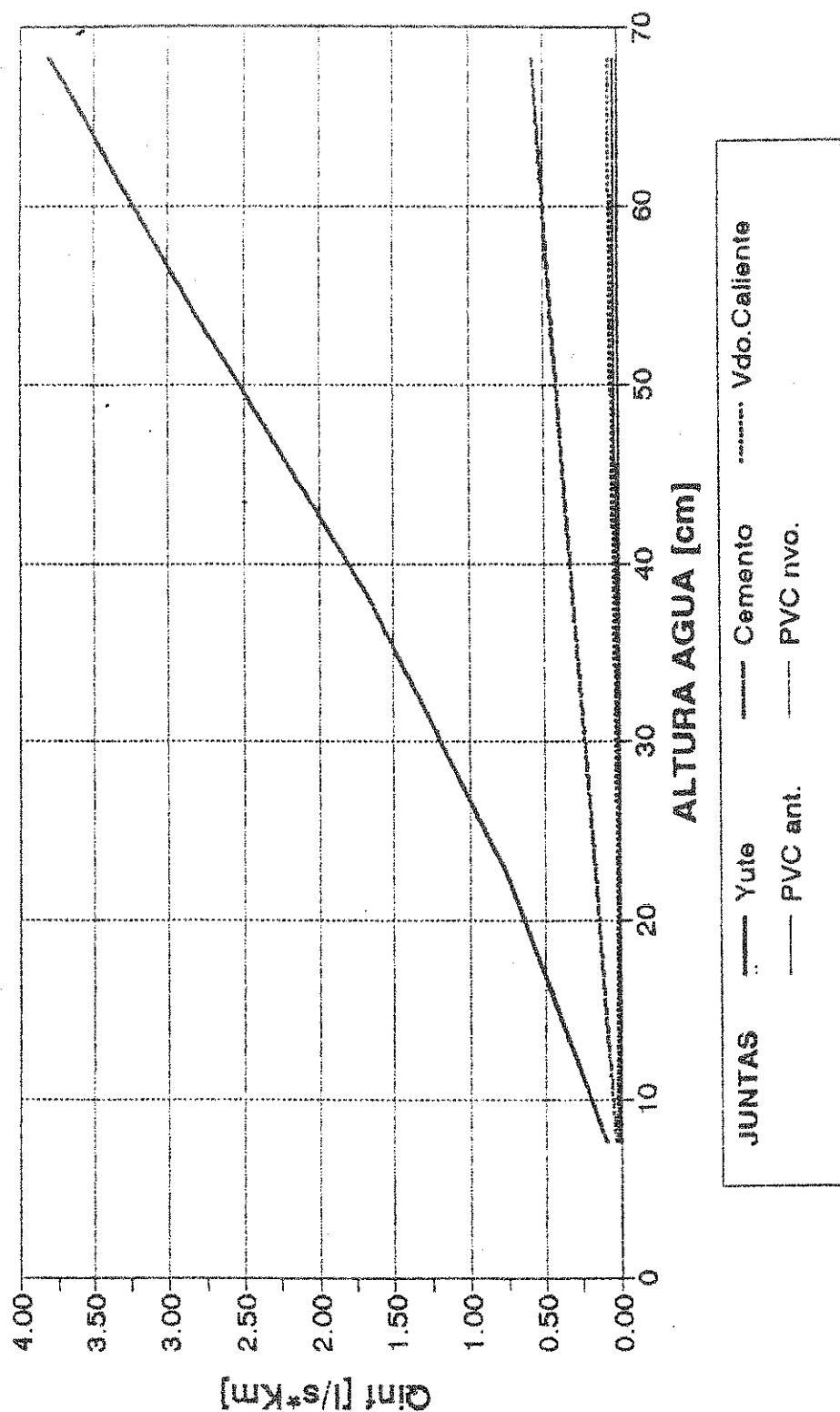


Figura 8.1.28

# CAUDALES de INFILTRACION en REDES s/SANTRY [Tubos Hormigon D° 150 mm]

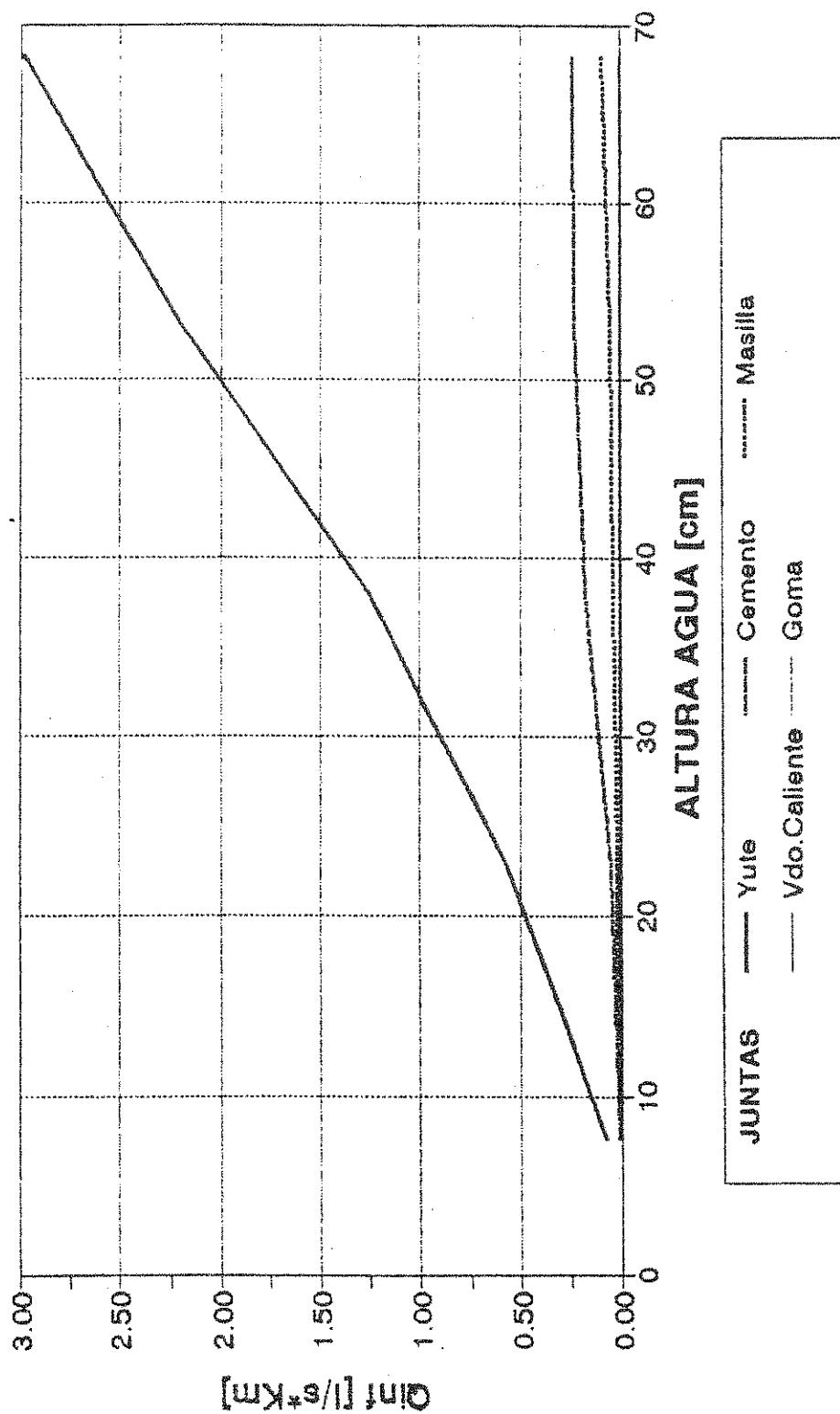
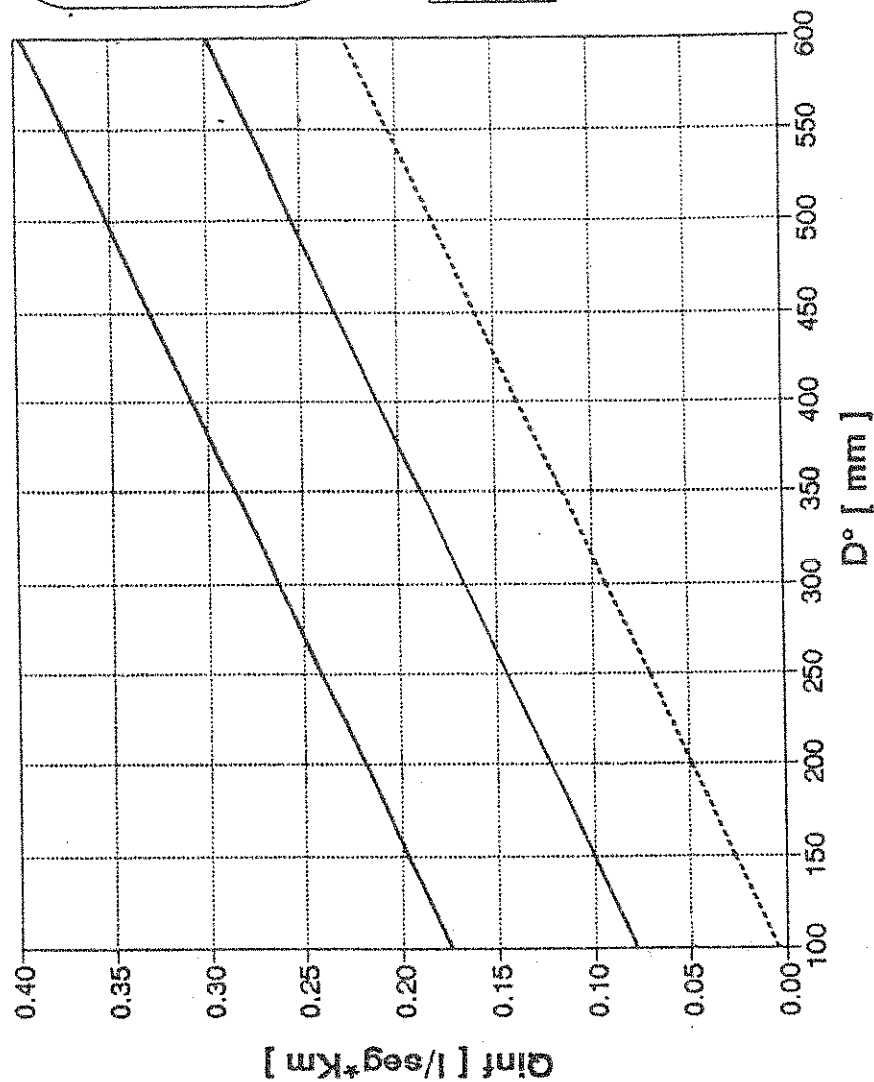


Figura 8.1.29

# CAUDALES de INFILTRACION en REDES Q<sub>inf</sub> JUNTAS RIGIDAS



POSICION CAÑERIA

- NF : BAJO NIVEL FREATICO  
+ NF: SOBRE NIVEL FREATICO

Figura 8.1.30

## 8.2.- CALCULO ESTRUCTURAL DE CAÑOS

### 8.2.1.- Caños de Fibrocemento (Asbesto Cemento)

La presente metodología de cálculo se basa en la nueva norma IRAM 11536 de cálculo estructural de cañería de fibrocemento que está basada en la norma 150 2785/86.

El cálculo se realiza de acuerdo a un modelo experimental donde se ensayaron y midieron distintas cargas con distintos tipos de rellenos. Este modelo permite un acercamiento a la realidad mucho más próximo que la teoría tradicional de cálculo.

El análisis de datos se presenta en función del programa de cálculo a entregar. El esquema consiste en los siguientes:

- 1) Datos: definición
- 2) Cálculo de la carga de relleno.
- 3) Cálculo de la carga de tránsito.
- 4) Verificación del espesor adoptado.

#### 8.2.1.1.- Datos Necesarios

##### A.- Tipo de conducción

Esto significa que se debe definir inicialmente si el caño tendrá presión interna o no.

##### B.- Tipo de instalación

Se recuerda que los tipos de instalación típicos a seleccionar son:

- A) Zanja
- B) Terraplén proyección positiva
- C) Terraplén proyección negativa

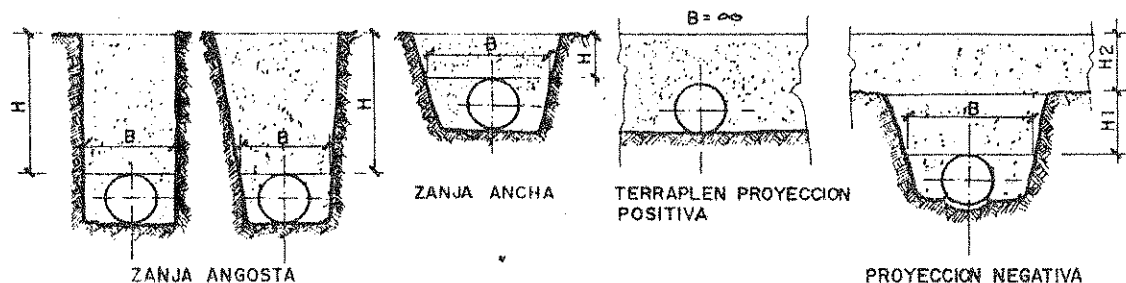


Figura 8.2.1

De acuerdo a la nueva teoría, no se plantean diferencias de fondo en cuanto a la formulación entre zanja y terraplén en proyección positiva. Las diferencias se encuentran fundamentalmente en la distribución de presiones y quedan expresadas en el factor de concentración de presiones  $m$ . En cambio, en el caso de terraplén en proyección negativa existen algunas diferencias más importantes en la formulación de los coeficientes de cargas.

### C.- Condiciones de instalación

Se debe decidir si la instalación será:

- 1) Sin uso de tablaestacas.
- 2) Con uso de tablaestacas extraíbles
- 3) Con uso de tablaestacas a dejar instaladas.

La elección dependerá por supuesto del tipo de terreno en que se realice la instalación.

En el caso 1) se considerará que el ángulo de fricción entre el terreno natural y el relleno ( $f'$ ) será igual al de fricción interna del relleno ( $f$ ). En el segundo caso se tomará  $f' = 2/3 f$  y finalmente en el tercer caso  $f = 0$ .

### D.- Datos característicos

- a - Presión de trabajo ( $P_v$ ) en el caso de existir presión interna.
- b - Diámetro interno de la cañería ( $D$ )
- c - Ancho de zanja ( $B$ ) que deberá ser seleccionado por el proyectista de acuerdo al diámetro y a las necesidades del proyecto.
- d - Espesor de la cañería ( $s$ ): se deberá verificar un espesor inicialmente propuesto, sin embargo en el caso de utilizar el programa de computación adjunto el proyectista tendrá dos alternativas: verificar un espesor dato u obtener el mínimo espesor que verifique las condiciones planteadas.
- e - Tapada ( $H$ ) que dependerá de la topografía del proyecto. En algunas oportunidades, distintas tapadas obligarán a analizar la situación más desfavorable, que no siempre será el caso de mayor profundidad. En otras, si las diferencias son apreciables, será recomendable utilizar distintos espesores, lográndose así un ahorro de material y por lo tanto de costos.

### E.- Tensiones de rotura y módulo de elasticidad del material

Estos son datos definidos por el fabricante y si bien la norma utiliza los siguientes valores, estos no son

obligatorios:

Tensiones de rotura por aplastamiento  $R_E = 44 \text{ N/mm}^2$

Tensión de rotura por presión interna  $R_T = 22 \text{ N/mm}^2$

Módulo de elasticidad del caño  $E_p = 25000 \text{ N/mm}^2$

#### F.- Pendiente de la pared de la zanja

La nueva norma considera la pendiente de la pared de la zanja, debido a que ésta tiene una importante influencia en el coeficiente de carga (se recuerda que en la norma anterior no era tomada en cuenta).

#### G.- Tipo de apoyo

Se prevén 3 tipos de apoyo según se muestra en las Figuras 8.2.2 a 8.2.4. El tipo C implica realizar una base de hormigón y por consiguiente tiene un costo adicional alto, que requiere un estudio específico previo para determinar la necesidad de su utilización (por ejemplo, una sobrecarga de tránsito localizada).

El tipo B es el relleno standard más económico, con compactación mínima y por lo tanto implica un menor costo de zanja, pero una mayor sollicitación de caño, que deberá tener mayor espesor.

Finalmente el tipo A, consiste en un relleno seleccionado con una buena compactación en la zona del caño, y si bien la zanja requiere mayores cuidados, es decir es más costosa, el caño estará menos sollicitado que el caso B.

#### H.- Factor de proyección

El factor de proyección  $P_j$  sólo es importante en el caso de apoyo tipo C, ya que para los más usuales A y B se considera  $P_j = 1$  y por lo tanto se elimina la dependencia existente con respecto al ángulo de apoyo que existía en la norma anterior.

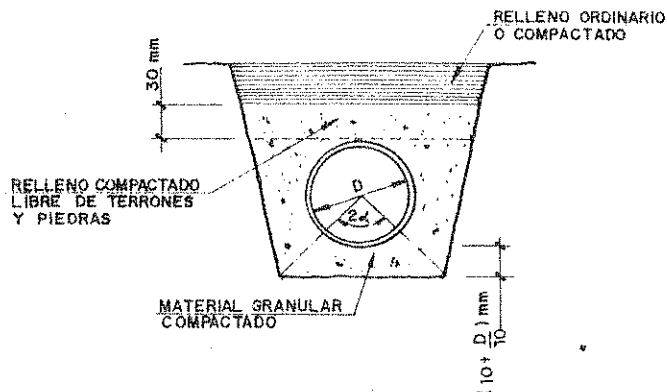


Figura 8.2.2  
Apoyo tipo A

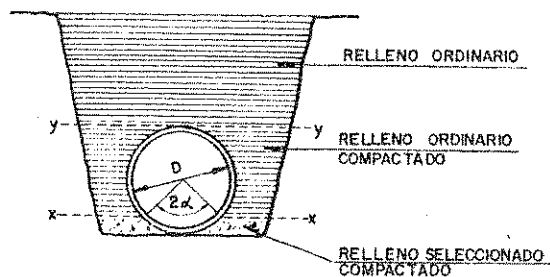


Figura 8.2.3  
Apoyo tipo B



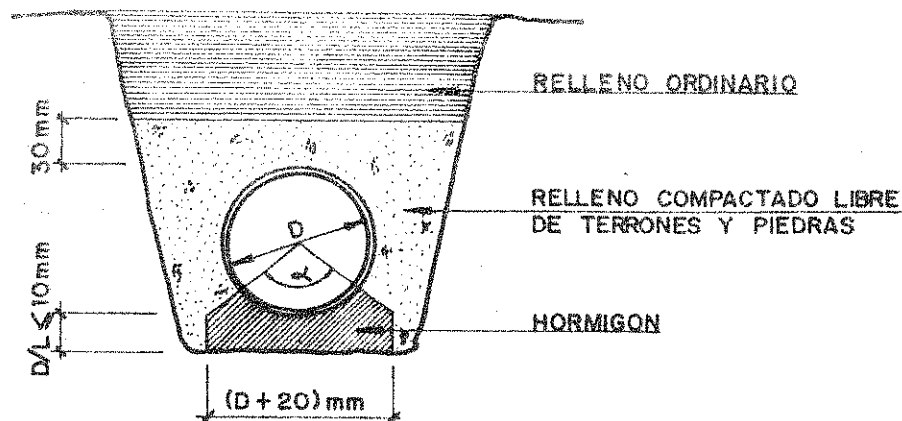


Figura 8.2.4

Apoyo tipo C

En el caso de apoyo tipo C,  $P_j$  dependerá de cuanto esté encajado el caño en la base de hormigón (figura 8.2.5).

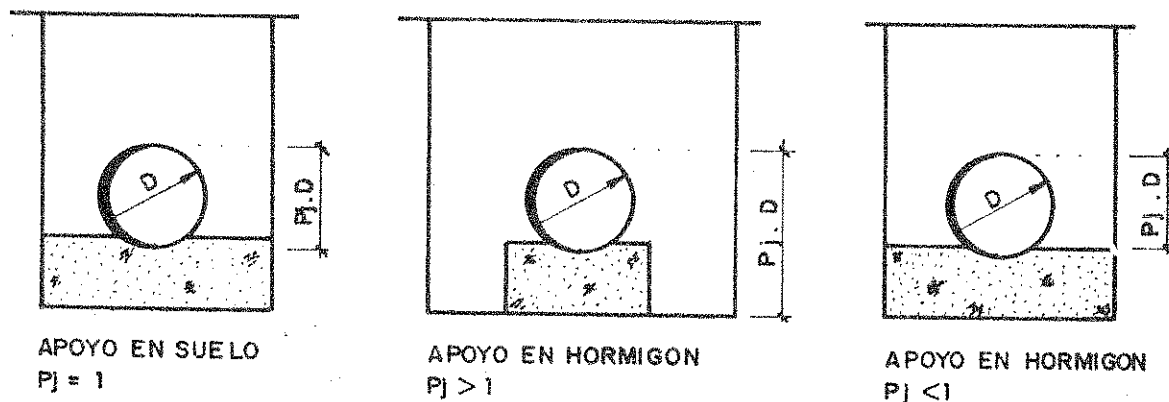


Figura 8.2.5

#### I.- Angulo de apoyo ( $2\alpha$ )

La norma ha preseleccionado 4 ángulos de apoyo ( $60^\circ$ ,  $90^\circ$ ,  $120^\circ$  y  $180^\circ$ ) para los cuales se han obtenido experimentalmente coeficientes necesarios para el cálculo. Para el apoyo tipo C no se utiliza el menor ángulo de apoyo ( $60^\circ$ ) ya que no tiene sentido realizar un encamado de hormigón y apoyar el caño en un ángulo tan pequeño.

#### J.- Parámetros del suelo

Se tiene dos alternativas posibles:

- a) Que se conozcan los parámetros requeridos, es decir el peso unitario, el ángulo de fricción, el módulo de compresión del suelo que corresponda al grado de compactación a aplicar y los coeficientes de empuje  $K_1$  y  $K_2$  para carga vertical y horizontal respectivamente.
- b) Que sólo se conozca aproximadamente el tipo de suelo, entonces la norma plantea 4 tipos de suelo:

- 1) No cohesivos: comprenden arena y grava.
- 2) Levemente cohesivo: arena o grava de granulometría uniforme.
- 3) Medianamente cohesivos: arcilla arenosa
- 4) Cohesivo: limo y arcilla.

Para estos 4 tipos de suelo característicos han sido estudiadas las variables nombradas en el punto a) y los resultados expresados en los cuadros 8.2.1 y 8.2.2:

Cuadro 8.2.1

Grupo de suelo	Tipo de suelo	Peso espec. $\gamma$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\phi$	módulo de compresión E a la siguiente densidad % del ensayo Proctor N/mm <sup>2</sup>					
				85	90	92	95	97	100
1	No cohesivo	20	35°	2.5	6	9	16	23	40
2	Levemente cohesivo	20	30°	1.2	3	4	8	11	20
3	semi-cohesivo	20	25°	0.8	2	3	5	8	14
4	cohesivo	20	20°	0.6	1.5	2	4	6	10

Cuadro 8.2.2

Grupo de suelo	$K_1$	$K_2$
1	0.5	0.4
2	0.5	0.3
3	0.5	0.2
4	0.5	0.1

En la práctica de las instalaciones de obra existen distintas posibilidades de ejecución:

- 1) El relleno se realiza con el material del lugar. Es el tipo de instalación a la cual se tiende por su menor costo, aunque si el terreno no es bueno, un menor costo de instalación implica un caño de mayor espesor y por consiguiente, de mayor costo del material.
- 2) El relleno en la zona del caño es de un material seleccionado y el relleno en la zona superior se realiza con material del lugar. Este tipo de ejecución es recomendable para terrenos no muy buenos, donde se coloca una primer capa de arena hasta por lo menos 30 cm por encima del caño, para permitir la utilización de menores espesores en la conducción.
- 3) El relleno se realiza en su totalidad con material seleccionado, distinto al material del lugar. Este tipo de ejecución es menos común y se realiza en terrenos francamente malos y en los cuales se justifique el cambio total del material.
- 4) El relleno en la zona del caño se realiza con un material seleccionado y en la zona superior con otro material también seleccionado, aunque habitualmente de menor calidad. Este tipo de ejecución es sumamente rara y sólo se justifica en zonas especiales y localizadas en pequeños tramos.

Estas cuatro alternativas de ejecución cubren la casi totalidad de las posibilidades e implican consideraciones distintas en el proceso de cálculo.

Además, se debe tomar en cuenta la compactación, que puede realizarse en forma distinta en cada capa. La norma ISO 2785/86 (la nueva IRAM 15536 está inspirada en ella) en sus ejemplos y en el programa de computación incorporado a este trabajo utiliza dos capas de compactación diferentes, coincidentes con el cambio de material si éste existe. La compactación es clasificada según su densidad en el ensayo Proctor standard.

A partir de los datos del suelo, se plantea la utilización de cuatro módulos de compresión del suelo según muestra la figura 8.2.6.

Estos valores  $E_1$ ,  $E_2$ ,  $E_3$ ,  $E_4$ , se obtendrán a partir de las consideraciones antedichas  $E_1$  y  $E_2$  dependerán del tipo de material de relleno de la capa correspondiente y de su compactación  $E_3$  y  $E_4$  dependerán del material del lugar donde se realiza la zanja. En caso de no poder establecerse  $E_4$ , corresponderá al dado en el cuadro 8.2.1 para 100% de densidad Proctor y  $E_3$  será igual a  $E_2$  ó a  $E_4$  según decisión del proyectista.

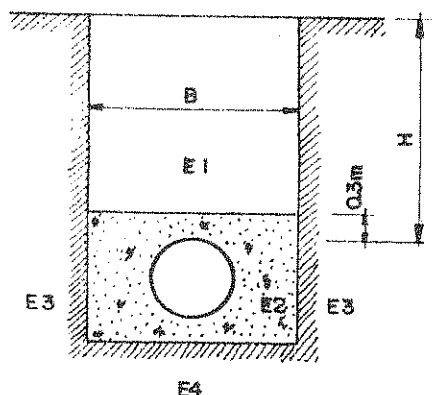


Figura 8.2.6

Módulos de compresión E del suelo en las diferentes zonas de las zanjas

#### K.- Datos para el cálculo de la influencia del tránsito

Se debe definir si la carga de tránsito es concentrada (que es la consideración más usual) o distribuida.

La nueva norma diferencia el caso de camino pavimentado, tomándose en ese caso una tapada ficticia superior a la real, es decir reduciendo la influencia de la carga de tránsito debido a que la presencia del pavimento produce una mejor repartición de la carga.

Esta tapada se calcula a partir de los espesores y módulos de elasticidad de los estratos del camino y del módulo de compresión del suelo  $E_1$ .

Para calcular la carga deberán conocerse las características del camión tipo, rueda más cargada, rueda menos cargada, número de ejes, distancia entre ejes y entre ruedas. En caso de no poseer estos datos, la norma brinda las características de 8 camiones tipo de distinto tonelaje.

Finalmente, en el caso de sobrecarga de tránsito distribuida, deberá saberse la intensidad de carga y las relaciones geométricas de dicha carga.

### 8.2.1.2.- Procedimiento de Cálculo

#### A.- Cálculo de las presiones por cargas del suelo

##### Paso 1

Se calcula el factor de corrección de la rigidez horizontal de apoyo:

$$\xi = \frac{1,662 + 0,639 * (B/D-1)}{(B/D-1) + [1,662 - 0,361*(B/D-1)]*E_2/E_3}$$

Este coeficiente vale 1 si  $E_2 = E_3$  y en ese caso no es necesaria esta corrección.

##### Paso 2

Se calcula la rigidez horizontal de apoyo:

$$S_{sh} = 0,6 * \xi * E_2$$

##### Paso 3

Se calcula la rigidez del caño:

$$S_p = \frac{E_p}{12} * (s/R)^3$$

donde s es el espesor y R es el radio medio:

$$R = \frac{(D - s)}{2}$$

##### Paso 4

Se calcula la rigidez relativa del sistema caño-suelo:

$$V_{ps} = \frac{S_p}{S_{sh}}$$

Es importante verificar si  $V_{ps} \leq 0,1$ . En ese caso el caño se comporta como flexible. Si en cambio,  $V_{ps} > 0,1$  se comportará como semi-rígido según se observa en la figura 8.2.7.

El comportamiento como caño flexible implica la existencia de una presión de reacción horizontal del suelo.

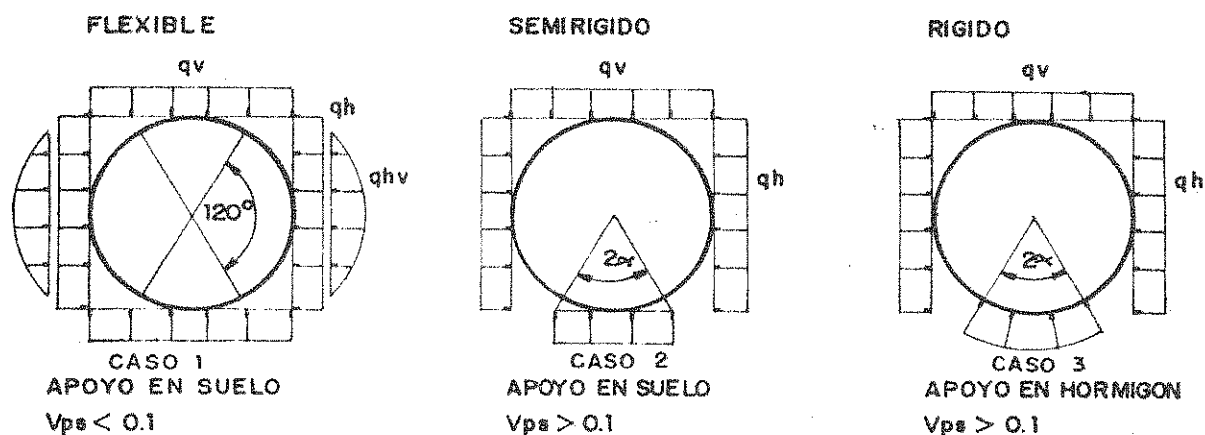


Figura 8.2.7

En la figura 8.2.7 se observan las distintas distribuciones de presiones verticales y horizontales de acuerdo a la rigidez relativa y al apoyo.

#### Paso 5

De los Cuadros 8.2.3 y 8.2.4 se obtienen los factores de deformación ( $C_{v1}$ ,  $C_{h1}$ ,  $C_{v2}$ ,  $C_{h2}$ ,  $C_{v3}$ ,  $C_{h3}$ ), en función del ángulo  $2\alpha$  de apoyo, el tipo de apoyo sea hormigón o suelo y rigidez  $V_{ps}$ .

Cuadro 8.2.3

Factor de deformación para la presión de relleno vertical  $q_v$

Angulo Apoyo $2\alpha$	Factores para $q_v$					
	Caso 1		Caso 2		Caso 3	
	$C_{v1}$	$C_{h1}$	$C_{v2}$	$C_{h2}$	$C_{v3}$	$C_{h3}$
60°	-0,0833	+0,0833	-0,1053	+0,1026	-0,1041	
90°	-0,0833	+0,0833	-0,0966	+0,0956	-0,0916	+0,0916
120°	-0,0833	+0,0833	-0,0893	+0,0891	-0,0763	+0,0777
180°	-0,0833	+0,0833	-0,0833	+0,0833	-0,0417	+0,0417

Nota: los casos 1, 2 y 3 corresponden a la figura 8.2.7.

Cuadro 8.2.4

Factores para la presión del relleno horizontal

Angulo Apoyo $2\alpha$	Factores para $q_h$				Factores para $q_{hp}$	
	Caso 1 y 2		Caso 3		Caso 3	
	$C_{v1}$	$C_{h1}$	$C_{v2}$	$C_{h2}$	$C_{v3}$	$C_{h3}$
60°	+0,0833	-0,0833	+0,0827	-0,0829	+0,0640	-0,0658
90°	+0,0833	-0,0833	+0,0798	-0,0805	+0,0640	-0,0658
120°	+0,0833	-0,0833	+0,0721	-0,0735	+0,0640	-0,0658
180°	+0,0833	-0,0833	+0,0417	-0,0417	+0,0640	-0,0658

Nota: los casos 1, 2 y 3 corresponden a la figura 8.2.7.

El valor definitivo del factor de deformación del diámetro vertical será:

$$C_v = C_{v1} + C_{v3} * \delta$$

donde  $C_{v1}$  es el factor de deformación del diámetro vertical debido a la presión vertical  $q_v$ ;  $C_{v3}$  es el factor de deformación del diámetro vertical debido a la presión horizontal de reacción del suelo  $q_{hp}$ ; y  $\delta$  es:

$$\delta = \frac{C_{h1}}{(V_{ps} - C_{h3})}$$

es decir, que depende de los factores de deformación del diámetro horizontal ( $C_{h1}$  debido a la presión vertical  $q_v$  y  $C_{h3}$  debido a la presión horizontal de reacción del suelo  $q_{hp}$ ).

Paso 6

La rigidez vertical de apoyo en hormigón es igual a  $E_2$ .

Paso 7

Se calcula la rigidez relativa vertical caño-suelo  $V_s$ .

$$V_s = \frac{S_p}{|C_v| * S_{sv}}$$

si  $V_{ps} > 0,1$  directamente:

$$V_s = \frac{S_p}{|C_{v1}| * S_{sv}}$$

Paso 8

Se calcula la rigidez  $V_{s1}$

$$V_{s1} = \frac{1 - K_2}{1 - \left( \frac{0,25}{P_j} \right)}$$

que es el valor de rigidez para la cual las constantes de deformación del caño y de la columna de suelo lateral son iguales.

Paso 9

Se calcula el factor de concentración de presión  $m_0$ .

$$m_0 = \frac{4 K_2}{3 + K_2}$$

que es el factor de concentración de presiones para el caso en que  $V_s = 0$ , es decir, que la cañería sea totalmente flexible.

Paso 10

Se calcula el factor de concentración de presiones  $m_m$ :

$$m_m = 1 + \frac{H}{D} * \frac{1}{\frac{3,5}{P_j'} + 2,2 * \frac{E_1}{E_4 (P_j - 0,25)} + \frac{H}{D} \left[ \frac{0,62}{P_j'} + 1,6 * \frac{E_1}{E_4 (P_j - 0,25)} \right]}$$

El factor  $m_m$  es el máximo factor de concentración de presiones en caños rígidos. Se destaca que:

$$P_j' = \frac{E_1}{E_2} * P_j$$

Paso 11

Se calcula el factor de concentración de presiones  $m_1$

$$m_1 = \frac{m_m V_s + (m_m - 1) * \frac{m_0 * V_{s1}}{(1 - m_0)}}{V_s + (m_m - 1) * \frac{V_{s1}}{(1 - m_0)}}$$



a partir de los factores  $m_m$  y  $m_0$

#### Paso 12

Se calcula el factor de concentración de presiones verticales  $m$  y horizontales  $n$ .

$$m = \frac{(m_1 - 1)}{3} * \frac{B}{D} + \frac{(4 - m_1)}{3} \quad 1 \leq \frac{B}{D} \leq 4$$

$$m = m_1 \quad 4 < \frac{B}{D}$$

Es decir, . que  $m$  es igual a  $m_1$  para zanja ancha y terraplén. Para zanja angosta depende también de la relación  $B/D$  y para menores valores de  $B/D$ ,  $m$  se acerca más a 1.

El factor de concentración de presiones horizontales será;

$$n = \frac{4 - m_1}{3} \quad \text{para } 1 \leq B/D$$

#### Paso 13

Se debe verificar que el factor  $m$  no sea superior al valor límite máximo dado por las características del suelo

$$m_{lim} = 1 + 4 k_1 * tg \varphi$$

y si el  $m$  calculado fuera superior se tomará  $m = m_{lim}$

#### Paso 14

Se calcula el coeficiente de carga  $C_{90}$  para pared vertical de zanja.

$$C_{90} = \frac{1 - e^{-2(H/B) * k_1 * tg \varphi}}{2(H/B) * K_1 * tg \varphi}$$

Si la zanja no tiene pared vertical sino un ángulo  $\beta$  según la figura 8.2.8 se calcula el coeficiente  $C$  en la siguiente forma:

$$\begin{aligned} \text{si } 0 \leq \beta < \varphi & \quad C = 1 \\ \text{si } \varphi \leq \beta < 90^\circ & \quad C = 1 - \beta/90^\circ (1 - C_{90}) \end{aligned}$$

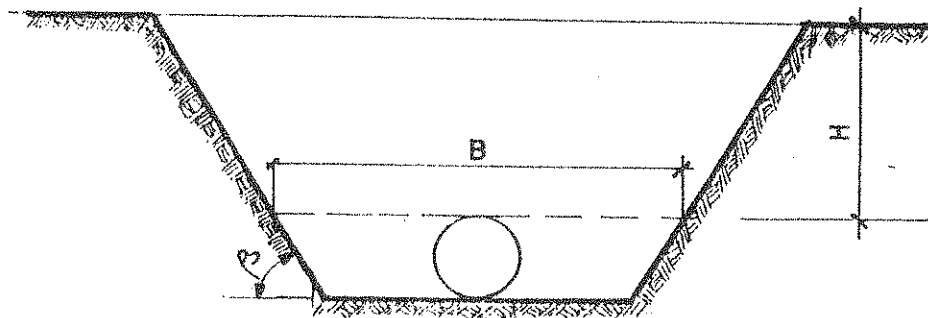


Figura 8.2.8

Paso 15

a) Para zanja o terraplén proyección positiva

La presión vertical está dada por:

$$q_{v1} = m * C * w * H$$

donde  $m$  es el factor de concentración de presiones verticales;  $C$  el coeficiente de carga;  $w$  el peso unitario del relleno, y  $H$  la tapada.

La presión horizontal:

$$q_{h1} = n * K_z * C * w * H$$

donde  $K_z$  es el coeficiente de empuje lateral;  $n$  el factor de concentración de presiones horizontales. En el caso que  $V_{ps} \leq 0,1$  la presión de reacción vertical del suelo es:

$$q_{hp} = \delta * (q_{v1} - q_{h1})$$

donde  $\delta$  ya había sido calculado en el Paso 5.

b) Para terraplén proyección negativa

Se calcula el coeficiente de carga:

$$C_n = e^{-2(H_1/B) * K_1 * \text{tg} \phi}$$

donde  $H_1$  es la altura del relleno por debajo del nivel del terreno natural y  $H_2$  por encima.

La presión vertical será:

$$q_{v2} = m * (C * w_1 * H_1 + C_n * w_2 * H_2)$$

la presión horizontal;

$$q_{hz} = n * K_z (C * w_1 * H_1 + C_n * w_2 * H_2)$$

donde  $w_1$  y  $w_2$  son los pesos unitarios de las dos capas.

Finalmente, la presión de reacción horizontal del suelo es:

$$q_{hp2} = \delta * (q_{v2} - q_{hz})$$

#### B.- Cálculo de las presiones por sobrecarga de tránsito.

La norma considera dos tipos de cargas de tránsito;

a - Cargas concentradas

b - Cargas distribuidas

Las cargas concentradas son analizadas considerando un camión tipo que carga sobre sus ruedas. En cambio, el caso de carga distribuida es más raro, e implica el paso de vehículos especiales con orugas o similares.

##### B.1.- Cálculo de la tapada ficticia $H_0$

En el caso de camino pavimentado se calcula una tapada ficticia  $H_0$  en función de la tapada real y del módulo de compresión del suelo en la zona superior  $E_s$  se considera que se construyen dos capas en el pavimento, de espesor  $t_1$  y  $t_2$ , respectivamente, cuyos materiales tienen módulos de elasticidad  $E_{t1}$  y  $E_{t2}$  para lo cual la norma brinda el cuadro 8.2.5 con valores de los módulos de elasticidad de diversos materiales que se utilizan en la construcción de caminos. El valor de  $H_0$  se obtiene por la siguiente expresión:

$$H_0 = H + \frac{0,9}{E_s^{1/3}} * (t_1 * E_{t1}^{1/3} + t_2 * E_{t2}^{1/3})$$

Cuadro 8.2.5

Módulo de elasticidad para los distintos materiales utilizados en la construcción

Tipo de material	Rango de $E_t$ N/mm <sup>2</sup>	Los valores de $E_t$ varían según:
Suelo calizo estabilizado de grano fino	15 a 600	Tipo de suelo y terreno.
Suelo calizo estabilizado de grano grueso	200 a 500	Tipo de suelo y terreno.
Suelo cemento estabilizado de grano fino	50 a 2000	Tipo de suelo y terreno.
Suelo cemento estabilizado de grano grueso	1000 a 15000	Tipo de suelo y terreno.
Estratos de macadán	90 a 350	Densidad de empaque, trabazon.
Piedra partida comprimida	100 a 900	Densidad de empaque, trabazon
Escoria comprimida	80 a 850	Compactación
Hormigón asfáltico	6000 a 20000	Proporción de agregado, temp.
Mastic asfáltico	500 a 15000	Proporción de agregado, temp.
Asfalto fundido	400 a 4000	Temperatura.
Hormigón pobre	15000	
Losas de hormigón	21000 a 35000	Calidad de H <sup>2</sup>

## B.2.- Cálculo de las presiones por sobrecargas de tránsito concentradas

La expresión general es:

$$P_{vc} = P_v * C_c * \phi$$

donde  $P_{vc}$  es la presión vertical en el extradós del caño,  $P_v$  es la carga de la rueda del camión elegido,  $C_c$  es el coeficiente de carga y  $\phi$  es el factor de impacto.

El coeficiente de carga  $C_c$  se brinda graficado y tabulado en la norma para camiones de 2 y 3 ejes; su expresión matemática es compleja pero resoluble analíticamente:

$$C_C = \frac{1}{D} - \frac{2}{\pi D} * \left[ \arcsen \left( 2H * \frac{X_1}{X_2 X_3} - \frac{2HD}{X_1} * \left( \frac{1}{X_2} - \frac{1}{X_3} \right) \right) \right] + \frac{1}{H_2} \Sigma I$$

donde  $X_1 = 4H^2 + D^2 + 1$

$$X_2 = 4H^2 + 1$$

$$X_3 = 4H^2 + D^2$$

$\Sigma I$  depende de la cantidad de ejes y de la separación entre ellos y entre ruedas (ver figura 8.2.9)

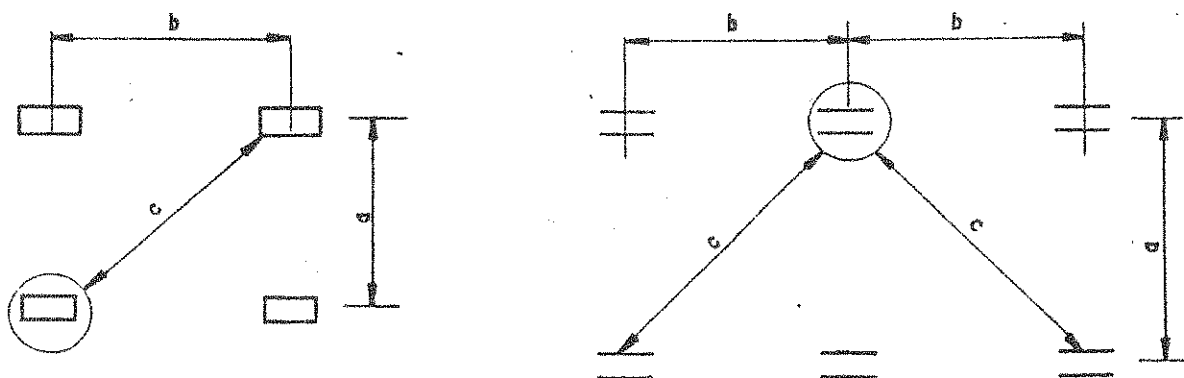


Figura 8.2.9

Para camiones de 2 ejes la expresión  $\Sigma I$  es:

$$\Sigma I = \frac{3 * H^5}{2 * \pi} * \left[ (a^2 + H^2)^{-2,5} + \frac{L_W}{H_W} * (b^2 + H^2)^{-2,5} + \frac{L_W}{H_W} * (c^2 + H^2)^{-2,5} \right]$$

Para camiones de tres ejes, en cambio:

$$\Sigma I = \frac{3 * H^5}{2 * \pi} * \left[ (a^2 + H^2)^{-2,5} + 2 * \frac{L_W}{H_W} * (b^2 + H^2)^{-2,5} + 2 * \frac{L_W}{H_W} * (c^2 + H^2)^{-2,5} \right]$$

donde  $H$  es la tapada real o ficticia según corresponda;  $a$ ,  $b$  y  $c$  son las distancias mostradas en la figura 8.2.9;  $L_W$  es la carga de la rueda menos cargada y  $H_W$  es la carga de la rueda más cargada.

En cuanto a las cargas por rueda, la norma brinda el cuadro 8.2.6 donde se dan valores para 8 tipos de camiones de 3 a 60 toneladas de carga total.

Cuadro 8.2.6

## Peso por rueda para camiones standard

No.	Símbolos	Peso total kN	Número de ejes	Carga por rueda	
				Rueda trasera kN	Rueda delantera kN
1	LT 3	30	2	6	10
2	LT 6	60	2	10	20
3	LT 12	120	2	20	40
4	HT 26	260	2	65	65
5	HT 30	300	3	50	50
6	HT 38	380	3	62,5	65
7	HT 45	450	3	75	75
8	HT 60	600	3	100	100

Finalmente, el factor de impacto se presenta en el Cuadro 8.2.7, variando según la carga del camión desde 1,2 para los camiones más pesados y por consiguiente de poca velocidad a 1,6 para los camiones más livianos de mayor velocidad.

Cuadro 8.2.7.

## Factor de impacto para cargas de tránsito

Tipo de tránsito	Factor de impacto
LT3-12	1,00
HT26-38	1,40
HT45-60	1,20

## B.3.- Cálculo de las presiones por sobrecargas de tránsito distribuida

La expresión correspondiente es:

$$Pvd = Cd * Pd * \phi$$

donde Pvd es la presión vertical en el extremo del caño; Pd la intensidad de la carga distribuida;  $\phi$  es el factor de impacto y Cd es el coeficiente de carga para sobrecargas distribuidas.

En estos casos, Pd dependerá del tipo de vehículo (maquinaria de construcción, militar, etc.). El coeficiente Cd se presenta en la norma graficamente (figura 8.2.10) en función de la tapada y de las dimensiones geométricas (largo y ancho).

Finalmente se considera el factor de impacto  $\phi = 1,2$  para todo tipo de vehículos.

Es importante acotar que esta expresión de sobrecarga también se utiliza para el caso de sobrecargas estacionarias con la única salvedad que el factor de impacto es  $\phi = 1$ .

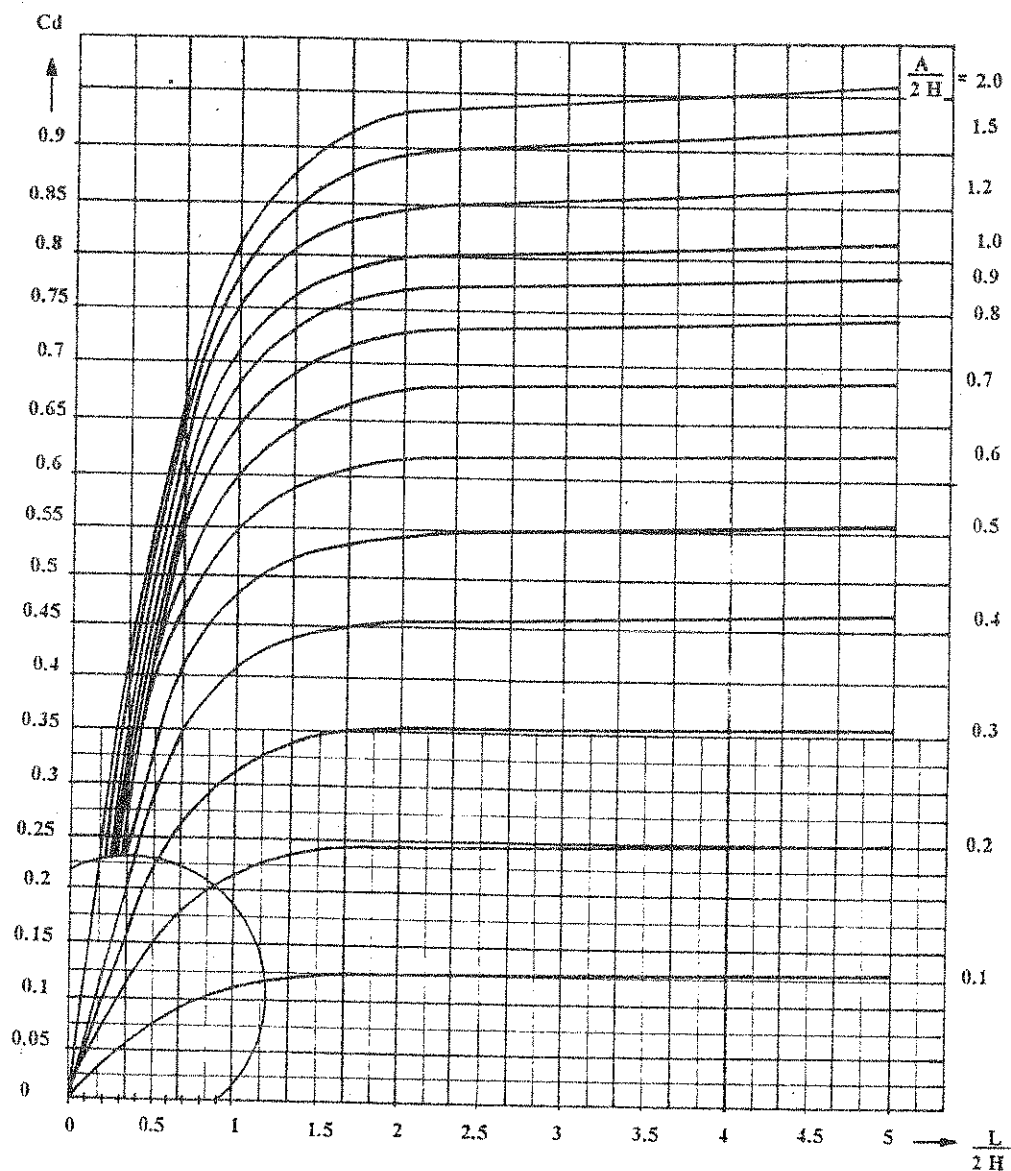


Figura 8.2.10

Gráfico para el cálculo de  $C_D$

### C.- Cálculo de los momentos ovalizantes

La expresión que permite el cálculo de los momentos es:

$$M_m = (k_v \cdot q_{vt} + k_h \cdot q_h + k_{hp} \cdot q_{hp}) \cdot r^2 + k_w \cdot r \cdot r^3$$

En esta fórmula  $q_{vt}$  es la carga vertical total considerando la sobrecarga de tránsito, es decir:

$$q_{vt} = q_v + P_{vc} \quad \text{o} \quad q_{vt} = q_v + P_{vd}$$

Cuadro 8.2.8  
Factor para el cálculo del momento  
flexor ovalizante para caños

Angulo de apoyo $2\alpha$		Sección transversal del caño	Factores de momentos flexores ovalizantes			
			$k_v$	$k_h$	$k_{hp}$	$k_w$
Caso 1 de carga distribuida (Apoyos tipo A o B, $V_{ps} \leq 0,1$ )						
180	Extradós Costado exterior Pie	+0,250	-0,250	-0,181	+0,172	
		-0,250	+0,250	+0,208	-0,196	
		+0,250	-0,250	-0,181	+0,220	
Caso 2 de carga distribuida (Apoyos tipo A o B, $V_{ps} > 0,1$ )						
60	Extradós Costado exterior Pie	+0,286	-0,250	--	+0,229	
		-0,293	+0,250	--	-0,264	
		+0,377	-0,250	--	+0,420	
90	Extradós Costado exterior Pie	+0,273	-0,250	--	+0,210	
		-0,279	+0,250	--	-0,243	
		+0,313	-0,250	--	+0,321	
120	Extradós Costado exterior Pie	+0,261	-0,250	--	+1,190	
		-0,265	+0,250	--	-0,220	
		+0,275	-0,250	--	+0,260	
Caso 3 de carga distribuida (Apoyos tipo C, $V_{ps} > 0,1$ )						
90	Extradós Costado exterior Pie	+0,266	-0,245	--	+0,198	
		-0,271	+0,244	--	-0,230	
		+0,277	-0,224	--	+0,262	
120	Extradós Costado exterior Pie	+0,240	-0,232	--	+0,157	
		-0,240	+0,228	--	-0,181	
		+0,202	-0,187	--	+0,145	
180	Extradós Costado exterior Pie	+0,163	-0,163	--	+0,035	
		-0,125	+0,125	--	0,000	
		+0,087	-0,087	--	+0,035	



El término  $k_w * r * r^3$  es el momento producido por la carga de agua, siendo  $r$  el peso específico del agua y  $r$  el radio medió del caño.

Los factores  $k$  que se aplican a cada uno de los términos son brindados por la norma en el cuadro 8.2.8 en función de los siguientes parámetros:

- Tipo de apoyo (A y B por una parte y C por otra)
- Rigidez relativa  $V_{ps}$  (mayor o menor que 0,1)
- Angulo de apoyo  $2\alpha$ .

Se obtienen 3 valores de cada uno de los coeficientes  $k$ : el primero para el extradós del caño, el segundo para la línea media y finalmente el tercero para la base del caño, que es el más importante ya que allí se producen los momentos máximos.

Los factores del cuadro 8.2.8 correspondientes al Caso 1 pueden ser aplicados en la ecuación de  $M_m$  arriba indicada únicamente si se usa material granular para el relleno de la zanja y si su compactación es tal que asegure un bajo valor de  $V_{ps}$ .

#### 8.2.1.3.- Verificación del Espesor Propuesto

Para caños con presión interna el método de verificación, una vez obtenido el máximo momento ovalizante, está basado en el método de Schlick. Para caños sin presión interna se comparan directamente los momentos actuantes y de rotura.

##### A.- Coeficientes de seguridad

La norma requiere 2 coeficientes de seguridad para los caños con presión interna:  $\gamma_d$ , que es el coeficiente para aplastamiento y  $\gamma_z$ , que es el coeficiente para presión interna. Estos coeficientes varían según el diámetro:

$175 \text{ mm} \leq D \leq 200 \text{ mm}$	$\gamma_d = 2,5$	$\gamma_z = 3,5$
$250 \text{ mm} \leq D \leq 500 \text{ mm}$	$\gamma_d = 2,5$	$\gamma_z = 3,0$
$500 \text{ mm} \leq D \leq 2500 \text{ mm}$	$\gamma_d = 2,5$	$\gamma_z = 2,5$

a su vez, para caños sin presión interna, es decir, cloacales o de drenaje, se recomienda como factor de seguridad  $\mu = 1,5$ .

En el caso que la cañería se comporte como flexible, es decir que  $V_{ps} \leq 0,1$  entonces se prefiere elevar ese valor a  $\mu = 2$ .

## B.- Procedimiento de verificación para caños sin presión interna

Se deberá comparar el momento ovalizante  $M_m$  obtenido con el momento de rotura  $M_\theta$  que puede obtenerse con la siguiente expresión.

$$M_\theta = \frac{0,3 * p_\theta * r}{300}$$

$$M_\theta = \frac{0,3 * p_\theta * r}{200}$$

donde  $p_\theta$  es la carga de rotura en ensayo dada por la norma IRAM 11534 para 300 y 200 mm de longitud de caño según el diámetro luego:

$$\frac{M_\theta}{M_m} \geq \mu = 1,5$$

Si esta ecuación se cumple, entonces se verifica el espesor seleccionado como dato.

## C.- Procedimiento de Verificación para Caños con Presión Interna.

Operando a partir de las ecuaciones de Schlick (esfuerzos simultáneos) se puede llegar desde al punto de vista de las presiones a que:

$$P_Z \geq P_W \left( \frac{\sqrt{d}^2 * \sqrt{Z} - 1}{\sqrt{d}^2 - 1} \right) \quad (1)$$

donde  $P_W$  es la presión de trabajo y  $P_Z$  es la presión interna de rotura sin momento ovalizante:

$$P_Z = R_t * \frac{2 * s}{(D_i + s)}$$

donde  $R_t$  es la tensión de rotura por presión interna,  $s$  es el espesor y  $D_i$  es el diámetro interno.

Finalmente desde el punto de vista de los momentos y cargas externas:

$$W_z \geq \frac{M_m}{0,3 * r} * \frac{\sqrt{d}^2 * \sqrt{Z} - 1}{\sqrt{Z} - 1} \quad (2)$$

donde  $W_z$  es la carga de rotura por unidad de longitud que puede calcularse como:

$$W_z = \frac{R_E * s^2}{0,30 * (3 * D_i + 5 * s)}$$

donde  $R_E$  es la tensión de rotura por aplastamiento.

Finalmente, si se cumplen las ecuaciones (1) y (2) se verifica que el espesor seleccionado es el correcto.

#### 8.2.1.4.- Ejemplo Numérico

Datos:

$d = 300 \text{ mm}$        $e = 12 \text{ mm}$        $D = 324 \text{ mm}$

$B = 0,70 \text{ m}$       Serie = 40 kN/m<sup>2</sup>

$H = 6 \text{ m}$        $\beta = 85^\circ$  (ángulo de la pared de la zanja)

Apoyo = tipo B

Angulo de apoyo  $2\alpha = 90^\circ$

Suelo tipo cohesivo  $\tau = 20 \text{ kN/m}^2 = 2000 \text{ Kg/m}^3$

$\varphi = 20^\circ$        $K_1 = 0,5$        $K_2 = 0,1$

Densidad Proctor = 85%       $E_1 = 0,6 \text{ N/mm}^2$        $E_3 = 10 \text{ N/mm}^2$

$E_2 = 0,6 \text{ N/mm}^2$        $E_4 = 10 \text{ N/mm}^2$

Tránsito: por camino no pavimentado

Carga total Camión = 26 ton.

Carga por rueda = 6,5 ton

Nº de ejes = 2

Distancia entre ruedas = 2 m

Distancia entre ejes = 3 m

#### Cálculo

1) El factor de rigidez horizontal de apoyo es:

$$\xi = \frac{1,662 + 0,639 * \left( \frac{0,7}{0,324} - 1 \right)}{\left( \frac{0,7}{0,324} - 1 \right) + [1,662 - 0,361 * \left( \frac{0,7}{0,324} - 1 \right)] * \frac{0,6}{10}} = 1,946$$

2) La rigidez horizontal de apoyo

$$S_{sh} = 0,6 * 1,946 * 0,6 = 0,701 \text{ N/mm}^2$$

3) El radio medio

$$R = \frac{(0,324 - 0,012)}{2} = 0,156 \text{ m}$$

$$S_p = \frac{25000}{12} \text{ N/mm}^2 * \left(\frac{12}{144}\right)_3 = 0,948 \text{ N/mm}^2$$

4) La rigidez relativa caño - suelo es:

$$V_{ps} = \frac{0,948 \text{ N/mm}^2}{0,701 \text{ N/mm}^2} = 1,3524$$

Como  $V_{ps} > 0,1$  el caño se comporta como semirigido.

5) De la tabla 4 se obtienen entrando en el caso 2 y ángulo de apoyo  $90^\circ$ .

$$C_{V1} = -0,0966$$

$$C_{H1} = 0,0956$$

$$C_{V2} = 0,0833$$

$$C_{H2} = -0,0833$$

$$\begin{array}{l|l} C_{V3} = 0 & \text{Pues al ser } V_{ps} > 0,1 \text{ no existe reacción} \\ C_{H3} = 0 & \text{del suelo.} \\ \delta = 0 & \end{array}$$

6) La rigidez vertical de apoyo es:

$$S_{sv} = \frac{0,6}{1} = 0,6 \text{ N/mm}^2 \quad \text{pues es apoyo en suelo}$$

7) La rigidez relativa vertical caño-suelo es:

$$V_s = \frac{0,948}{|-0,0966| * 0,6} = 16,36$$

8) La rigidez  $V_s$  es:

$$V_{s1} = \frac{1 - 0,1}{1 - 0,25} = 1,2$$

9) El factor de concentración de presiones  $m_0$  es:

$$m_0 = \frac{4 * 0,1}{3 + 0,1} = 0,129$$

10) El factor de concentración de presiones  $m_m$  es:

$$m_m = 1 + \frac{6}{0,324} * \frac{1}{\frac{3,5}{1} + 2,2 * \frac{0,6}{10} + \frac{1}{(1-0,25)} + \frac{6}{0,324} + \frac{0,62}{1} + 1,6 * \frac{0,6}{10(1-0,25)}}$$

$$m_m = 2,0565$$

11) El factor de concentración  $m_1$  es:

$$m_1 = \frac{2,0565 * 16,36 + (2,0565 - 1) * \frac{0,129 * 1,2}{(1 - 0,129)}}{16,36 + (2,0565 - 1) * \frac{1,2}{(1 - 0,129)}}$$

12) Finalmente, el factor de concentración  $n$  es:

$$\frac{B}{D} = \frac{0,7}{0,324} = 2,16 < 4$$

$$\text{Entonces } n = \frac{(1,899 - 1)}{3} * 2,16 + \frac{(4 - 1,899)}{3} = 1,3478$$

El factor de concentración de presiones horizontales es;

$$h = \frac{4 - 1,899}{3} = 0,700$$

13) Se debe verificar el factor de concentración límite  $m_{lim}$ .

$$m_{lim} = 1 + 4 * 0,5 \operatorname{tg} 20^{\circ} = 1,7279$$

Entonces  $m < m_{lim}$

14) Se calcula el coeficiente de carga para pared vertical:

$$C_{90} = \frac{1 - e^{-2*(6/0,7)*0,5*\operatorname{tg} 20^{\circ}}}{2*(6/0,7)*0,5*\operatorname{tg} 20^{\circ}} = 0,3064$$

Se corrige para el ángulo de pared de zanja propuesto:

$$\beta = 85^{\circ}$$

$$C = 1 - \frac{85}{90} * (1 - 0,3064) = 0,3449$$

15) La presión vertical es:

$$q_{v1} = 1,3478 * 0,3449 * 20 \text{ kN/m}^3 * 6 \text{ m} = 55,78 \text{ kN/m}^2$$

La presión horizontal es:

$$q_{h1} = 0,700 * 0,1 * 0,3449 * 20 \text{ kN/m}^3 * 6 \text{ m} = 2,8936 \text{ kN/m}^2$$

La presión de reacción del suelo se considera nula

$$q_{h1} = 0$$

16) Para la carga de tránsito se calculan los coeficientes:

$$\Sigma I = \frac{3*6^5}{2 \pi} [(2^2+6^2)^{-2,5} + \frac{65}{65} (3^2+6^2)^{-2,5} + \frac{65}{65} (3,61^2+6^2)^{-2,5}] =$$

$$\Sigma I = 0,860$$

$$X_1 = 4 * 6^2 + 0,324^2 + 1 = 145,10$$

:

$$X_2 = 4 * 6^2 + 1 = 145$$

$$X_3 = 4 * 6^2 + 0,324^2 = 144,10$$

$$C_c = \frac{1}{* 0,324} - \frac{2}{\pi * 0,324} \left[ \arcsen \left( 2 * 6 * \frac{145,1}{145 * 144,1} \right) - \frac{2 * 6 * 0,324}{145,1} * \right.$$

$$\left. \left( \frac{1}{145} - \frac{1}{144,1} \right) \right] + \frac{1}{6^2} * 0,8608 = 0,03709$$

17) La presión de tránsito es:

$$PVC = 65 \text{ kN} * 0,03709 * 1,4 = 3,37 \text{ kN/m}^2$$

18) El momento máximo es en el fondo de la cañería. Los coeficientes se obtienen del cuadro 8.2.8:

$$k_v = 0,313$$

$$k_h = -0,250 \quad q_{VT} = 55,78 + 3,37 = 59,16 \text{ kN/m}^2$$

$$k_w = 0,321$$

$$M_m = (0,313 * 59,16 \text{ kN/m}^2 + (-0,250) * 2,8986) * 0,156^2 + 0,321 * 10 \text{ kN/m}^3 * 0,5 = 0,445 \text{ kN/m}$$

19) En el momento de rotura se obtiene:

$$M_e = \frac{0,3 * 3 \text{ kN} * 0,324 \text{ m}}{0,200 \text{ m}} = 1,458 \text{ kN/m}$$

20) Finalmente, se verifica que:

$$\frac{1,458}{0,445} = 3,28 > 1,5 = \mu \text{ coeficiente de seguridad}$$

La cañería verifica.

### 8.2.1.5.- Programa de Computación para el Cálculo

```

1 REM'CALCULO ESTRUCTURAL DE CAÑERIAS DE FIBROCEMENTO
10 REM"CALFIBRO
20 REM"VERSION 230792
40 KEY OFF :CLS
50 PRINT"CALCULO ESTRUCTURAL DE CAÑOS DE ASBESTOCEMENTO":PRINT
60 PRINT"OPCIONES":PRINT"1)CAÑO PRESION":PRINT"2)CAÑO SIN PRESION":PRINT:INPUT"OPCION (1 o 2)";PP
70 IF PP<1 OR PP>2 THEN 60
80 DIM TS(4,11),DF(4,12),WL(8,2),K(21,4),MO(3)
90 FOR I3=1 TO 21:FOR J3=1 TO 4
100 READ K(I3,J3)
110 DATA .25,-.25,-.181,-.172,-.25,.25,.208,-.196,.25,-.25,-.181,.22,.286,-.25,0,.229,-.293,.25,0,-.264,.377
115 DATA -.25,0,.42
120 DATA .273,-.25,0,.21,-.279,.25,0,-.243,.313,-.25,0,.321,.261,-.25,0,1.19,-.265,.25,0,-.22,.275,-.25
125 DATA 0,.26
130 DATA .266,-.245,0,.198,-.271,.244,0,-.23,.277,-.224,0,.262,.24,-.232,0,.157,-.24,.228,0,-.181,.202,-.187
135 DATA 0,.145,-.163,-.163,0,.035,-.125,-.125,0,0,.087,-.087,0,.035
140 NEXT J3,I3
150 PRINT
160 PRINT"LOS TIPOS DE INSTALACION SON":PRINT"1)ZANJA o TERRAPLEN PROYECCION POSITIVA"
165 PRINT"2)PROYECCION NEGATIVA":PRINT"3)DOS O MAS CAÑOS EN UNA UNICA ZANJA"
170 PRINT:INPUT"TIPO DE INSTALACION (1,2,3)(TECLEE ENTER PARA 1)";LT
175 IF LT=0 THEN LT=1
180 IF LT<1 OR LT>3 THEN 170
190 IF LT=3 THEN PRINT"USTED DEBE CALCULAR LOS CAÑOS SEPARADAMENTE":GOTO 170
200 RE=44:RT=22:PRINT:PRINT"LAS TENSIONES DE ROTURA SON EN PRESION INTERNA RT=22 N/mm2
EN APLASTAMIENTO RE=44 N/mm2"
210 PRINT:INPUT"USTED PREFERE CAMBIAR ESTOS VALORES (S or N)";RR$
220 IF RR$="S" THEN INPUT "TENSION DE ROTURA EN APLASTAMIENTO(N/mm2)";RE
230 IF RR$="S" THEN INPUT"TENSION DE ROTURA EN PRESION INTERNA (N/mm2)";RT:GOTO 255
240 IF RR$="N" THEN 255
250 GOTO 210
255 EP=25000
260 PI=3.1415926#
270 PRINT:PRINT"LAS CONDICIONES DE INSTALACION SON:"
280 PRINT"1)NORMAL RO'=RO":PRINT"2)CON TABLESTACADO EXTRAIBLE RO'=2/3RO"
285 PRINT"3)CON TABLESTACADO PERDIDO RO'=0"
290 PRINT:INPUT"CONDICIONES DE INSTALACION (1,2,3)(TECLEE ENTER PARA 1)";LC
295 IF LC=0 THEN LC=1
300 IF LC<1 OR LC>3 THEN GOTO 290
310 IF PP=1 THEN PRINT:INPUT"PRESION DE TRABAJO (MN/m2)";PW
320 PRINT:INPUT"DIAMETRO INTERNO [mm]";DI:DI=DI/1000
330 PRINT:INPUT"ANCHO DE ZANJA B [m]";B
340 PRINT:PRINT"OPCIONES:"
350 PRINT"1)ESPESOR MINIMO REQUERIDO":
360 PRINT"2)VERIFICAR UN ESPESOR ESPECIFICADO":
370 PRINT:INPUT"OPCION";RWT
380 IF RWT=2 THEN INPUT"ESPESOR DEL CAÑO [mm]";S
390 IF RWT=1 AND PP=1 THEN S=INT(1000*(PW*DI)/(2*RT))+1
400 IF RWT=1 AND PP=2 THEN S=INT(1000*(DI*.1)/(2*RT))+1
410 S=S/1000:D=DI+2*S
420 PRINT:INPUT"TABADA H [m]";H
430 PRINT:INPUT"PENDIENTE DE LA PARED DE LA ZANJA BE [grados](TECLEE ENTER PARA PARED VERTICAL)";BE

```



```

435 IF BE=0 THEN BE=90
437 BE1=BE/180*PI
440 PRINT:PRINT"LOS TIPOS DE APOYO SON (A),(B),(C)"
450 PRINT:INPUT"OPCION";BT$
460 IF BT$="A" OR BT$="B" THEN PJ=1:GOTO 510
470 IF BT$="C" THEN INPUT"PROJECTION RATIO PJ";PJ:GOTO 510
480 GOTO 440
510 PRINT:INPUT"ANGULO DE APOYO ZALFA (60,90,120,180)(TECLEE ENTER PARA 90 GRADOS) ";ALF
515 IF ALF=0 THEN ALF=90
520 IF ALF<60 OR ALF>180 THEN 510
530 PRINT:INPUT"USTED CONOCE LOS PARAMETROS DEL SUELO REQUERIDOS (S o N)";BR$
540 IF BR$="S" OR BR$="N" THEN 560
550 GOTO 530
560 IF BR$="S" THEN 670
570 PRINT:PRINT"OPCIONES:"
580 PRINT"1)EL MATERIAL DE RELLENO Y EL SUELO NATURAL DEL LUGAR SON IGUALES"
590 PRINT"2)EL MATERIAL DE RELLENO EN LA ZONA DEL CAÑO ES DIFERENTE,EL RELLENO ENCIMA ";
595 PRINT "Y EL SUELO NATURAL DEL LUGAR ES EL MISMO"
600 PRINT"3)EL MATERIAL DE RELLENO ES EL MISMO EN TODA LA ZANJA Y ES DIFERENTE DEL SUELO NATURAL"
610 PRINT"4)LOS TRES MATERIALES SON DIFERENTES"
620 PRINT:PRINT"SI USTED TIENE UNA INSTALACION TIPO 2 , DEBE ELEGIR OPCION 2) O 4)"
630 PRINT:INPUT"OPCION";BS
640 IF LT=2 AND BS=3 THEN 620
650 IF BS<1 OR BS>4 THEN 570
660 IF LT=2 AND BS=1 THEN 620
670 FOR I2=1 TO 8
680 FOR J2=1 TO 2
690 READ WL(I2,J2)
700 DATA 5,10,10,20,20,40,65,65,50,50,62.5,65,75,75,100,100
710 NEXT J2,I2
720 FOR I=1 TO 4
730 FOR J=1 TO 11
740 READ TS(I,J)
750 DATA 20,35,0.42,2.5,6,9,16,23,40,0.5,0.4
760 DATA 20,30,0.2,1.2,3,4,8,11,20,0.5,0.3
770 DATA 20,25,0.15,0.8,2,3,5,8,14,0.5,0.2
780 DATA 20,20,0.1,0.6,1.5,2,4,6,10,0.5,0.1
790 NEXT J,I
800 FOR I1=1 TO 4
810 DF(I1,1)=-.0833:DF(I1,2)=-.0833:DF(I1,7)=-.0833:DF(I1,8)=-.0833:DF(I1,11)=-.064:DF(I1,12)=-6.580001E-02
820 NEXT I1
830 FOR J1=3 TO 6
840 FOR I1=1 TO 4
850 READ DF(I1,J1)
860 DATA -0.1053,-0.0966,-0.0893,-0.0833,0.1026,0.0956,0.0891,0.0833,-0.1041,-0.0916,-0.0763
865 DATA -0.0417,0.1017,0.0916,0.0777,0.0417
870 NEXT I1,J1
880 FOR J1=9 TO 10
890 FOR I1=1 TO 4
900 READ DF(I1,J1)
910 DATA 0.0827,0.0798,0.0721,0.0417,-0.0829,-0.0805,-0.0735,-0.417
920 NEXT I1,J1
930 IF BR$="S" THEN GOTO 3180
940 IF BS=1 THEN PRINT"PARAMETROS DEL SUELO":GOTO 970

```

```

950 IF BS=3 THEN PRINT"PARAMETROS DEL RELLENO":GOTO 970
960 IF BS=2 OR BS=4 THEN 2960
970 GOSUB 3390
980 W=TS(GS,1):RO=TS(GS,2):K1=TS(GS,10):K2=TS(GS,11):RO=RO/180*PI
990 PRINT"W="W,"RO="RO,"K1="K1,"K2="K2
1000 PRINT:PRINT"COMPACTACION DEL RELLENO SUPERIOR (E1)"
1010 GOSUB 3430
1020 E1=TS(GS,PSD+2)
1030 PRINT:PRINT"COMPACTACION DEL RELLENO EN LA ZONA DEL CAÑO (E2)"
1040 GOSUB 3430
1050 E2=TS(GS,PSD+2)
1060 IF BS=3 THEN 1100
1070 E3=E2
1080 E4=TS(GS,9)
1090 GOTO 1130
1100 PRINT:PRINT"PARAMETROS DE LA ZANJA"
1110 GOSUB 3390
1120 E3=TS(GS,PSD+2):E4=TS(GS,9)
1130 PRINT"E1="E1;"E2="E2;"E3="E3;"E4="E4
1140 IF E3=E4 THEN 1190
1150 INPUT"USTED PREFERE QUE E3=E4 (S O N)";YY$
1160 IF YY$="S" THEN E3=E4:GOTO 1190
1170 IF YY$="N" THEN 1190
1180 GOTO 1150
1190 GOSUB 3560
1200 XI=(1.662+.639*(B/D-1))/((B/D-1)+(1.662-.361*(B/D-1))*E2/E3)
1210 PRINT"XI="XI
1220 SSH=.6*XI*E2:R=(D-S)/2
1230 SP=EP/12*(S/R)^3
1240 VPS=SP/SSH
1250 IF ALF=60 THEN I1=1:GOTO 1300
1260 IF ALF=90 THEN I1=2:GOTO 1300
1270 IF ALF=120 THEN I1=3:GOTO 1300
1280 IF ALF=180 THEN I1=4:GOTO 1300
1290 PRINT"EL ANGULO DE APOYO DEBE SER 60.90,120 o 180":INPUT"ANGULO DE APOYO";ALF:GOTO 1250
1300 IF BT$="C" THEN CV1=DF(I1,5):CH1=DF(I1,6):CV2=DF(I1,9):CH2=DF(I1,10):GOTO 1330
1310 IF VPS<=.1 THEN CV1=DF(I1,1):CH1=DF(I1,2):CV3=DF(I1,11):CH3=DF(I1,12):CV2=DF(I1,7):CH2=DF(I1,8)
1320 IF VPS>.1 THEN CV1=DF(I1,3):CH1=DF(I1,4):CV2=DF(I1,7):CH2=DF(I1,8):
1330 PRINT"CV1="CV1,"CH1="CH1,"CV2="CV2,"CH2="CH2,"CH3="CH3,"CV3="CV3
1340 DT=CH1/(VPS-CH3):CV=CV1+CV3*DT
1350 SSV=E2/PJ
1360 IF VPS<=.1 THEN VS=SP/(ABS(CV)*SSV)
1370 IF VPS>.1 THEN VS=SP/(ABS(CV1)*SSV)
1380 VS1=(1-K2)/(1-(.25/PJ))
1390 M0=4*K2/(3+K2)
1400 H5=H
1410 IF LT=2 THEN H5=HB2
1420 MM=1+H5/D*1/(3.5/PJ+2.2*E1/E4*1/(PJ-.25)+H5/D*(.62/PJ+1.6*E1/E4*1/(PJ-.25)))
1430 M1=(MM*VS+(MM-1)*M0*VS1/(1-M0))/(VS+(MM-1)*VS1/(1-M0))
1440 N=(4-M1)/3
1450 ML=1+4*K1*TAN (RO)
1460 BD=B/D

```

```

1470 IF BD>=1 AND BD<=4 THEN M=(M1-1)/3*B/D+(4-M1)/3
1480 IF BD>4 THEN M=M1
1490 IF M>ML THEN M=ML
1500 IF LC=1 THEN RO1=RO:RO3=RO2
1510 IF LC=2 THEN RO1=2/3*RO:RO3=2/3*RO2
1520 IF LC=3 THEN RO1=0:RO3=0
1530 IF BS=2 OR BS=4 THEN 1570
1540 HA=H:KA=K1:ROD=RO1:ROZ=RO
1550 GOSUB 3480
1560 PRINT"C90="C90" C="C :GOTO 1680
1570 HA=HB1:KA=K11:ROD=RO3:ROZ=RO2
1580 GOSUB 3480
1590 IF LT=2 THEN C1=EXP(-2*HB2/B*K1*TAN(RO1)):GOTO 1610
1600 C1=C:PRINT"C1="C1"C91="C90
1610 IF LT=2 THEN CN=C1:PRINT"CN="CN
1620 HA=HB2:KA=K1:ROD=RO1:ROZ=RO
1630 GOSUB 3480
1640 C2=C:PRINT"C2="C2" C92="C90
1650 QV1=M*(C1*W1*HB1+C2*W*HB2)
1660 QH1=N/M*K2*QV1
1670 GOTO 1700
1680 QV1=M*C*W*H
1690 QH1=N*K2*C*W*H
1700 IF VPS<=.1 THEN QHP1=DT*(QV1-QH1)
1710 PRINT
1720 IF LT=2 THEN PRINT"QV2="QV1;" QH2="QH1" QHP2="QHP1:GOTO 1740
1730 PRINT"QV1="QV1;" QH1="QH1;" QHP1="QHP1
1740 PRINT"SSH="SSH " SP="SP " VPS="VPS" VS="VS" VS1="VS1:PRINT"DT="DT
1750 PRINT" MO="MO;" M1="M1;" MM="MM;" ML="ML
1760 PRINT"M="M,"N="N
1770 IF HW=0 THEN 1800
1780 X1=4*HE^2+DI^2+1:X2=4*HE^2+1:X3=4*HE^2+DI^2
1790 CC=1/DI-2/(PI*DI)*(PI/2-ATN((X2*X3/(4*HE^2*X1)-1)^.5)-2*HE*DI/(X1^.5)*(1/X2+1/X3))+1/(HE^2)*SI
1800 PV=HW:PVC=PV*CC*FI
1810 PRINT"PVC="PVC
1820 PRINT"CC="CC
1830 QVT=QV1+PVC+PVD
1840 PRINT
1850 IF BT$="A" OR BT$="B" THEN 1870
1860 IF BT$="C" THEN 1930
1870 IF VPS<=.1 THEN I6=0
1880 IF VPS>.1 AND ALF=60 THEN I6=3
1890 IF ALF=90 THEN I6=6
1900 IF ALF=120 THEN I6=9
1910 IF ALF=180 AND VPS>.1 THEN PRINT"NO SE ACEPTA VPS>0.1 Y 2 ALFA=180":STOP
1920 GOTO 1980
1930 IF ALF=90 THEN I6=12:GOTO 1980
1940 IF ALF=120 THEN I6=15:GOTO 1980
1950 IF ALF=180 THEN I6=18:GOTO 1980
1960 IF ALF=60 THEN PRINT"NO SE ACEPTA TIPO DE APOYO "C" Y 2ALFA=60":STOP
1970 PRINT"EL ANGULO 2ALFA DEBE SER 60,90,120 o 180":STOP
1980 GOSUB 4270

```

```

1990 PRINT"MX="MX
2000 IF PP=2 THEN 2190
2005 IF DI<=.1 THEN NUD=2.5:NUZ=4
2010 IF DI>.1 AND DI<.25 THEN NUD=2.5:NUZ=3.5
2020 IF DI>.2 AND DI<=.5 THEN NUD=2.5:NUZ=3
2030 IF DI>.5 THEN NUD=2.5:NUZ=2.5
2040 IF PW<=.3 THEN NUD=2:NUZ=2
2050 W3=MX/((.3*R)*((NUD^2*NUZ-1)/(NUZ-1)))^5
2060 W2=RE/.3*(S^2)/(3*DI+5*S)*1000
2070 P3=PW*((NUD^2*NUZ-1)/(NUD^2-1))
2080 P2=RT*2*S/(DI+S)
2090 PRINT"W2="W2"W3="W3:PRINT"P2="P2"P3="P3
2100 PRINT:PRINT:PRINT
2110 IF W2>=W3 AND P2>=P3 THEN PRINT"VERIFICA":GOTO 2320
2120 IF RWT=2 AND OOS="S" THEN 2170
2130 IF RWT=2 THEN PRINT:INPUT"USTED PREFIERE BUSCAR EL ESPESOR MINIMO REQUERIDO (S o N)";OOS
2140 IF RWT=2 AND OOS="S" THEN 2170
2150 IF RWT=2 AND OOS="N" THEN 2180
2160 IF RWT=2 THEN 2130
2170 S=INT(1000*S+1):S=S/1000:D=DI+S*2:PRINT"S="S,"DI="DI:GOTO 1200
2180 INPUT"NUEVO ESPESOR [mm]";S:S=S/1000:D=DI+S*2:GOTO 1200
2190 IF VPS<=.1 THEN MU=2
2200 IF VPS>.1 THEN MU=1.5
2210 W2=RE/.3*(S^2)/(3*DI+5*S)*1000
2220 ME=.3*W2*(DI+S)/2
2230 MU1=ME/MX
2240 PRINT"ME="ME;" MX="MX" MU1="MU1:PRINT:PRINT:PRINT
2250 IF MU1>=MU THEN PRINT"VERIFICA":GOTO 2320
2260 IF RWT=2 AND OOS="S" THEN 2170
2270 IF RWT=2 THEN PRINT:INPUT"USTED PREFIERE BUSCAR EL ESPESOR MINIMO REQUERIDO (S o N)";OOS
2280 IF RWT=2 AND OOS="S" THEN 2300
2290 IF RWT=2 AND OOS="N" THEN 2310
2300 S=INT(1000*S+1):S=S/1000:D=DI+S*2:PRINT"S="S,"DI="DI:GOTO 1200
2310 INPUT"NUEVO ESPESOR [mm]";S:S=S/1000:D=DI+S*2:GOTO 1200
2320 PRINT
2330 PRINT:PRINT"EL DIAMETRO INTERNO ES DI="DI*1000"mm"
2340 PRINT:PRINT"EL ESPESOR ES="S*1000"mm"
2350 PRINT:PRINT"LA TAPADA ES H="H"m"
2360 PRINT:PRINT"EL ANCHO DE ZANJA ES B="B"m"
2370 IF PP=1 THEN PRINT:PRINT"LA PRESION DE TRABAJO ES PW="PW"MN/m2"
2380 PRINT:PRINT"EL FACTOR DE CONCENTRACION DE PRESION VERTICAL ES M="M
2390 PRINT"EL FACTOR DE CONCENTRACION DE PRESION HORIZONTAL ES N="N
2400 IF BS=2 AND LT=1 THEN PRINT"LOS COEFICIENTES DE CARGA SON C1="C1" Y C2="C2
2410 IF BS=4 AND LT=1 THEN PRINT"LOS COEFICIENTES DE CARGA SON C1="C1" Y C2="C2
2420 IF BS=2 AND LT=2 THEN PRINT"LOS COEFICIENTES DE CARGA SON C1="C1" Y CN="CN
2430 IF BS=4 AND LT=2 THEN PRINT"LOS COEFICIENTES DE CARGA SON C1="C1" Y CN="CN
2440 IF BS=1 OR BS=3 THEN PRINT"EL COEFICIENTE DE CARGA ES C="C
2450 PRINT"LA PRESION VERTICAL DEL SUELO ES QV="QV1"KN/m2"
2460 PRINT"LA PRESION LATERAL DEL SUELO ES QH="QH1"KN/m2"
2470 IF VPS<=.1 THEN PRINT"LA REACCION LATERAL DEL SUELO ES QHP="QHP1"KN/m2"
2480 IF PVC<>0 THEN PRINT"LA PRESION VERTICAL POR CARGA DE TRANSITO CONCENTRADA ES PVC=" PVC"KN/m2"
2490 IF PVD<>0 THEN PRINT"LA PRESION VERTICAL POR CARGA DE TRANSITO DISTRIBUIDA ES PVD="PVD"KN/m2"

```

```

2500 PRINT"EL MAXIMO MOMENTO OVALIZANTE ES MX="MX"KN/m"
2510 IF PP=2 THEN 2570
2520 PRINT"LA CARGA DE ROTURA POR APLASTAMIENTO ES W2="W2"KN/m"
2530 PRINT"LA MAXIMA CARGA MAYORADA ES W3="W3"KN/m"
2540 PRINT"LA PRESION DE ROTURA POR PRESION INTERNA ES P2="P2"MN/m2"
2550 PRINT"LA MAXIMA PRESION MAYORADA ES P3="P3"MN/m2"
2560 GOTO 2590
2570 PRINT:PRINT"EL MOMENTO OVALIZANTE DE ROTURA ES ME="ME"KN/m"
2580 PRINT:PRINT"EL FACTOR DE SEGURIDAD REAL ES MU1="MU1">"MU
2590 INPUT"USTED PREFERE IMPRIMIR LOS RESULTADOS (S O N)";IPS
2600 IF IPS="N" THEN 4400
2610 IF IPS="S" THEN 2630
2620 GOTO 2590
2630 LPRINT
2640 INPUT"NOMBRE DEL CALCULO";CX$
2650 INPUT"FECHA";DA$
2655 LPRINT"CALCULO ESTRUCTURAL DE CAÑERIA DE FIBROCEMENTO"
2660 LPRINT:LPRINT"NOMBRE:";CX$:LPRINT
2670 LPRINT:LPRINT"FECHA:";DA$:LPRINT
2680 LPRINT
2690 LPRINT:LPRINT"EL DIAMETRO INTERNO ES DI="DI*1000"mm"
2700 LPRINT:LPRINT"EL ESPESOR ES="S*1000"mm"
2710 LPRINT:LPRINT"LA TAPADA ES H="H"m"
2720 LPRINT:LPRINT"EL ANCHO DE ZANJA ES B="B"m":LPRINT
2730 IF PP=1 THEN LPRINT"LA PRESION DE TRABAJO ES PW="PW"MN/m"
2740 LPRINT:LPRINT"EL FACTOR DE CONCENTRACION DE PRESION VERTICAL ES M="M
2750 LPRINT:LPRINT"EL FACTOR DE CONCENTRACION DE PRESION HORIZONTAL ES N="N
2760 IF BS=2 AND LT=1 THEN LPRINT:LPRINT"LOS COEFICIENTES DE CARGA SON C1="C1" Y C2="C2
2770 IF BS=4 AND LT=1 THEN LPRINT:LPRINT"LOS COEFICIENTES DE CARGA SON C1="C1" Y C2="C2
2780 IF BS=2 AND LT=2 THEN LPRINT:LPRINT"LOS COEFICIENTES DE CARGA SON C1="C1" Y CN="CN
2790 IF BS=4 AND LT=2 THEN LPRINT:LPRINT"LOS COEFICIENTES DE CARGA SON C1="C1" Y CN="CN
2800 IF BS=1 OR BS=3 THEN LPRINT:LPRINT"EL COEFICIENTE DE CARGA ES C="C
2810 LPRINT:LPRINT"LA PRESION VERTICAL DEL SUELO ES QV="QV1"KN/m2"
2820 LPRINT:LPRINT"LA PRESION LATERAL DEL SUELO ES QH="QH1"KN/m2"
2830 IF VPS<=.1 THEN LPRINT:LPRINT"LA REACCION LATERAL DEL SUELO ES QHP="QHP1"KN/m2"
2840 IF PVC<>0 THEN LPRINT:LPRINT"LA PRESION VERTICAL POR CARGA DE TRANSITO CONCENTRADA ES PVC="PVC"KN/m2"
2850 IF PVD<>0 THEN LPRINT:LPRINT"LA PRESION VERTICAL POR CARGA DE TRANSITO DISTRIBUIDA ES PVD="PVD"KN/m2"
2860 LPRINT:LPRINT"EL MAXIMO MOMENTO OVALIZANTE ES MX="MX"KN/m"
2870 IF PP=2 THEN 2930
2880 LPRINT:LPRINT"LA CARGA DE ROTURA POR APLASTAMIENTO ES W2="W2"KN/m"
2890 LPRINT:LPRINT"LA CARGA MAXIMA MAYORADA ES W3="W3"KN/m"
2900 LPRINT:LPRINT"LA PRESION DE ROTURA POR PRESION INTERNA ES P2="P2"MN/m2"
2910 LPRINT:LPRINT"LA MAXIMA PRESION MAYORADA ES P3="P3"MN/m2"
2920 GOTO 2950
2930 LPRINT:LPRINT"EL MOMENTO OVALIZANTE DE ROTURA ES ME="ME"KN/m"
2940 LPRINT:LPRINT"EL FACTOR DE SEGURIDAD REAL ES MU1="MU1">"MU
2950 GOTO 4400
2960 PRINT:INPUT"ALTURA DE RELLENO EN ZONA DEL CAÑO HB2 [m] (ENTER PARA HB2=0.30 m)";HB2
2965 IF HB2=0 THEN HB2=.3
2970 HB1=H-HB2
2980 PRINT:PRINT"PARAMETROS DEL RELLENO EN LA ZONA DEL CAÑO"
2990 GOSUB 3390
3000 W=TS(GS,1):RO=TS(GS,2):K1=TS(GS,10):K2=TS(GS,11):RO=RO/180*PI

```

```

3010 PRINT"W="W,"RO="RO,"K1="K1,"K2="K2
3020 PRINT:PRINT"COMPACTACION DEL RELLENO EN LA ZONA DEL CAÑO (E2)"
3030 GOSUB 3430
3040 E2=TS(GS,PSD+2):PSM=PSD+2
3050 PRINT
3060 IF BS=4 THEN PRINT"PARAMETROS DEL RELLENO ARRIBA DE LA ZONA DEL CAÑO":GOTO 3080
3070 PRINT"PARAMETROS DE LA ZANJA"
3080 GOSUB 3390
3090 W1=TS(GS,1):RO2=TS(GS,2):K11=TS(GS,10):RO2=RO2/180*PI
3100 PRINT:PRINT"COMPACTACION DEL RELLENO ARRIBA DE LA ZONA DEL CAÑO (E1)"
3110 GOSUB 3430
3120 E1=TS(GS,PSD+2)
3130 IF BS=2 THEN E3=TS(GS,PSM):E4=TS(GS,9):GOTO 3170
3140 PRINT:PRINT"PARAMETROS DE LA ZANJA"
3150 GOSUB 3390
3160 E3=TS(GS,PSM):E4=TS(GS,9)
3170 GOTO 1130
3180 PRINT:INPUT"EL MATERIAL DE RELLENO ES EL MISMO EN TODA LA ZANJA (S O N)":XX$
3190 IF XX$="S" THEN BS=1:GOTO 3230
3200 PRINT
3210 IF XX$="N" THEN PRINT"PARAMETROS DEL RELLENO EN LA ZONA DEL CAÑO":GOTO 3230
3220 GOTO 3180
3230 PRINT:INPUT"PESO UNITARIO W [KN/m3]":W
3240 PRINT:INPUT"ANGULO DE FRICCION RO [grados]":RO:RO=RO/180*PI
3250 PRINT:INPUT"COEFICIENTE DE PRESION LATERAL K1":K1
3260 PRINT:INPUT"COEFICIENTE DE PRESION LATERAL K2":K2
3270 IF XX$="N" THEN 3330
3280 PRINT:INPUT"MODULO DE COMPRESION DEL SUELO E1 (RELLENO ARRIBA DE LA ZONA DEL CAÑO) [N/mm2]":E1
3290 PRINT:INPUT"MODULO DE COMPRESION DEL SUELO E2 (RELLENO EN LA ZONA DEL CAÑO) [N/mm2]":E2
3300 PRINT:INPUT"MODULO DE COMPRESION DEL SUELO E3 (PAREDES DE LA ZANJA) [N/mm2]":E3
3310 PRINT:INPUT"MODULO DE COMPRESION DEL SUELO E4 (FONDO DE LA ZANJA) [N/mm2]":E4
3320 GOTO 1130
3330 PRINT:INPUT"ALTURA DE RELLENO EN LA ZONA DEL CAÑO HB2 [m]":HB2:HB1=N-HB2
3340 PRINT:PRINT"PARAMETROS DEL RELLENO ARRIBA DE LA ZONA DEL CAÑO"
3350 PRINT:INPUT"PESO UNITARIO ARRIBA DE LA ZONA DEL CAÑO [KN/m3]":W1:BS=2
3360 PRINT:INPUT"ANGULO DE FRICCION RO2 [grados]":RO2:RO2=RO2/180*PI
3370 PRINT:INPUT"COEFICIENTE DE PRESION LATERAL K11":K11
3380 GOTO 3280
3390 PRINT:PRINT"TIPOS DE SUELO:1:PRIMARIO-COHESIVO (1)":PRINT"POCO COHESIVO (2)"
3395 PRINT"MEZCLA COHESIVO (3)":PRINT"COHESIVO (4)"
3400 PRINT:INPUT"NUMERO DE TIPO ELEGIDO":GS
3410 IF GS<1 OR GS>5 THEN 3390
3420 RETURN
3430 PRINT:PRINT"SELECCIONAR DENSIDAD SEGUN PROCTOR STANDARD "
3440 PRINT"1)SIN COMPACTAR:PRINT"2) 85%":PRINT"3) 90%":PRINT"4) 92%":PRINT"5) 95%":
3445 PRINT"6) 97%":PRINT"7) 100%":
3450 PRINT:INPUT"OPCION":PSD
3460 IF PSD<1 OR PSD>7 THEN 3430
3470 RETURN
3480 C90=(1-EXP(-2*KA/E*KA*TAN(RO)))/(2*KA/E*KA*TAN(RO))
3490 IF BE1<RO2 THEN C=1
3500 IF BE1>=RO2 AND BE1<90 THEN C=1-BE/90*(1-C90)
3510 RETURN

```

```

3560 IF MDX=1 THEN 3570
3565 PRINT:INPUT"EL CAÑO ESTA DEBAJO DE UN CAMINO PAVIMENTADO (S o N)";PR$
3570 IF PR$="S" THEN 3600
3580 IF PR$="N" THEN HE=N:GOTO 3870
3590 GOTO 3560
3600 IF MDX=1 THEN 3860
3605 PRINT:INPUT"ESPESOR DE LA PRIMERA CAPA LA CONSTRUCCION DEL CAMINO [m] (ENTER PARA T1=0.2 m)";T1
3610 IF T1=0 THEN T1=.2
3620 PRINT:INPUT"¿USTED CONOCE LOS MODULOS E DE LOS MATERIALES DE CONSTRUCCION DEL CAMINO (S o N)";ET$
3630 IF ET$="S" THEN 3800
3640 IF ET$="N" THEN 3660
3650 GOTO 3620
3660 PRINT:PRINT"LISTA DE MODULOS DE ALGUNOS MATERIALES DE CONSTRUCCION DE CAMINOS":PRINT
3670 PRINT"          TIPO DE MATERIAL                                RANGO DE ET [N/mm2]":PRINT
3680 PRINT"ESTABILIZADO CON CAL Y SUELO DE GRANO FINO                15-600 "
3690 PRINT"ESTABILIZADO CON CAL Y SUELO DE GRANO GRUESO            200-500"
3700 PRINT"ESTABILIZADO CON CEMENTO Y SUELO DE GRANO FINO          50-2000"
3710 PRINT"ESTABILIZADO CON CEMENTO Y GRANO GRUESO                 1000-15000"
3720 PRINT"CAPA DE MACADAM                                           90-350"
3730 PRINT"CHIPS DE PIEDRA COMPRIMIDA                               100-900"
3740 PRINT"ESCORIA COMPRIMIDA                                         80-850"
3750 PRINT"CONCRETO ASFALTICO                                         6000-20000"
3760 PRINT"MASTIC ASFALTICO                                           500-15000"
3770 PRINT"ASFALTO COLADO                                             400-4000"
3780 PRINT"HORMIGON POBRE                                             15000"
3790 PRINT"HORMIGON DE ESCORIA                                       21000-35000"
3800 PRINT:INPUT"MODULO E DE LA PRIMERA CAPA [N/mm2] (ENTER PARA ET1=500 N/mm2)";ET1
3810 IF ET1=0 THEN ET1=500
3820 PRINT:INPUT"ESPESOR DE LA SEGUNDA CAPA EN LA ESTRUCTURA DEL CAMINO [m] (ENTER PARA T2=0.1 m)";T2
3830 IF T2=0 THEN T2=.1
3840 PRINT:INPUT"MODULO E DE LA SEGUNDA CAPA [N/mm2] (ENTER PARA ET2=13000 N/mm2)";ET2
3850 IF ET2=0 THEN ET2=13000
3860 HE=H+.9/(ET1^(1/3))*(T1*(ET1^(1/3))+T2*(ET2^(1/3)))
3870 PRINT:PRINT"HE="HE
3871 IF MDX=1 THEN 3874
3872 PRINT:INPUT"EXISTE CARGA DE TRANSITO CONCENTRADA (S o N)";ZY$
3874 IF ZY$="S" THEN 3880
3876 IF ZY$="N" THEN HW=0: GOTO 4160
3878 GOTO 3872
3880 IF MDX=1 THEN 4110
3885 PRINT:INPUT"¿USTED SABE LA MENOR Y LA MAYOR CARGA POR RUEDA DEL VEHICULO (S o N)";LW$
3890 IF LW$="N" THEN 3960
3900 PRINT:INPUT"CARGA MENOR POR RUEDA [KN]";FW
3910 PRINT:INPUT"CARGA MAYOR POR RUEDA [KN]";HW
3920 PRINT:INPUT"FACTOR DE IMPACTO (1.6;1.4;1.2)";FI
3930 PRINT:INPUT"NUMERO DE EJES (2,3)";NA
3940 IF NA<2 OR NA>3 THEN 3930
3950 GOTO 4060
3960 PRINT:PRINT"OPCIONES:"
3970 PRINT"ELIJA EL SIMBOLO DEL CAMION"
3980 PRINT"1)LT 3 2)LT 6 3)LT 12 4)HT 26 5)HT 30 6)HT 38 7)HT 45 8)HT 60"
3990 PRINT:INPUT"OPCION(TECLEE ENTER PARA 4)";I2

```

```

3995 IF I2=0 THEN I2=4
4000 FW=WL(I2,1):HW=WL(I2,2)
4010 IF I2<=3 THEN FI=1.6
4020 IF I2>3 AND I2<=6 THEN FI=1.4
4030 IF I2>6 THEN FI=1.2
4040 IF I2<=4 THEN NA=2
4050 IF I2>4 THEN NA=3
4060 PRINT"FW="FW;"HW="HW;"FI="FI;" NA="NA
4070 PRINT:INPUT"DISTANCIA ENTRE RUEDA IZQUIERDA Y DERECHA (a) [m] (ENTER PARA a=2 m)";DA
4080 IF DA=0 THEN DA=2
4090 PRINT:INPUT"DISTANCIA ENTRE EJES (b) [m] (ENTER PARA b=3 m)";DB
4100 IF DB=0 THEN DB=3
4110 DC=(DA^2+DB^2)^(1/2)
4120 IF NA=2 THEN SI=(3*HE^5/(2*PI)*((DA^2+HE^2)^(-2.5)+FW/HW*(DB^2+HE^2)^(-2.5)+FW/HW*(DC^2+HE^2)^(-2.5)))
4130 IF NA<>3 THEN 4140
4135 SI=(3*HE^5/(2*PI)*((DA^2+HE^2)^(-2.5)+2*FW/HW*(DB^2+HE^2)^(-2.5)+2*FW/HW*(DC^2+HE^2)^(-2.5)))
4140 PRINT"SI="SI
4150 GOTO 4260
4160 IF MDX=1 THEN 4170
4165 PRINT:INPUT"EXISTE ALGUNA CARGA DE TRANSITO VERTICAL SUPERPUESTA DISTRIBUIDA (S o N)";DMS
4170 IF DMS="N" THEN PVD=0: GOTO 4260
4180 IF DMS="S" THEN 4200
4190 GOTO 4160
4200 IF MDX=1 THEN 4230
4205 PRINT:INPUT"INTENSIDAD DE CARGA DISTRIBUIDA [kN/m2]";PD
4210 PRINT:INPUT"COEFICIENTE POR SOBRECARGAS DISTRIBUIDAS CD";CD
4220 PRINT:INPUT"FACTOR DE IMPACTO PARA SOBRECARGAS DISTRIBUIDAS (1;1.2) (ENTER PARA FI1=1.2)";FI1
4230 IF FI1=0 THEN FI1=1.2
4240 IF FI1<1 OR FI1>1.2 THEN 4220
4250 PVD=CD*PD*FI1
4260 RETURN
4270 FOR I4=1 TO 3
4280 I5=I4+I6
4290 MO(I4)=(K(I5,1)*QVT+K(I5,2)*QH1+K(I5,3)*QHP1)*R^2+K(I5,4)*10*R^3
4300 NEXT I4
4310 MX=ABS(MO(1))
4320 IF ABS(MO(2))>MX THEN MX=MO(2)
4330 IF ABS(MO(3))>MX THEN MX=MO(3)
4340 PRINT"EL MOMENTO EN LA CORONA ES "MO(1)"kNm/m"
4350 PRINT"EL MOMENTO EN LA LINEA MEDIA ES "MO(2)"kNm/m"
4360 PRINT"EL MOMENTO EN EL FONDO DE LA CAÑERIA ES "MO(3)"kNm/m"
4370 RETURN
4400 PRINT:PRINT"DESEA MODIFICAR ALGUNO DE LOS SIGUIENTES DATOS"
4410 PRINT:PRINT"-TAPADA (1)";PRINT"-PRESION (2)";PRINT"-TERMINAR (3)"
4420 INPUT"DATOS A MODIFICAR (1-2)";MDX
4430 IF MDX=2 THEN INPUT"PRESION DE TRABAJO (MN/M2)";PW
4440 IF MDX=1 THEN INPUT"TAPADA (m)";H
4450 IF MDX=2 THEN 1200
4460 IF MDX=1 THEN 1190
4470 IF MDX=3 THEN STOP

```



### 8.2.2.- Caños de PRFV

Se verifica un espesor dado, calculando primero las cargas de relleno y de tránsito, para luego verificar la deflexión (que no debe superar el 5% del diámetro), las tensiones por deflexión y por cargas combinadas y finalmente el pandeo.

Esta metodología está enteramente basada en la norma AWWA C950/88.

#### 8.2.2.1.- Cálculo de las Cargas de Relleno

La carga del relleno se calcula directamente teniendo en cuenta el prisma que se encuentra encima del caño. Entonces:

$$Q = \tau * H * D_{ext}$$

siendo:

Q = carga del relleno (Kg/m)

$\tau$  = peso unitario del relleno (Kg/m<sup>3</sup>)

H = tapada (m)

D<sub>ext</sub> = diámetro externo (m)

El peso unitario  $\tau$  será el máximo que presenta el suelo. En caso de carecer de datos confiables se supondrá  $\tau = 2000 \text{ Kg/m}^3$ .

#### 8.2.2.2.- Cargas de Tránsito

Se plantean de acuerdo a la ecuación de Boussisnesq:

$$Q_v = C_v * P * (1 + I_f)$$

donde  $C_v$  es el coeficiente de carga vehicular de acuerdo a una carga de 2 camiones circulando en sentido contrario según se muestra en la figura 8.2.11.

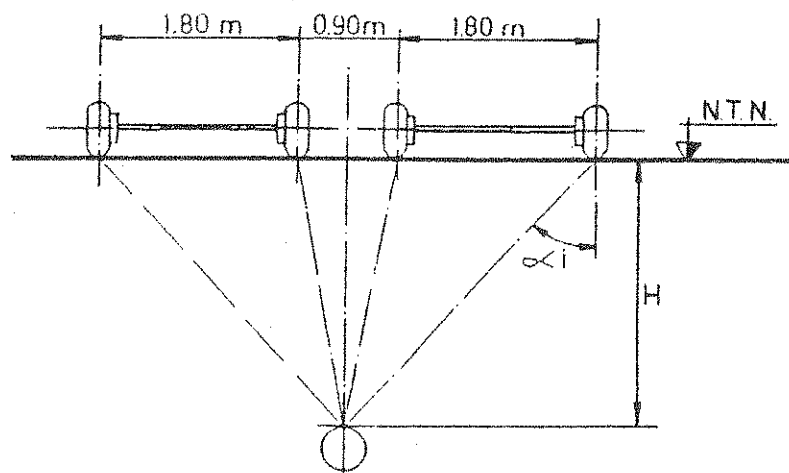


Figura 8.2.11

Tren de cargas

a ese tren de cargas corresponde la siguiente expresión:

$$C_V = \frac{3 * D}{\pi * H^2} \left[ \cos^5 * \left( \arctg \frac{2,25}{H} \right) + \cos^5 * \left( \arctg \frac{0,45}{H} \right) \right]$$

La carga de tránsito P por rueda, a utilizar en el cálculo, varía de acuerdo al tipo de tránsito. La norma americana recomienda 8000 Kg/rueda, sin embargo, en nuestro país suele tomarse una carga de 6000 Kg/rueda.

El factor de impacto, en la norma americana, es:

$$I_f = 0,766 - 0,4 * H$$

Este factor vale cero para:

$$H = \frac{0,766}{0,4} = 1,915 \text{ m}$$

Para esa profundidad y mayores, se considera que el factor de impacto es nulo, es decir:

$$I_f = 0$$

$$1 + I_f = 1$$

$$Q_V = C_V * P$$

Una vez calculadas las cargas se pueden estudiar las deflexiones.

### 8.2.2.3.- Deflexión Vertical

La deflexión vertical se calcula según la fórmula de Spangler - Iowa:

$$\Delta y = \frac{(D_L * Q + Q_V) k_X}{\frac{E * I}{r^3} + 0,061 E'} = \frac{F_C}{F_{RC} + F_{RS}}$$

donde:

$F_C$  = factor de carga

$F_{RC}$  = factor de rigidez del caño

$F_{RS}$  = factor de rigidez del suelo

$Q$  = carga del terreno (Kg/m)

$Q_V$  = carga de tránsito (Kg/m)

$D_L$  = coeficiente de fluencia lenta (adimensional)

$k_X$  = coeficiente de apoyo (adimensional)

$r$  = radio medio del caño (m).

$E$  = módulo de elasticidad del caño de PRFV (se obtiene en función de la clase, a partir de la información que brindan los fabricantes)

La deflexión vertical calculada por la expresión anterior se expresa habitualmente en relación con el diámetro, como  $\Delta y / D_{ext}$ .

El coeficiente de fluencia lenta  $D_L$  se obtiene del cuadro 8.2.9.

Cuadro 8.2.9

Tipo de relleno	$D_L$
Relleno granular con buena compactación.	1,5
Relleno con material natural aceptable pero no granular y moderada compactación	2

Como valor conservador se recomienda  $D_L = 2$

El coeficiente de apoyo  $k$  depende del ángulo de apoyo  $\alpha$ , del tipo de suelo y su compactación. En el cuadro 8.2.10 se brindan los valores recomendados, donde  $k_x$  es el coeficiente para la fórmula de deflexión y  $k_b$  es el coeficiente de momento.

Por ser un valor fácilmente obtenible en la mayoría de las instalaciones se recomienda adoptar  $\alpha = 60^\circ$  con lo que resulta  $k_x = 0,103$  y  $k_b = 0,189$ .

Cuadro 8.2.10

Tipo de instalación	$\alpha$	$k_x$	$k_b$
Fondo de zanja conformado y zona lateral bien compactada densidad Proctor > 95% o Densidad relativa > 70%	180°	0,083	0,125
Lecho granular y relleno moderadamente compactado densidad Proctor 85 - 95% Densidad relativa 40 - 70%	60°	0,103	0,189

El factor de rigidez  $F_R$  del caño está dado por:

$$F_R = \frac{E * I}{r^3}$$

El módulo de elasticidad ( $E$ ) del caño depende de la clase del caño, ya que la composición del material varía de acuerdo a la presión que debe soportar y de acuerdo al tipo de fabricación, razón por la que debe consultarse a cada fábrica en particular. En general, el valor de  $E$  oscila entre 60.000 Kg/cm<sup>2</sup> y 170.000 Kg/cm<sup>2</sup>. Para conductos cloacales, en primera aproximación, puede estimarse el primer valor.

El momento de inercia está definido para la sección del caño como:

$$I = \frac{e^3}{12}$$

donde  $e$  es el espesor estructural del caño, que no siempre coincide con el espesor total.

El factor de rigidez del suelo se define como:

$$F_S = 0,061 * E'$$

Donde  $E'$  es el módulo de reacción del suelo. Los estudios realizados por Howard permiten estimarlo de acuerdo al tipo de suelo y la compactación, según se observa en el cuadro 8.2.11, donde se utiliza el sistema universal de clasificación de suelos y el grado de compactación se establece con el ensayo Proctor normal (Método D698, AASHTO T-99) o de densidad relativa, según corresponda. Cabe aclarar que estos valores de  $E'$  son aplicables para tapadas menores de 15,00 m.

En el cuadro 8.2.11 también se aprecia que la deflexión adicional  $(\Delta y / D)_{adic}$  depende del grado de compactación, reduciéndose al aumentar éste.

En general, con el caño existente actualmente en el mercado argentino (año 1993) para que la cañería verifique, el módulo  $E'$  de reacción  $E'$  debe ser  $E' = 6,9 \text{ MN/m}^2 = 69 \text{ Kg/cm}^2$ , ya que con valores menores difícilmente verifican los espesores standard de fabricación. Es por ello recomendable el uso de material de relleno granular, con el cual es posible llegar a la compactación necesaria para lograr el valor de  $E' = 69 \text{ Kg/cm}^2$ .

El valor calculado por la expresión de Spangler-Iowa es un valor medio y para obtener una magnitud con una confiabilidad del 95% debe agregarse la deflexión adicional  $(\Delta y / D_{ext})_{adic}$  especificada en la última fila del cuadro 8.2.11.

Se debe verificar que este valor final de la deflexión sea menor que 5%:

$$\begin{aligned} 100 * (\Delta y_f / D_{ext}) &= \\ &= 100 * (\Delta y / D_{ext}) + 100 * (\Delta y / D_{ext})_{adic} < 5\% \end{aligned}$$

En el caso en que no se verifique esta condición se deberá recalcular, aumentando en primer lugar la compactación prevista y mejorando las condiciones de apoyo, antes de intentar con un espesor de pared mayor en la cañería.

Cuadro 8.2.11  
Módulo de reacción del suelo E', según Howard

E' = f(Grado de compactación) MN/m <sup>2</sup>				
Tipo de suelo	Sin com- pac- tar	comp. leve <85% Proctor <40% Dens. Rel.	comp. moder. 85-95% Proc. 40-70% Dens. Rel.	comp. alta >95%Proctor >70%Dens. Rel.
Suelo de granu- lometría fina LL>50 plastici- dad media alta CH, MH, CH-MH	Este tipo de suelos requiere un análisis especial para determinar densidad requeri- da, contenido de humedad y esfuerzo de compactación.			
Suelo de granu- lometría fina (LL >50) plas- ticidad nula a media con CL, ML, ML-CL, CL- CH, ML-MH con menos del 25% de part. gran	0,34	1,38	2,76	6,9
Suelo de granu- lometría fina (LL <50) plas- ticidad nula a media con más del 25% de par- tículas granu- lares. CL, ML, ML-CL, CL-CH, ML-MH. Suelos de granulometría gruesa con más del 12% de fi- GM, GC, SM, SC.	0,69	2,76	6,9	13,8
Suelos de gra- nulometría grue- sa con menos del 12% de fi- nos GW,GP,SW,SP	1,38	6,9	13,8	20,7
Roca partida	6,9	20,7	20,7	20,7
Deflexión adicional ( $\Delta Y/D$ ) <sub>adic</sub> (en % del diámetro)	±2%	±2%	±1%	±0,5%

Para expresar E' en Kg/cm<sup>2</sup> multiplicar por 10 los valores del cuadro.

#### 8.2.2.4.- Tensiones por Flexión

La ecuación que utiliza para el cálculo de la tensión, siguiendo el criterio adoptado por la norma AWWA, es:

$$\sigma_b = D_f * E * \left( \frac{\Delta Y_f}{D_m} \right) * \left( \frac{e}{D_m} \right)$$

donde:

$\sigma_b$  = tensión debida a la flexión.

E = módulo de elasticidad del material.

$\Delta Y_f$  = deflexión final, igual al  $\Delta y$  calculado por la fórmula de Spangler más el adicional que corresponda según el grado de compactación.

e = espesor del caño.

D = diámetro medio del caño.

$D_f$  = factor de forma (puede adoptarse  $D_f = 8$  como valor conservador).

La deformación se calculará con la expresión:

$$\epsilon_b = D_f * \left( \frac{\Delta Y_f}{D_m} \right) * \left( \frac{e}{D_m} \right)$$

donde  $\epsilon_b$  es la deformación buscada.

La tensión por flexión debe cumplir la condición:

$$\sigma_b \leq \frac{\sigma_{\text{máx}}}{F_S} = \sigma_{\text{adm}}$$

y la deformación:

$$\epsilon_b \leq \frac{\epsilon_{\text{máx}}}{F_S} = \epsilon_{\text{adm}}$$

donde:

-  $\sigma_{\text{máx}}$  se obtiene de la información del fabricante (varía entre 700 Kg/cm<sup>2</sup> y 5000 Kg/cm<sup>2</sup>)

- $\epsilon$  máx se obtiene en función de  $\sigma$  máx.
- $F_S$  es el factor de seguridad (se adopta  $F_S = 1,5$ )

#### 8.2.2.5.- Tensión por Carga Combinada

La tensión producida por la superposición de la deflexión y por la presión interna, es la suma de la tensión originada por la presión interna, más la  $\sigma_b$  definida en el numeral 8.2.2.4:

$$\sigma_C = \frac{P_i * D_m}{2 * e} + D_f * \left(\frac{\Delta Y}{D}\right) * \left(\frac{e}{D}\right) * E$$

y la deformación resultante se obtiene de dividir la anterior por E, es decir:

$$\epsilon_C = \frac{P_i * D_m}{2 * E * e} + D_f * \left(\frac{\Delta Y}{D_m}\right) * \left(\frac{e}{D_m}\right)$$

donde:

$P_i$  = presión interna del caño ( $\text{Kg/cm}^2$ ).

$e$  = espesor del caño (cm).

$D_m$  = diámetro medio del caño (cm).

$E$  = módulo de elasticidad del caño ( $\text{Kg/cm}^2$ ).

$\Delta y$  = deflexión vertical (cm).

Por otra, parte Spangler y consecuentemente las normas AWWA, proponen otra ecuación, teniendo en cuenta que la presión interna tiende a devolver al caño la sección circular:

$$\sigma_C = \frac{P_i * D_m}{2 * e} + \frac{3 * k_b * Q * D_m * e * E}{3 k_x * P_i * D_m^3 + E * e^3}$$

donde:

$Q$  = carga del suelo.

$P_i$  = presión interna.

$k_x$  y  $k_b$  = coeficientes de deflexión y de momento en función del apoyo, que se obtienen del cuadro 8.2.10.



Finalmente, la deformación será:

$$\epsilon_C = \frac{P_i * D_m}{2 * e * E} + \frac{3 * k_b * Q * D_m * e}{3 k_x * P_i * D_m^3 + E * e^3}$$

Dado que se dispone de dos criterios para calcular las tensiones, se recomienda calcular  $\sigma_C$  con ambas fórmulas y tomar el menor valor.

Se debe verificar que:

$$\sigma_C \leq \frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{F_S} = \sigma_{adm}$$

$$\epsilon_C \leq \frac{\epsilon_{m\acute{a}x}}{F_S} = \epsilon_{adm}$$

donde:

$\sigma_{m\acute{a}x}$  Y  $\epsilon_{m\acute{a}x}$  se obtienen del fabricante del caño

$F_S$  es el factor de seguridad = 1,5.

#### 8.2.2.6.- Verificación del Pandeo

Se recomienda el criterio adoptado por la norma AWWA C 950-88 en la cual se utiliza una versión modificada de la fórmula de Luscher.

Se debe verificar que la carga actuante  $q_t$  sea menor o igual que la carga de pandeo admisible  $q_{adm}$  siendo:

$$q_t \leq q_{adm}$$

donde:

$$q_{adm} = \frac{1}{F_S} * (32 * R_W * B' * E' * \frac{E * I}{D_m^3})^{1/2}$$

en la cual:

$F_S$  = factor de seguridad = 2,5

$R_W$  = factor de flotación.

$B'$  = coeficiente empírico de apoyo.

$E'$  = módulo de reacción del suelo que se obtiene del cuadro 8.2.11.

$E$  = módulo de elasticidad del material.

$I$  = momento de inercia de la sección del caño ( $I = \frac{e^3}{12}$ )

$D_m$  = diámetro medio del caño.

El factor de flotación  $R_W$  puede calcularse como:

$$R_W = 1 - 0,33 * \left( \frac{H_W}{H} \right)$$

donde:

$H$  = tapada.

$H_W$  = altura de la napa freática, si ésta se encuentra por encima del extradós del caño, contada a partir de éste.

Si la napa freática está por debajo del nivel del caño, entonces  $R_W = 1$ .

El coeficiente empírico de apoyo  $B'$  (adimensional) se calcula por la siguiente expresión:

$$B' = \frac{1}{1 + 4 * e^{-0,2132H}}$$

donde:

$H$  = tapada en metros.

$e$  = base de logaritmos neperianos.

La carga actuante  $q_t$  puede calcularse de dos maneras, de acuerdo a las características de la instalación:

a) Considerando vacío interno.

b) Considerando cargas de tránsito.

Estas condiciones habitualmente no se producen al mismo tiempo y por lo tanto se verifican por separado, según el caso.

Para el caso a) la carga actuante se calcula por:

$$q_t = \tau_W * H_W + R_W * \frac{Q}{D_m} + \Delta P_a$$

donde:

$r_W$  = peso específico del agua freática.

$H_W$  = altura de la napa freática con respecto al extradós del caño. Si la napa freática está por debajo del nivel del caño este término se anula.

$Q$  = carga producida por el suelo.

$\Delta p_a$  = diferencia entre la presión atmosférica y la mínima presión absoluta a producirse en el interior del caño, o sea:

$$\Delta p_a = p_a - p_{i\text{mín}}$$

Para el caso b) la presión actuante se calcula por:

$$q_t = r_W * H_W + R_W * \frac{Q}{D_m} + \frac{Q_v}{D_m}$$

donde  $Q_v$  es la carga de tránsito.

Estas ecuaciones son válidas para las siguientes condiciones:

a) Sin vacío interno  $0,6 \text{ m} \leq H \leq 24 \text{ m}$

b) Con vacío interno  $1,2 \text{ m} \leq H \leq 24 \text{ m}$

#### 8.2.2.7.- Ejemplo Numérico

Datos:

$D_{\text{ext}} = 300 \text{ mm}$

$e = 4,50 \text{ mm}$

$E = 60.000 \text{ Kg/cm}^2$

$H = 2,00 \text{ m}$

$e_{\text{estructural}} = 3,25 \text{ mm}$

$\sigma_{\text{circ}} = 700 \text{ Kg/cm}^2$

con tránsito  $P = 6000 \text{ Kg/rueda}$

$\tau = 2000 \text{ Kg/m}^3$  relleno granular con menos del 12% de finos.

1) Carga de relleno

$$Q = 2000 \text{ Kg/m}^3 * 2 \text{ m} * 0,3 \text{ m} = 1200 \text{ Kg/m} = 12 \text{ Kg/cm.}$$

2) Carga de tránsito

El coeficiente de carga es:

$$C_V = \frac{3 * 0,3}{\pi (2 \text{ m})^2} \left[ \cos^5 \left( \arctg \frac{2,25}{2} \right) + \cos^5 \left( \arctg \frac{0,45}{2} \right) \right]$$

$$C_V = 0,0726$$

El factor de impacto es:

$$I_f = 0,766 - 0,4 * 2 < 0$$

$$I_f = 0$$

$$Q_V = 0,0726 \text{ 1/m} * 6000 \text{ Kg/rueda} = 435,45 \text{ Kg/m} = 4,35 \text{ Kg/cm}$$

3) Cálculo de la deflexión

Se calcula el momento de inercia:

$$I = \frac{e^3}{12} = \frac{(0,325 \text{ cm})^3}{12} = 2,86067 * 10^{-3}$$

luego se obtiene, según el ángulo de apoyo, el coeficiente  $k_x$

Se recomienda  $\alpha = 60^\circ$ , entonces  $k_x = 0,103$ .

Para el coeficiente de fluencia lenta se adopta  $D_L = 2$ .

Entonces, aplicando la fórmula de Spangler-Iowa:

$$\Delta y = \frac{(2 * 12 \text{ Kg/cm} + 4,35 \text{ Kg/cm})}{\frac{60.000 \text{ Kg/cm}^2 * 2,86 * 10^{-3} \text{ cm}^3}{(15 \text{ cm})^3} + 0,061 \text{ E'}}$$

$$\Delta y = \frac{2,92 \text{ Kg/cm}}{0,05 \text{ Kg/cm}^2 + 0,061 \text{ E'}}$$

El valor  $E'$  es fundamental en esta ecuación, ya que es el que define la verificación o no del caño. Como ya se dijo,  $E' = 69 \text{ Kg/cm}^2$  es un valor que se asigna a la verificación del cálculo. Sin embargo, este valor es solamente posible en obra si se tiene un relleno de material granular. En cambio, si el material es arcilloso (por ejemplo CL de la clasificación universal) la compactación necesaria es mayor que el 95% del ensayo de Proctor, valor difícilmente alcanzable, por lo que se recomienda su reemplazo por material granular en el cual deberá alcanzarse una compactación equivalente al 85% Proctor o 70% de densidad relativa.

$$\Delta y = \frac{2,92 \text{ Kg/cm}}{0,05 \text{ Kg/cm}^2 + 0,061 * 69 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$\Delta y = \frac{2,92 \text{ Kg/cm}}{0,05 \text{ Kg/cm}^2 + 4,209 \text{ Kg/cm}^2} = 0,686 \text{ cm}$$

Se observa que el factor de resistencia del suelo es muy superior al factor de resistencia del caño.

$$\frac{\Delta y}{D_{\text{ext}}} = \frac{0,686 \text{ cm}}{30 \text{ cm}} = 0,022$$

$$\frac{\Delta y}{D_{\text{ext}}} \% = 2,2 \%$$

La deflexión adicional se obtiene del cuadro 8.2.11 y vale:

$$\left(\frac{\Delta y}{D}\right)_{\text{adic}} \% = 2,0 \%$$

con lo que resulta:

$$\frac{\Delta y_f}{D_{\text{ext}}} \% = 2,2 \% + 2,0 \% = 4,2 \% < 5 \%$$

Por lo tanto, la deflexión vertical final verifica, pues es menor que el límite establecido por las normas.

#### 4) Verificación de tensiones

La expresión de tensiones por flexión:

$$\sigma_b = 8 * 60.000 \text{ Kg/cm}^2 * (0,042) * \left(\frac{3,25}{300}\right) = 218,40 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_b < \sigma_{\text{adm}} = \frac{\sigma_{\text{máx}}}{1,5} = \frac{700}{1,5} = 466,67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$218,4 \text{ Kg/cm}^2 < 466,67 \text{ Kg/cm}^2$$

La expresión de tensiones por carga combinada corresponde en este caso, por no ser un conducto a presión.

Primero se calcula  $R_w$ , en este caso suponemos que la napa freática puede estar en la superficie, condición más desfavorable que se traduce por la igualdad  $H_w = H$ :

$$k_w = 1 - 0,33 \left( \frac{2}{2} \right) = 0,67$$

El coeficiente empírico  $B'$  vale:

$$B' = \frac{1}{1 + 4 e^{-0,2132*2}} = 0,277$$

Considerando  $D_m \approx D_{ext}$ :

$$q_{adm} = \frac{1}{2,5} [ 32 * 0,67 * 0,277 * 69 \text{ Kg/cm}^2 * 60.000 \text{ Kg/cm}^2 * \\ * \frac{2,86 * 10^{-3} \text{ cm}^3}{(30 \text{ cm})^3} ]^{1/2}$$

$$q_{adm} = 0,645 \text{ Kg/cm}^2$$

La carga actuante, considerando al tránsito, será:

$$q_t = 0,1 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2 \text{ m}} * 2 \text{ m} + 0,67 * \frac{12 \text{ Kg/cm}}{30 \text{ cm}} + \frac{4,35 \text{ Kg/cm}}{30 \text{ cm}}$$

$$q_t = 0,613 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_t < q_{adm} \quad \text{verifica}$$

Para una tapada de 3,00 m este caño standard cloacal no verificaría y por lo tanto sería necesario aumentar el espesor o mejorar las características del material.

## 8.2.2.8.- Programa para el Cálculo Estructural de Cañerías de PRFV

```

10 REM'PRFV1
20 REM "CALCULO ESTRUCTURAL DE PRFV"
30 REM'VERSION 210792
50 CLS
60 PI=4*ATN(1)
70 PRINT"CALCULO ESTRUCTURAL DE CAÑERIA DE PRFV":PRINT
80 REM"290488"
90 REM"DATOS"
100 INPUT"DIAMETRO INTERNO [mm]";D:D=D/10:DD=D/100
110 INPUT"ESPESOR ESTRUCTURAL DEL CAÑO [mm]";ES:ES=ES/10
120 INPUT"ESPESOR TOTAL DEL CAÑO [mm] (ENTER PARA ESPESOR ESTRUCTURAL + 1,25 mm)";ESP
125 IF ESP=0 THEN ESP=ES*10+1.25
130 INPUT"PESO ESPECIFICO TERRENO [kg/m^3] (TECLEE ENTER PARA GA=2000kg/m^3)";GA
140 IF GA=0 THEN GA=2000
150 INPUT"TAPADA H [m]";H
160 INPUT"ANCHO DE ZANJA [m] (TECLEE ENTER PARA SELECCION AUTOMATICA)";B
170 IF B=0 AND D<=90 THEN B=D/100+.6:GOTO 200
180 IF B=0 AND D<=150 THEN B=D/100+.9: GOTO 200
190 IF B=0 AND D>150 THEN B=D/100+1.2
200 INPUT"MODULO DEL TERRENO E' [kg/cm^2] (TECLEE ENTER PARA E'=69)";E1
210 IF E1=0 THEN E1=69
220 INPUT "MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONDUCCION E [kg/cm^2]";E
230 INPUT "TENSION TANGENCIAL MAXIMA SM [kg/cm^2]";SM
240 INPUT "COEFICIENTE DE DEFLEXION A LARGO PLAZO DL (TECLEE ENTER PARA DL=2)";DL
250 IF DL=0 THEN DL=2
260 INPUT"GRADO DE COMPACTACION RECOMENDADO (EN % DENSIDAD PROCTOR -TECLEE ENTER PARA 85%-)";DP
270 IF DP=0 THEN DP=85
280 INPUT"COEFICIENTE KX DE APOYO (TECLEE ENTER PARA KX=0.103 Y KB=0.189)";KX
290 IF KX<>0 THEN INPUT"COEFICIENTE KB";KB
300 IF KX=0 THEN KX=.103 :KB=.189
310 INPUT"DEFLEXION ADICIONAL D1 [en %] (TECLEE ENTER PARA D1=2%)";D1
320 IF D1=0 THEN D1=2
330 INPUT"COEFICIENTE Df PARA EL CALCULO DE TENSIONES (ENTER PARA Df=8)";DF
340 IF DF=0 THEN DF=8
350 INPUT"PRESION DE SERVICIO PS [kg/cm^2]";PS
360 INPUT"PRESION DE PRUEBA EN ZANJA PZ [kg/cm^2] (TECLEE ENTER PARA PZ=1.5*PS)";PZ
370 INPUT"CLASE DEL CAÑO ";CL
380 IF PZ=0 THEN PZ=PS*1.5
390 PRINT:PRINT"D="D,"H="H,"B="B,"E'="E1,"DL="DL,"KX="KX,"KB="KB,"CL="CL,"E="E,"SM="SM,"PS="PS,"PZ="PZ
395 PRINT"D1="D1,"GA="GA,"KM="KM
400 PRINT:INPUT"SI ENCUENTRA ALGUN ERROR EN LOS DATOS ENTRADOS TECLEE -E- SI NO TECLEE ENTER";E$
410 IF E$="E" THEN 10
420 Q=GA*H*D/100
430 PRINT"LA CARGA DE RELLENO ES Q="Q"kg/m":GOTO 440
440 INPUT"DESEA CONSIDERAR CARGA DE TRANSITO (S/N)";CT$
450 IF CT$="S" OR CT$="s" THEN 480
460 IF CT$="n" OR CT$="N" THEN 570
470 STOP
480 REM"CARGA DE TRANSITO"
490 INPUT"CARGA POR RUEDA kg/rueda(TECLEE ENTER PARA 8000 kg/rueda)";PV

```

```

500 IF PV=0 THEN PV=8000
510 CV=3/PI*1/H^2*D/100*((COS(ATN(2.25/H)))^5+(COS(ATN(.45/H)))^5)
520 FI=.766-.4*H
530 IF FI<0 THEN FI=0
540 F1=1+FI
550 QV=F1*PV*CV
560 PRINT"CARGA DE TRANSITO QV="QV"kg/m"
570 INPUT"ALTURA DE LA NAPA FREATICA POR ENCIMA DEL CAÑO [m](TECLEE ENTER PARA SUPONER CAÑO SOBRE NAPA)";HW
580 PRINT"ELIJA ALTERNATIVA DE VERIFICACION DE PANDEO"
590 PRINT"1)VACIO INTERNO":PRINT"2)CARGA DE TRANSITO"
600 INPUT"ALTERNATIVA";AL
610 REM"CALCULO DE LA DEFLEXION"
620 DY=((DL*Q/100+QV/100)*KX)/((E*ES^3*2)/(3*D^3)+.061*E1)
630 DC=DY/D*100+D1:PRINT:PRINT"DEFLEXION CONFIABLE (DY/D)C="DC
640 IF DC<=5 THEN PRINT"VERIFICA DEFLEXION":GOTO 840
650 IF DC>5 THEN PRINT"NO VERIFICA DEFLEXION "
660 PRINT"MODIFICAR LAS SIGUIENTES VARIABLES DE A UNA A LA VEZ:"
670 PRINT"1)CONDICION DE APOYO KX"
680 PRINT"2)MODULO E' DEL SUELO Y DEFLEXION ADICIONAL"
690 PRINT"3)ESPESOR DE LA CONDUCCION"
700 K8=KX:E7=E1:E8=ES:D8=D1:ES9=ESP
710 INPUT"NUEVO COEFICIENTE KX(TECLEE ENTER PARA MANTENER EL VALOR ANTERIOR)";KX
720 IF KX=0 THEN KX=K8
730 INPUT"NUEVO MODULO E' [kg/cm^2](TECLEE ENTER PARA MANTENER EL VALOR ANTERIOR)";E1
740 IF E1=0 THEN E1=E7
750 INPUT"NUEVA DEFLEXION ADICIONAL D1[%](TECLEE ENTER PARA MANTENER EL VALOR ANTERIOR)";D1
760 IF D1=0 THEN D1=D8
770 INPUT"NUEVO ESPESOR ESTRUCTURAL [mm](TECLEE ENTER PARA MANTENER EL VALOR ANTERIOR)";ES:ES=ES/10
780 INPUT"NUEVO ESPESOR TOTAL [mm] (TECLEE ENTER PARA MANTENER EL VALOR ANTERIOR)";ESP
790 IF ESP=0 THEN ESP=ES9
800 IF ES=0 THEN ES=E8
810 INPUT"TECLEE -T- SI DESEA TERMINAR O ENTER PARA CONTINUAR";V$
820 IF V$="T" THEN GOTO 1060
830 GOTO 610
840 REM"VERIFICACION TENSIONES"
850 SB=DF*E*DC/100*ES/D:SA=SM/1.5
860 PRINT"SB="SB,"SADM="SA
870 IF SB<=SA THEN PRINT"VERIFICA TENSION POR DEFLEXION"
880 IF SB>SA THEN PRINT"NO VERIFICA TENSION POR DEFLEXION ,MODIFICAR DEFLEXION":GOTO 660
890 S1=SB+(PZ*D)/(2*ES):PRINT"S1="S1
900 S2=(PZ*D)/(2*ES)+(3*K8*Q/100*D*ES*E)/(3*KX*PZ*D^3+E*ES^3):PRINT"S2="S2
910 IF S2<S1 THEN SC=S2
920 IF S1<=S2 THEN SC=S1
930 PRINT"SC="SC:IF SC<=SA THEN PRINT"VERIFICA TENSION POR CARGA COMBINADA"
940 IF SC>SA THEN PRINT" NO VERIFICA TENSION POR CARGA COMBINADA ,MODIFICAR DEFLEXION":GOTO 660
950 REM"VERIFICACION PANDEO"
960 RW=1-.33*HW/H:B1=1/(1+4*EXP(-.2132*H))
970 QA=1/2.5*(32*RW*B1*E1*E*ES^3/(12*D^3))^.5
980 IF AL=1 THEN INPUT"PRESION MINIMA[kg/cm^2]";PM:DP=1-PM:QT=.1*HW+RW*(Q/100)/D+DP:GOTO 1020
990 IF AL=2 THEN QT=.1*HW+RW*Q/100/D+QV/100/D
1000 PRINT"CARGA DE PANDEO ADMISIBLE QA="QA
1010 IF AL<1 OR AL>2 THEN 600
1020 PRINT"CARGA DE PANDEO ACTUANTE QT=";QT

```



```

1030 IF QT<=QA THEN PRINT"VERIFICA PANDEO"
1040 IF QT>QA THEN PRINT"NO VERIFICA PANDEO ,MODIFICAR MODULO E' O ESPESOR":GOTO 660
1050 REM"IMPRESION"
1060 INPUT"DESEA IMPRIMIR (S/N)";IIS
1070 IF IIS="n" OR IIS="N" THEN STOP
1080 LPRINT
1090 LPRINT"          PROGRAMA DE VERIFICACION ESTRUCTURAL DE CONDUCCIONES EN PRFV"
1100 LPRINT:LPRINT
1110 LPRINT"CARACTERISTICAS DE LA CONDUCCION"
1120 LPRINT:LPRINT
1130 LPRINT"EL DIAMETRO INTERNO DE LA CONDUCCION ES D=";D*10;"mm"
1140 LPRINT"LA CLASE DE LA CONDUCCION ES CL=";CL
1150 LPRINT"EL ESPESOR TOTAL ADOPTADO ES ES="ESP"mm"
1160 LPRINT"EL ANCHO DE ZANJA ES B=";B"m"
1170 LPRINT"LA TAPADA ES H=";H"m":LPRINT
1180 LPRINT"CARACTERISTICAS DEL SUELO"
1190 LPRINT:LPRINT"PESO ESPECIFICO DEL SUELO="GA"kg/m^3"
1200 LPRINT"GRADO DE COMPACTACION RECOMENDADO ( EN % DENSIDAD PROCTOR )="DP;"%"
1210 LPRINT"MODULO DEL TERRENO E'="E1"kg/cm^3"
1220 LPRINT"COEFICIENTE DE APOYO KX="KX,"COEFICIENTE DE MOMENTOS KB="KB
1230 LPRINT"COEFICIENTE DE DEFLEXION A LARGO PLAZO DL="DL
1240 LPRINT"DEFLEXION ADICIONAL ADOPTADA D1="D1
1250 LPRINT"ALTURA DE LA NAPA FREATICA POR ENCIMA DE LA CONDUCCION HW="HW"m":LPRINT
1260 LPRINT"CARACTERISTICAS DE TRANSITO "
1270 LPRINT:LPRINT"CARGA POR RUEDA CONSIDERADA PV="PV"kg/rueda"
1280 LPRINT:LPRINT
1290 LPRINT"VERIFICACION"
1300 LPRINT:LPRINT"CARGA DEL SUELO Q="Q"kg/m"
1310 LPRINT:LPRINT"CARGA DE TRANSITO QV="QV"kg/m"
1320 LPRINT:LPRINT"CALCULO DE LA DEFLEXION"
1330 LPRINT:LPRINT"DEFLEXION DY="DY"cm"
1340 LPRINT:LPRINT"DEFLEXION PORCENTUAL CONFIABLE DC="DC"%":LPRINT
1350 IF DC>5 THEN LPRINT "NO VERIFICA CALCULO DE LA DEFLEXION"
1360 IF DC<=5 THEN LPRINT "VERIFICA EL CALCULO DE LA DEFLEXION"
1370 LPRINT:LPRINT "VERIFICACION DE TENSIONES "
1380 LPRINT:LPRINT"TENSION POR DEFLEXION SB="SB"kg/cm^2":LPRINT
1390 IF SB<=SA THEN LPRINT"VERIFICA TENSION POR DEFLEXION"
1400 IF SB>SA THEN LPRINT "NO VERIFICA TENSION POR DEFLEXION"
1410 LPRINT:LPRINT"TENSION POR CARGA COMBINADA SC="SC"kg/cm^2":LPRINT
1420 IF SC<=SA THEN LPRINT"VERIFICA TENSION POR CARGA COMBINADA"
1430 IF SC>SA THEN LPRINT"NO VERIFICA TENSION POR CARGA COMBINADA"
1440 LPRINT:LPRINT"VERIFICACION PANDEO":LPRINT
1450 IF AL=1 THEN LPRINT"SE VERIFICA A VACIO INTERNO":LPRINT
1460 IF AL=2 THEN LPRINT"SE VERIFICA A CARGA DE TRANSITO":LPRINT
1470 LPRINT"CARGA DE PANDEO ADMISIBLE QA="QA"kg/cm^2"
1480 LPRINT"CARGA DE PANDEO ACTUANTE QT="QT"kg/cm^2"
1490 LPRINT:IF QT<=QA THEN LPRINT"VERIFICA PANDEO"
1500 IF QA<QT THEN LPRINT"NO VERIFICA PANDEO"

```

### 8.2.3.- Caños de PVC

El cálculo estructural de las cañerías de PVC aún no ha sido normalizado internacionalmente por ISO. El principal antecedente en que se basa esta metodología es la norma AWWA C-900/81 que cubre las cañerías de 4 a 12 pulgadas de diámetro ( es decir entre 101 y 305 mm). En el ámbito de nuestro país se utilizan cañerías de PVC de 50 a 400 mm de diámetro.

En el caso de conductos cloacales el cálculo o verificación del espesor se realiza teniendo en cuenta la carga externa.

#### 8.2.3.1.- Cálculo de la Carga de Relleno

La carga de relleno se calcula con la ecuación de Marston aplicada a caños flexibles, es decir:

$$Q = C * \tau * B * D$$

donde:

C = coeficiente de carga a determinar previamente.

$\tau$  = peso específico del relleno ( $\text{Kg/m}^3$ ).

B = ancho de zanja (m).

$D_{\text{ext}}$  = diámetro externo del caño (m).

#### 8.2.3.1.a.- Peso Específico y Angulo de Fricción del Relleno

El peso específico  $\tau$  del relleno debe ser obtenido del estudio de suelos correspondiente, teniendo en cuenta que se debe utilizar el valor máximo para el cálculo, es decir, que se deben estudiar las condiciones de humedad que pueda tener ese suelo durante toda la vida útil de la obra.

En caso de no contar con datos suficientes, puede realizarse un cálculo aproximado en base a valores del cuadro 8.2.12.

Cuadro 8.2.12  
Valores Típicos para Suelos

Nº	Nombre descripción del suelo	Angulo de fricción interno $\phi$ [°]	Peso específico interno $\gamma$ [ Kg/m <sup>3</sup> ]	Valores o adoptados $k\mu = k\mu'$
1	Arena sin compactar	31	1700	0,192
2	Manto de grava, piedra	37	1900	0,165
3	Manto de arena	33	2000	
4	Limo, suelo sedimentar.	25	1800	
5	Grava, marga, arcilla pobre.	22	2100	
6	Arcilla limosa	20	2000	
7	Loess, loess gredoso (aluvional)	18	2100	0,150
8	Arena arcillosa	15	1800	
9	Arcilla plástica, arcilla arenosa.	14	1800	
10	Suelo pantanoso, turboso (suelo orgán.)	12	1700	0,130
11	Arcilla húmeda normal	12	2000	
12	Arcilla saturada	8,5	1900	0,110

El valor del ángulo de fricción interna  $\phi$  dado en el cuadro 8.2.12, se considera igual al ángulo  $\phi'$  de fricción entre relleno y pared de zanja que se utiliza para el cálculo del coeficiente de carga  $C_D$ .

En caso de no tener ningún dato y como primera aproximación se considera recomendable utilizar los siguientes valores.

$$\gamma = 2000 \text{ Kg/m}^3$$

$$\phi' = 20^\circ$$

En este caso, la verificación deberá realizarse nuevamente cuando se tenga los datos del estudio de suelos.

Con el valor de  $\phi'$  puede calcularse el valor del coeficiente de Rankine y el coeficiente de rozamiento  $\mu'$  entre el relleno y la pared de la zanja:

$$\mu' = \operatorname{tg} \phi'$$

$$k = \frac{1 - \operatorname{sen} \phi'}{1 + \operatorname{sen} \phi'}$$

#### 8.2.3.1.b.- Ancho de Zanja

El ancho de zanja se mide a la altura del extradós del caño. Se recomiendan los anchos mínimos en función del diámetro exterior del caño:

D <sub>ext</sub>	B
110 mm	0,50 m
160 mm	0,50 m
200 mm	0,55 m
250 mm	0,60 m
315 mm	0,65 m
355 mm	0,70 m
400 mm	0,75 m

Para diámetros mayores a 400 mm se recomienda, como mínimo, mantener 20 cm a cada lado del caño, es decir:

$$B = D_{\text{ext}} + 0,40 \text{ m}$$

Este ancho es necesario para permitir la ejecución de una adecuada compactación. El proyectista podrá reducir aún más estos anchos sólo si la empresa constructora utiliza maquinaria de construcción para el zanjeo y compactación que permitan la realización de una zanja mas angosta.

#### 8.2.3.1.c.- Coeficiente de Carga C

El coeficiente de carga C depende del tipo de zanja. Si la zanja es angosta, es decir cumple alguna de las siguientes condiciones (1 o 2):

$$\begin{array}{l} 1) \quad B \leq 2 D_{\text{ext}} \\ \quad H \geq 1,5 B \end{array}$$

$$\begin{array}{l} 2) \quad 2 D_{\text{ext}} < B \leq 3 D_{\text{ext}} \\ \quad H \geq 3,5 B \end{array}$$

$$C = \frac{1 - e^{-2k\mu'H/B}}{2k\mu'}$$

donde:

H = tapada en metros

B = ancho de zanja en metros.

k = coeficiente de Rankine.

$\mu'$  = coeficiente de rozamiento entre relleno y pared de zanja.

Si no se cumplen las condiciones de zanja angosta, será:

$$C = \frac{H}{B}$$

Por lo tanto, aplicando la expresión de Marston:

$$Q = C * \tau * B * D = \frac{H}{B} * \tau * B * D$$

es decir, la carga del relleno es directamente el peso del prisma de relleno ubicado sobre el caño (figura 8.2.12).

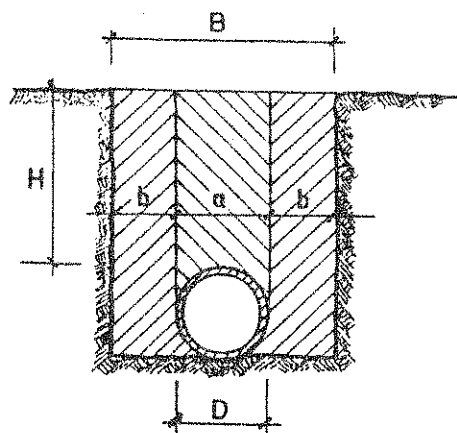


Figura 8.2.12

Zona que carga sobre el caño

### 8.2.3.2.- Cálculo de la Carga de Tránsito

La carga de tránsito se calcula mediante la expresión:

$$Q_v = p_d * \Phi * D$$

donde:

$p_d$  = intensidad de carga sobre el caño.

$\Phi$  = coeficiente de impacto.

$D$  = diámetro externo de la cañería (m).

La intensidad de carga se obtiene según la teoría de Boussinesq considerando 2 camiones que circulan en sentido distintos por una dirección cuya separación entre sí son 0,90 m y su distancia entre ruedas es 1,80 m según se muestra en la figura 8.2.13.

La carga por rueda varía de acuerdo al tipo de camino y al sentido de circulación de camiones habrá por ese camino pero se estima recomendable una carga de 6000 Kg por rueda.

$$p_d = \frac{3}{\pi} * \frac{P}{H^2} * \left[ \cos^5 \left( \arctg \frac{2,25}{H} \right) + \cos^5 \left( \arctg \frac{0,45}{H} \right) \right]$$

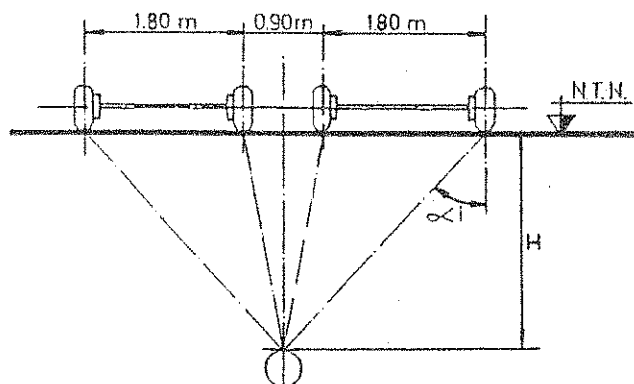


Figura 8.2.13

donde:

$P$  = carga por rueda (en Kg)

$H$  = tapada ( en m)

El coeficiente de impacto se obtiene de la expresión:

$$\Phi = 1 + \frac{0,3}{H}$$

donde H es la tapada en m.

#### 8.2.3.3.- Cálculo de la Deflexión Vertical

La deflexión se calcula mediante la expresión de Spangler:

$$\Delta y = \frac{(D_L * Q + Q_V) * k}{\frac{2 * E}{3 * (R-1)^3} + 0,061 * E'}$$

donde:

$\Delta y$  = deflexión total vertical (m).

$D_L$  = coeficiente de deflexión a largo plazo.

$Q$  = carga de relleno (Kg/m).

$Q_V$  = carga de tránsito (Kg/m).

$k$  = coeficiente de apoyo (adimensional).

$E$  = modulo de elasticidad del PVC (Kg/m<sup>2</sup>).

$R$  = relación entre diámetro exterior y espesor (adimensional).

$E'$  = modulo de reacción del suelo (Kg/m<sup>2</sup>).

Una vez calculada la deflexión total se debe calcular la deflexión porcentual:

$$\frac{\Delta y}{D_{ext}} (\%) = 100 * \frac{\Delta y}{D_{ext}}$$

A este valor debe agregarse la deflexión adicional considerada por Howard (cuadro 8.2.11).

Finalmente, se debe verificar que esa deflexión porcentual, es decir la calculada más la adicional, resulte menor al 5 %.

$$\frac{\Delta y}{D_{ext}} + \left( \frac{\Delta y}{D_{ext}} \right)_{adic} \leq 5\%$$

Si esto se cumple, se puede decir que la cañería seleccionada verifica. Por lo tanto, durante su vida útil tendrá deflexiones menores al 5 %, valores que permiten un adecuado funcionamiento.

Debido a las características del material cuyo módulo de elasticidad disminuye en el tiempo y las características del relleno se debe adoptar un coeficiente que contemple las mayores deflexiones que ocurrieran en el tiempo.

Normalmente, el valor del coeficiente  $D_L$  de deflexión a largo plazo se encuentra entre 1,5 para relleno granular muy bien compactado y 2 para relleno con moderada compactación, aunque se ha comprobado que en instalaciones mal realizadas puede ser superior. Por lo tanto se recomienda utilizar, como valor habitual:

$$D_L = 2$$

El coeficiente de apoyo  $k$  depende del ángulo de apoyo, es decir el ángulo de contacto entre el tubo y la curva del mismo en la zanja, tal como se indica en el cuadro 8.2.13.

Cuadro 8.2.13  
Coeficiente de Apoyo

Angulo de apoyo $\alpha$ [°]	k
0	0,110
30	0,108
45	0,105
60	0,102
90	0,096
120	0,090
180	0,083

El ángulo recomendado mínimo es de 60°, para el cual resulta  $k = 0,102$ . Estos valores son fácilmente alcanzables en la obra si la cañería es colocada de acuerdo a las normas del buen arte de construir.



El módulo de elasticidad E es función de la calidad del material y por lo tanto de la proporción de resina de PVC y de material de "carga" que contenga el caño. Las normas americanas fijan este valor en  $E = 27.500 \text{ Kg/cm}^2$ .

Como valor aproximado, en la República Argentina se puede tomar  $E = 25.000 \text{ Kg/cm}^2$ . Este valor deberá ser verificado con el proveedor y luego verificado también en la calidad del tubo producido.

La relación R es la relación entre el diámetro externo del caño y el espesor de la pared del mismo:

$$R = \frac{D_{\text{ext}}}{e}$$

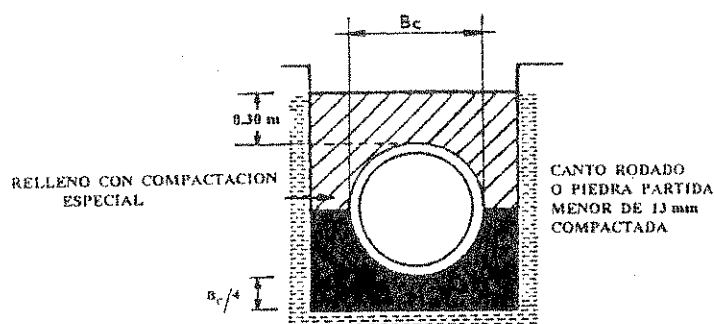
El módulo de reacción del suelo E' depende del tipo de suelo y de su compactación. Los valores correspondientes figuran en el cuadro 8.2.11.

En dicho cuadro figura también la deflexión adicional  $(\Delta y / D)_{\text{adic}}$  que debe agregarse al valor obtenido en la fórmula de Spangler para lograr una magnitud de deflexión que tenga un 95% de probabilidad de ocurrir. Esta deflexión adicional depende, como se observa, del grado de compactación del relleno reduciéndose al aumentar éste.

Para poder analizar cuál será el valor de E' a adoptar, deberá decidirse primero el tipo de instalación del caño en la zanja.

Los tipos de instalación del caño utilizados normalmente, son los denominados B<sub>2</sub>, C y D cuyas características se detallan a continuación:

**Tipo B<sub>2</sub>: Empotramiento en suelo granular**



B<sub>2</sub> = BASE DE PEDREGULLO

Figura 8.2.14

Tipo B<sub>2</sub>

La cama se construirá en suelo granular compactado en una profundidad mínima igual a  $0,25$  del diámetro exterior del tubo. El material será grava o piedra partida de tamaño máximo  $13\text{ mm}$ , en capas de  $10$  a  $15\text{ cm}$  de espesor, que se deben compactar cuidadosamente (figura 8.2.14).

A partir del diámetro horizontal (mitad del caño) podrá utilizarse material seleccionado muy bien compactado. Si la compactación llegase al  $85\%$  de la densidad del ensayo Proctor Normal,  $E'$ , de acuerdo a la tabla de Howard, será de  $69\text{ Kg/cm}^2$ .

Si la compactación es menor se recomienda adoptar  $E' = 49\text{ Kg/cm}^2$ .

#### Tipo C:

El apoyo tipo C consiste en un fondo de zanja conformado y el suelo circundante bien compactado.

La conformación del fondo de zanja para colocar el caño se hará en un ancho de por lo menos la mitad del diámetro exterior (figura 8.2.15).

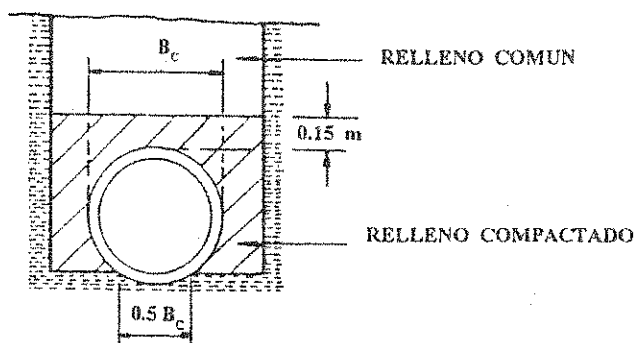


Figura 8.2.15

#### Tipo C

El relleno compactado se hará hasta  $15\text{ cm}$  por encima del extradós del caño.

El valor de  $E'$  dependerá del tipo de suelo: si es granular se tomará  $E' = 28\text{ Kg/cm}^2$ , valor que podrá llegar hasta  $49\text{ Kg/cm}^2$  si está bien compactado.

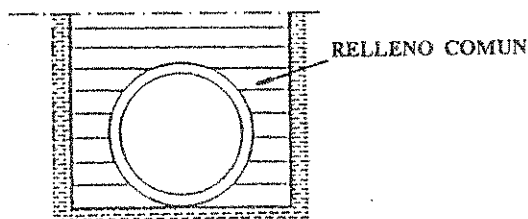
Si el terreno no es granular se recomienda adoptar  $E' = 14\text{ Kg/cm}^2$  y  $E' = 28\text{ Kg/cm}^2$  sólo si está bien compactado.

### Tipo D:

El tipo D comprende la zanja más utilizada especialmente en las obras pequeñas y medianas. Consiste en una zanja de fondo plano y un relleno muy poco compactado en los laterales y por encima del caño (figura 8.2.16).

Se recomienda tomar los valores del cuadro 8.2.11 para la columna sin compactar, es decir;

Suelo granular puro	$E' = 14 \text{ Kg/cm}^2$
Suelo granular intermedio	$E' = 7 \text{ Kg/cm}^2$
Suelo granular fino	$E' = 3,5 \text{ Kg/cm}^2$



D= FONDO PLANO

$E = 10.5 \text{ kg/cm}^2$

Figura 8.2.16

Tipo D

Es habitual realizar este tipo de zanja reemplazando el suelo natural hasta 30 cm por encima del caño con relleno granular, a fin de poder adoptar  $E' = 14 \text{ Kg/cm}^2$ .

#### 8.2.3.4.- Verificación en Proyecto y Obra

Si la deflexión es menor al 5% del diámetro exterior, se considera que el espesor propuesto verifica.

En el caso que esto no ocurra pueden modificarse las siguientes variables;

- 1) Espesor del caño.
- 2) Tipo de instalación

Si en el proyecto ya se ha verificado la estructura del caño, resta luego la verificación en obra, que consiste en controlar la deflexión del caño cuando la zanja está tapada. Esta no deberá superar un 3% del diámetro de la

cañería en el momento del ensayo, ya que el valor calculado (5%) corresponde al largo plazo. Para controlar este 3% se utiliza habitualmente un tapón, cuyo diámetro es el 97% del diámetro interno, que se hace pasar por toda la cañería.

Si la cañería tiene deflexiones entre el 3% y el 8% la cañería puede retirarse y volver a instalarse, si su estado lo permite, con una mayor compactación para una segunda evaluación. Si no supera esta segunda evaluación o en la primera la deflexión es mayor que el 8%, entonces la cañería deberá reemplazarse.

#### 8.2.3.5.- Pandeo

La norma AWWA no considera el pandeo para la verificación. Sin embargo, se recuerda que la validez de ésta comprende el rango de 100 a 300 mm. Para las cañerías de más de 300 mm de diámetro externo es recomendable efectuar su verificación.

Para esa verificación se calculará la carga admisible de pandeo siguiendo a Luscher:

$$q_{adm} = \frac{1}{2,5} * (32 * R_W * B' * E' * \frac{E * I}{D_m^3})^{0,5}$$

donde:

$q_{adm}$  = carga admisible de pandeo por unidad de area.

$R_W$  = factor de flotación, en caso de la presencia de la napa freática.

$B'$  = coeficiente empírico de apoyo.

$E'$  = módulo de reacción del suelo de acuerdo a la tabla de Howard y el tipo de apoyo.

$D_m$  = diámetro medio del caño (para  $D_{ext} \geq 300$  mm puede tomarse  $D_m \approx D_{ext}$ ).

$E$  = módulo de elasticidad del caño.

$I$  = momento de inercia de la sección del caño:

$$I = \frac{e^3}{12}$$

donde e es el espesor de la pared del caño.

El factor de flotación  $R_W$  se calcula por:

$$R_W = 1 - 0,33 \left( \frac{H_W}{H} \right)$$

donde:

-  $H$  es la tapada

-  $H_W$  es la altura de la napa freática, si ésta se encuentra por encima del caño, contada a partir del extradós de éste.

El coeficiente empírico  $B'$  se calcula por:

$$B' = \frac{1}{1 + 4 e^{-0,2132H}}$$

La carga actuante de pandeo es:

$$qt = \tau_W H_W + R_W \frac{Q}{D_m} + \frac{Q_V}{D_m}$$

donde  $\tau_W$  es el peso específico del agua freática ( $1000 \text{ Kg/m}^3$ ). Si el caño se encuentra por encima de la napa freática el primer término se anula y  $R_W = 1$ , siendo  $Q$  la carga de relleno y  $Q_V$  la carga de tránsito.

#### 8.2.3.6.- Ejemplo Numérico

1) Datos:

$$D_{\text{ext}} = 160 \text{ mm}$$

$$e = 3,2 \text{ mm}$$

$$H = 2 \text{ m}$$

$$B = 0,50 \text{ m}$$

$$\tau = 2000 \text{ Kg/m}^3 \quad \varphi' = 30^\circ \text{ (terreno granular)}$$

con tránsito

2) Cálculo de la carga de relleno

Se analiza la condición de zanja:

$$B > 3D_{\text{ext}} = 0,48 \quad \text{aceptando } B = 3D_{\text{ext}}$$

$$H = 2 = 4B$$

por lo tanto se considera:

$$C = \frac{1 - e^{-2k\mu'H/B}}{2k\mu'}$$

$$k = \frac{1 - \text{sen}}{1 + \text{sen}} = 0,333$$

$$\mu' = \text{tg} = 0,577$$

$$C = \frac{1 - e^{-2*0,192*2/5}}{2*0,192} = 2,04 \quad k\mu' = 0,192$$

$$Q = C \cdot \tau \cdot B \cdot D = 2,04 \cdot 2000 \text{ Kg/m}^3 \cdot 0,50 \text{ m} \cdot 0,160 \text{ m} = 327 \text{ Kg/m}$$

$$Q = 327 \text{ Kg/m}$$

b) Cálculo de la carga de tránsito

Se calcula la intensidad de la carga:

$$P_d = \frac{3}{\pi} * \frac{6000 \text{ Kg}}{2^2 \text{ m}^2} * [\cos^5(\arctg \frac{2,25}{2}) + \cos^5(\arctg \frac{0,45}{2})]$$

$$P_d = 1451,42 \text{ Kg/m}^2$$

$$\Phi = 1 + \frac{0,3}{H} = 1 + \frac{0,3}{2} = 1,15$$

$$Q_v = P_d \cdot \Phi \cdot D_{\text{ext}} = 1451,42 \text{ Kg/m}^2 \cdot 1,15 \cdot 0,16 \text{ m}$$

$$Q_v = 260,44 \text{ Kg/m}$$

c) Cálculo de la deflexión

Se utiliza el tipo de instalación D, con material granular sin compactar.

$$E' = 14 \text{ Kg/cm}^2$$

Se considera: como módulo de elasticidad del PVC:

$$E = 25.000 \text{ Kg/cm}^2$$

La relación R:

$$R = \frac{D_{\text{ext}}}{e} = \frac{160 \text{ mm}}{3,2 \text{ mm}} = 50$$

El coeficiente de apoyo para un ángulo de 60°, vale:

$$k = 0,102$$

El coeficiente de deflexión para el largo plazo, al no haber compactación, vale:

$$D_L = 2$$

Según la expresión de Spangler, la deflexión vertical será:

$$\Delta y = \frac{(D_L Q + Q_V) k}{2 E} \cdot \frac{1}{3 (R-1)^3} + 0,061 E'$$

$$\Delta y = \frac{(2 * 327 \text{ Kg/m} + 260,44 \text{ Kg/m}) * 0,102 * 1/100 \text{ m/cm}}{2 * 25.000 \text{ Kg/cm}^2} \cdot \frac{1}{3 * (50 - 1)^3} + 0,061 * 14 \text{ Kg/cm}^2$$

$$y = 0,936 \text{ cm}$$

$$\frac{\Delta y}{D_{\text{ext}}} = \frac{0,936 \text{ cm}}{16 \text{ cm}} = 0,058 \quad ; \quad \frac{\Delta y}{D_{\text{ext}}} \% = 5,8\%$$

y agregando la deflexión adicional del 2%, resulta una deflexión final:

$$\frac{\Delta y_f}{D_{\text{ext}}} \% = 7,8\%$$

No verifica. Por lo tanto, se opta por adoptar el tipo de zanja C y compactar, con lo que puede considerarse un valor de  $E' = 28 \text{ Kg/cm}^2$ .

$$\Delta y = \frac{0,932 \text{ Kg/cm}}{0,142 \text{ Kg/cm}^2 + 1,708 \text{ Kg/cm}^2} = 0,504 \text{ cm}$$

$$\frac{\Delta y}{D_{\text{ext}}} \% = \frac{0,504}{16} = 3,15 \%$$

$$\frac{\Delta y_f}{D_{\text{ext}}} \% = 3,15 \% + 2,00 \% = 5,15 \% > 5,15$$

Tampoco verifica con la instalación mejorada.

Si se mejora aún más la compactación, puede llegarse a  $E' = 49 \text{ Kg/cm}^2$

$$\Delta y = \frac{0,932 \text{ Kg/cm}}{0,142 \text{ Kg/cm}^2 + 2,989 \text{ Kg/cm}^2} = 0,298 \text{ cm}$$

$$\frac{\Delta y}{D_{\text{ext}}} = \frac{0,298}{16} = 0,0186 \qquad \frac{\Delta y}{D_{\text{ext}}} \% = 1,86 \%$$

Si consideramos la deflexión adicional del 2%, resulta un total:

$$\frac{\Delta y_f}{D_{\text{ext}}} \% = 1,86 \% + 2,00 \% = 3,86 \% < 5 \%$$

Obsérvese que fue necesario mejorar notablemente las condiciones de instalación para limitar la deflexión vertical a un valor adecuado.

La conclusión es que el término que muestra la resistencia del caño:

$$\frac{2 E}{3(R-1)^3} = 0,142 \text{ Kg/cm}^2$$

es muy pequeño en proporción a la resistencia brindada por el suelo:



$$0,061 E' = 0,854 \text{ Kg/cm}^2$$

es decir que, aún con suelo sin compactar, la resistencia del suelo es 6 veces la resistencia del caño. Por lo tanto, el efecto de la compactación es mucho mayor que el del aumento de espesor del caño.

Se recomienda, en caso de utilizar esta cañería, realizar siempre un relleno granular compactado.

Es importante acotar que con una tapada de 3 metros el caño de PVC de 160 mm de diámetro no verifica con el espesor estandar cloacal (3,2 mm).

### 8.2.3.7.- Programa para el Cálculo de Caños de PVC

```

10 REM'PVC3-VERSION-170692
20 REM"CÁLCULO ESTRUCTURAL DE TUBERÍAS DE PVC
30 CLS
40 PI=4*ATN(1)
50 REM"290488"
60 REM"DATOS"
70 INPUT"DIÁMETRO INTERNO [mm]";D:D=D/10:DD=D/100
80 INPUT"ESPESOR DEL CAÑO [mm]";ES:ES=ES/10
90 INPUT"PESO ESPECÍFICO TERRENO [kg/m³](TECLEE ENTER PARA GA=2000kg/m³)";GA
100 IF GA=0 THEN GA=2000
110 INPUT"ÁNGULO DE FRICCIÓN";RG:RG=RG/180*PI
120 KM=(TAN(PI/4-RG/2))^2*TAN(RG)
130 INPUT"TABADA H [m]";H
140 INPUT"ANCHO DE ZANJA [m]";B
150 INPUT"TIPO DE APOYO (B,C,D)";TA$
160 IF TA$="B" OR TA$="b" THEN 220
170 IF TA$="C" OR TA$="c" THEN 280
180 IF TA$="D" OR TA$="d" THEN 370
190 GOTO 150
200 INPUT"MODULO DEL TERRENO E' [kg/cm²] ";E1
210 E=25000
220 PRINT"EL TIPO DE APOYO B IMPLICA UN EMPOTRAMIENTO EN SUELO GRANULAR Y UNA BUENA ";
225 PRINT"COMPACTACION HASTA 30 cm POR ENCIMA DEL CAÑO"
230 PRINT"ELIJA SU OPCION":PRINT"1)BUENA COMPACTACION (E'=69 kg/cm²)"
235 PRINT"2)COMPACTACION NORMAL (E'=49 kg/cm²)"
240 INPUT SW
250 IF SW=1 THEN E1=69:GOTO 440
260 IF SW=2 THEN E1=49:GOTO 440
270 GOTO 230
280 PRINT"EL APOYO TIPO C IMPLICA UN FONDO DE ZANJA CONFORMADO Y RELLENO COMPACTADO";
285 PRINT"HASTA 15 cm POR ENCIMA DEL CAÑO"
290 PRINT"ELIJA SU OPCION":PRINT"1)RELLENO GRANULAR CON BUENA COMPACTACION (E'=49 kg/cm²)"
295 PRINT"2)RELLENO GRANULAR CON COMPACTACION NORMAL (E'=28 kg/cm²)"
300 PRINT"3)RELLENO NO GRANULAR CON BUENA COMPACTACION (E'=28 kg/cm²)"
305 PRINT"4)RELLENO NO GRANULAR CON COMPACTACION NORMAL (E'=14 kg/cm²)"
310 INPUT SW
320 IF SW=1 THEN E1=49:GOTO 440
330 IF SW=2 THEN E1=28:GOTO 440

```

```

340 IF SW=3 THEN E1=28:GOTO 440
350 IF SW=4 THEN E1=14:GOTO 440
360 GOTO 290
370 PRINT"EL TIPO DE APOYO D IMPLICA FONDO PLANO Y RELLENO COMUN CON MUY POCA COMPACTACION"
380 PRINT"ELIJA SU OPCION":PRINT"1)RELLENO GRANULAR (E'=14 kg/cm2)":PRINT"2)RELLENO MEZCLA (E'=7 kg/cm2)"
385 PRINT"3)RELLENO MATERIAL FINO (E'=3,5 kg/cm2)"
390 INPUT SW
400 IF SW=1 THEN E1=14:GOTO 440
410 IF SW=2 THEN E1=7:GOTO 440
420 IF SW=3 THEN E1=3.5 :GOTO 440
430 GOTO 380
440 E=25000
450 INPUT "COEFICIENTE DE DEFLEXION A LARGO PLAZO DL (TECLEE ENTER PARA DL=2)";DL
460 IF DL=0 THEN DL=2
470 INPUT"COEFICIENTE DE APOYO Kx(ENTER PARA Kx=0,102)";KX
480 IF KX=0 THEN KX=.102 :KB=.189
490 INPUT"DEFLEXION ADICIONAL D1 [en %] (TECLEE ENTER PARA D1=2%)";D1
500 IF D1=0 THEN D1=2
510 INPUT"PRESION DE SERVICIO PS [kg/cm^2]";PS
520 INPUT"PRESION DE PRUEBA EN ZANJA PZ [kg/cm^2] (TECLEE ENTER PARA PZ=1.5*PS)";PZ
530 IF PZ=0 THEN PZ=PS*1.5
540 PRINT: PRINT"D=D","H="H,"B="B,"E="E1,"DL="DL,"KX="KX,"KB="KB,"CL="CL,"E="E,"SM="SM,"PS="PS
545 PRINT"PZ="PZ,"D1="D1,"GA="GA,"KM="KM
550 PRINT:INPUT"SI ENCUENTRA ALGUN ERROR EN LOS DATOS ENTRADOS TECLEE -E- SI NO TECLEE ENTER";E$
560 IF E$="E" THEN 10
570 IF B>(3*D) THEN 610
580 IF H<(1.5*B) THEN 610
590 IF B<=(2*D) AND H>=(1.5*B) THEN 630
600 IF B<=(D*3) AND H>=(3.5*B) THEN 630
610 PRINT"CONDICION DE TERRAPLEN"
620 GOTO 680
630 INPUT"TECLEE ENTER PARA CONTINUAR O -T- PARA CALCULAR COMO TERRAPLEN";VV$
640 IF VV$="T" THEN 610
650 CD=(1-EXP(-2*KM*H/B))/(2*KM)
660 Q=CD*GA*B*D/100
670 PRINT"PARA ZANJA Q="Q:PRINT"CD="CD:GOTO 730
680 Q=GA*H*D/100
690 PRINT"PARA TERRAPLEN METODO SIMPLIFICADO Q="Q:GOTO 730
700 CC=HE/(D/100)-KM*(HE/(D/100))^2+(H-HE)/(D/100)-2*KM*(H-HE)/(D/100)*HE
710 Q=CC*GA*(D/100)^2
720 PRINT"PARA TERRAPLEN METODO DE MARSTON CON EMPUJE ACTIVO Q="Q:PRINT"CC="CC
730 REM"CARGA DE TRANSITO"
740 INPUT"DESEA CONSIDERAR TRANSITO (S/N)";TT$
750 IF TT$="N" OR TT$="n" THEN QV=0 :GOTO 790
760 INPUT"CARGA POR RUEDA kg/rueda(TECLEE ENTER PARA 6500 kg/rueda)";PV
770 IF PV=0 THEN PV=6500
780 QV=3/PI*PV/H^2*D/100*(1+.3/H)*((COS(ATN(2.25/H)))^5+(COS(ATN(.45/H)))^5)
790 PRINT"CARGA DE TRANSITO"QV
800 INPUT"DESEA VERIFICAR PANDEO (S/N)";PA$
810 IF PA$="N" OR PA$="n" THEN AL=0 :GOTO 860
820 INPUT"ALTURA DE LA NAPA FREATICA POR ENCIMA DEL CAÑO[m](TECLEE ENTER PARA SUPONER CAÑO SOBRE NAPA)";HW
830 PRINT"ELIJA ALTERNATIVA DE VERIFICACION DE PANDEO"
840 PRINT"1)VACIO INTERNO":PRINT"2)CARGA DE TRANSITO"
850 INPUT"ALTERNATIVA";AL

```

```

860 REM"CALCULO DE LA DEFLEXION"
870 RQ=D/ES
880 DY=((DL*Q/100+QV/100)*KX)/((E*2)/(3*(RQ-1)^3)+.061*E1)
890 DC=DY/D*100+D1:PRINT:PRINT"DEFLEXION CONFIABLE (DY/D)C="DC
900 IF DC<=5 THEN PRINT"VERIFICA DEFLEXION":GOTO 1100
910 IF DC>5 THEN PRINT"NO VERIFICA DEFLEXION "
920 PRINT"MODIFICAR LAS SIGUIENTES VARIABLES DE A UNA A LA VEZ:"
930 PRINT"1)CONDICION DE APOYO KX"
940 PRINT"2)MODULO E' DEL SUELO Y DEFLEXION ADICIONAL"
950 PRINT"3)ESPESOR DE LA CONDUCCION"
960 K8=KX:E7=E1:E8=ES:D8=D1
970 INPUT"NUEVO COEFICIENTE KX(TECLEE ENTER PARA MANTENER EL VALOR ANTERIOR)";KX
980 IF KX=0 THEN KX=K8
990 INPUT"NUEVO MODULO E' [kg/cm^2](TECLEE ENTER PARA MANTENER EL VALOR ANTERIOR)";E1
1000 IF E1=0 THEN E1=E7
1010 INPUT"NUEVA DEFLEXION ADICIONAL D1[%](TECLEE ENTER PARA MANTENER EL VALOR ANTERIOR)";D1
1020 IF D1=0 THEN D1=D8
1030 INPUT"NUEVO ESPESOR [mm](TECLEE ENTER PARA MANTENER EL VALOR ANTERIOR)";ES:ES=ES/10
1040 IF ES=0 THEN ES=E8
1050 INPUT"TECLEE -T- SI DESEA TERMINAR O ENTER PARA CONTINUAR";VS
1060 IF VS="T" THEN GOTO 1220
1070 GOTO 860
1080 IF AL=0 THEN 1100
1090 GOTO 1200
1100 IF AL=0 THEN 1200
1110 RW=1-.33*HW/H:B1=1/(1+4*EXP(-.2132*H))
1120 QA=1/2.5*(32*RW*B1*E1*E*ES^3/(12*D^3))^.5
1130 IF AL=1 THEN INPUT"PRESION MINIMA[kg/cm^2]";PM:DP=1-PM:QT=.1*HW+RW*(Q/100)/D+DP:GOTO 1170
1140 IF AL=2 THEN QT=.1*HW+RW*Q/100/D+QV/100/D
1150 PRINT"CARGA DE PANDEO ADMISIBLE QA="QA
1160 IF AL<1 OR AL>2 THEN 850
1170 PRINT"CARGA DE PANDEO ACTUANTE QT=";QT
1180 IF QT<=QA THEN PRINT"VERIFICA PANDEO"
1190 IF QT>QA THEN PRINT"NO VERIFICA PANDEO ,MODIFICAR MODULO E' O ESPESOR":GOTO 920
1200 INPUT"DESEA IMPRIMIR (S/N)";IIS
1210 IF IIS="N" OR IIS="n" THEN STOP
1220 LPRINT CHR$(27);"E"
1230 LPRINT CHR$(14);" PVC "
1240 LPRINT:LPRINT:LPRINT
1250 LPRINT"          PROGRAMA DE VERIFICACION ESTRUCTURAL DE CONDUCCIONES EN PVC"
1260 LPRINT CHR$(27);"F"
1270 LPRINT:LPRINT
1280 LPRINT"CARACTERISTICAS DE LA CONDUCCION"
1290 LPRINT:LPRINT
1300 LPRINT"EL DIAMETRO INTERNO DE LA CONDUCCION ES D=";D*10;"mm":LPRINT
1310 LPRINT"LA CLASE DE LA CONDUCCION ES CL=";CL:LPRINT
1320 LPRINT"EL ESPESOR TOTAL ADOPTADO ES ES="ES*10;"mm":LPRINT
1330 LPRINT"EL ANCHO DE ZANJA ES B=";B;"m":LPRINT
1340 LPRINT"LA TAPADA ES H=";H;"m":LPRINT:LPRINT
1350 LPRINT"CARACTERISTICAS DEL SUELO"
1360 LPRINT:LPRINT"PESO ESPECIFICO DEL SUELO="GA"kg/m^3","COEFICIENTE KNU ADOPTADO="KM
1370 LPRINT:LPRINT"EL TIPO DE APOYO ES:"TAS
1380 LPRINT"MODULO DEL TERRENO E'="E1"kg/cm^3"
1390 LPRINT"COEFICIENTE DE DEFLEXION A LARGO PLAZO DL="DL

```

```

1400 LPRINT"DEFLEXION ADICIONAL ADOPTADA D1="D1
1410 LPRINT"CARACTERISTICAS DE TRANSITO "
1420 LPRINT:LPRINT"CARGA POR RUEDA CONSIDERADA PV="PV"kg/rueda"
1430 LPRINT:LPRINT
1440 LPRINT" RESULTADOS "
1450 LPRINT:LPRINT"CARGA DEL SUELO Q="Q"kg/m"
1460 LPRINT:LPRINT"CARGA DE TRANSITO QV="QV"kg/m"
1470 LPRINT:LPRINT"CALCULO DE LA DEFLEXION"
1480 LPRINT:LPRINT" DEFLEXION DY="DY"cm"
1490 LPRINT:LPRINT"DEFLEXION PORCENTUAL CONFIABLE DC="DC"%":LPRINT
1500 IF DC>5 THEN LPRINT " NO VERIFICA CALCULO DE LA DEFLEXION"
1510 IF DC<=5 THEN LPRINT " VERIFICA EL CALCULO DE LA DEFLEXION"
1520 IF AL=0 THEN STOP
1530 LPRINT:LPRINT"VERIFICACION PANDEO":LPRINT
1540 IF AL=1 THEN LPRINT"SE VERIFICA A VACIO INTERNO":LPRINT
1550 IF AL=2 THEN LPRINT"SE VERIFICA A CARGA DE TRANSITO":LPRINT
1560 LPRINT"CARGA DE PANDEO ADMISIBLE QA="QA"kg/cm^2"
1570 LPRINT"CARGA DE PANDEO ACTUANTE QT="QT"kg/cm^2"
1580 LPRINT:IF QT<=QA THEN LPRINT"VERIFICA PANDEO"
1590 IF QA<QT THEN LPRINT"NO VERIFICA PANDEO"

```

### 8.3.- SISTEMAS DE REDES CLOACALES

#### 8.3.1.- Redes Convencionales

##### 8.3.1.1.- Introducción

Las redes de desagües cloacales tradicionales o convencionales conforman un conjunto de conductos ramificados, con un trazado que recuerda, en su funcionamiento, a un sistema fluvial. El desarrollo de los conductos, todos escurriendo en general a superficie libre, se realiza siempre con pendiente descendente partiendo de los extremos, donde se encuentran los puntos más altos y los tramos de menor diámetro, hasta los puntos más bajos, donde están los tramos de mayor diámetro. Las conducciones de menores dimensiones afluyen a conductos de diámetros cada vez mayores, hasta alcanzar las conducciones principales del sistema.

A lo largo del trazado, esas conducciones, dispuestas en la vía pública, van recibiendo los desagües de los predios. El flujo de desagües, al principio irregular en las extremidades de la red, va convirtiéndose en continuo y más regular, a medida que va alcanzando conductos de mayor diámetro.

El sistema de conductos comprende conducciones principales y conducciones secundarias.

La distinción entre ambas no es precisa y menos restrictiva o estricta. La denominación tiene una fuerte dependencia del "tamaño de la red", criterios del proyectista, usos y costumbres, modalidades de los entes operadores y otros factores. La bibliografía, muy amplia al respecto, no ha encontrado un denominador común que pueda marcar pautas claras y precisas para definir tal división.

Una forma clara, aunque no excesivamente precisa de establecer una diferenciación, es definir las conducciones secundarias como los conductos que sirven a pequeñas áreas, recibiendo los desagües de ella. Las conducciones principales, teniendo numerosos conductos secundarios como afluentes, reciben los desagües de áreas más extensas.

Definir las conducciones secundarias como aquellas que pueden recibir descargas domiciliarias y las principales (por oposición) como aquellas que no pueden recibirlas, es otra forma también imprecisa de definir las, ya que crea algunos campos de incertidumbre, aunque es factible establecer precisiones numéricas. Usualmente, se admite que las conducciones de diámetro menor de 300 mm podrán recibir conexiones domiciliarias, con lo que se acota la nomenclatura. El tamaño de la población juega en este caso un

papel preponderante, al igual que su altimetría, ya que el límite de 300 mm puede definir conducciones de mayor o menor importancia según el caso.

De lo expuesto, surge que sólo es posible realizar una asignación de nomenclatura basada en principios de carácter general y apoyada en premisas usuales de diseño, en la que jugarán un papel fundamental el criterio del proyectista y el proyecto específico que se esté desarrollando.

#### **8.3.1.2.- Sistemas**

Las redes de desagües, en lo que a trazado de conducciones principales se refiere, configuran un conjunto de conductos que definen un aspecto particular.

El trazado depende fundamentalmente de:

- sistema de desagüe adoptado
- trazado de la red vial
- topografía del área
- geología e hidrogeología del área
- limitaciones legales
- localización de la planta y/o descarga

Considerando la posición de los conductos principales, se pueden tener los siguientes sistemas:

- perpendicular (figura 8.3.1)
- interceptor (figura 8.3.2)
- zonal (figura 8.3.3)
- abanico (figura 8.3.4)
- radial (figura 8.3.5)

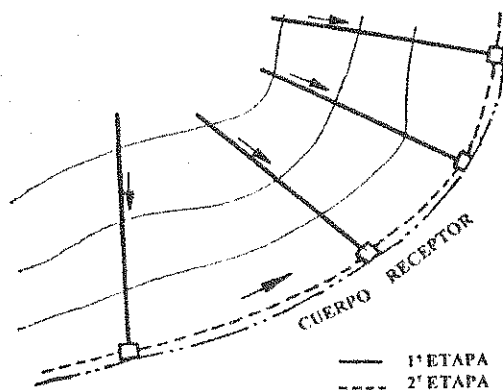


Figura 8.3.1  
Sistema perpendicular

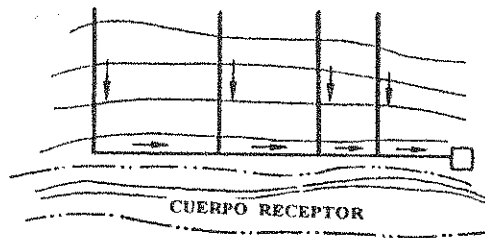


Figura 8.3.2  
Sistema interceptor

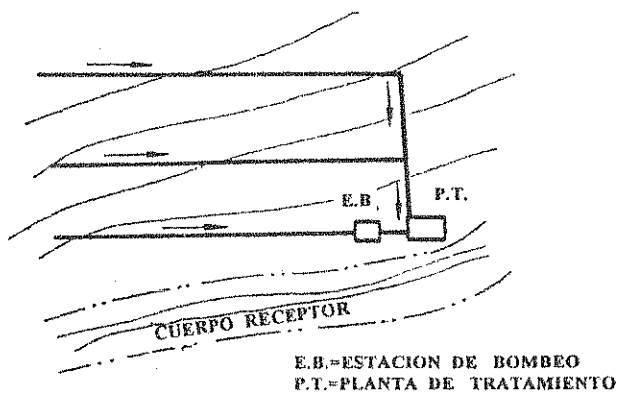


Figura 8.3.3  
Sistema zonal

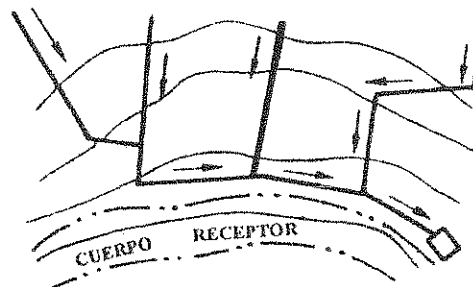


Figura 8.3.4  
Sistema abanico

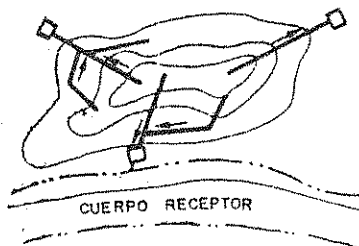


Figura 8.3.5  
Sistema radial

En el sistema perpendicular, los conductos principales tienen trazados cortos, alcanzando rápidamente el cuerpo receptor. Es característico de ciudades donde la descarga se realiza en un curso de agua o el mar y donde la polución es poco importante o de difícil control. Puede ser aplicado como una primera etapa con descargas adecuadas, complementada en una etapa posterior por conductos que colectan los primeros y conducen el efluente hasta un punto adecuado de descarga o tratamiento, transformándose así en un sistema interceptor.

En el sistema interceptor, los conductos principales tienen un trazado perpendicular al cuerpo receptor. A lo largo de éste, otro conducto principal recibe en su trayecto todos los conductos perpendiculares como afluentes, conduciendo el desagüe hasta un punto adecuado.

El sistema zonal (o longitudinal), se caracteriza por conducciones principales paralelas al cuerpo receptor, sirviendo cada una de ellas como conducto principal (o emisario) de una zona, evitando de esta manera que todo el desagüe sea conducido por una única conducción, como en el caso anterior. Es especialmente adecuado para la situación altimétrica planteada en la figura 8.3.3, ya que de adoptarse el sistema interceptor todo el desagüe debería pasar por la estación de bombeo.

El trazado o sistema en abanico es característico de áreas urbanas donde las conducciones principales deberían atravesar las zonas más densamente construidas, para un mejor aprovechamiento de las mismas, concentrándose el desagüe en un sólo punto para su disposición.

Finalmente, el sistema radial es utilizado cuando la planialtimetría del área a servir obliga a la adopción de un trazado en el que las conducciones principales parten de las áreas más densamente pobladas hacia zonas suburbanas, creando en consecuencia varios puntos de concentración de los desagües.

#### 8.3.1.3.- Trazado de las Redes

Pueden definirse los siguientes lineamientos orientativos para el trazado de las redes:

- Los colectores deben localizarse a lo largo de las vías públicas, en tanto ello sea posible.
- En áreas accidentadas, los colectores serán localizados del lado donde se encuentran los terrenos más bajos, para facilitar de esta manera el desagüe de todos los predios frentistas.
- La preexistencia de estructuras o canalizaciones de otros servicios, determinan en general el



desplazamiento de las trazas de los colectores, por lo que se hace necesario un previo estudio de estas interferencias.

- Es necesario realizar un previo análisis técnico-económico de conveniencia de implementación de simple o doble colectora (una por cada vereda), fundamentalmente para calles de tránsito intenso, pavimentos de más de 7 m de ancho o veredas amplias.
- Cuando se diseñe doble colectora en una misma calle, cada una de ellas deberá ser, en lo posible, independiente de la otra, evitando su interconexión a lo largo de la vía pública.

El trazado de la red de colectoras está orientado por el trazado vial de la localidad, y la primera acción del proyectista es un estudio de la planta urbana, identificando las divisorias de aguas y puntos bajos. Siendo el conjunto de conductos un sistema en el que el escurrimiento es libre (generalmente), los colectores deberán ser trazados a partir de puntos altos hasta los puntos bajos del área.

Realizada esta identificación, debe estudiarse cual es la salida natural para el conducto principal de toda el área, debiéndose tener una idea precisa del destino de los desagües.

El área a servir (actual y futura) debe ser dividida según las cuencas naturales a desaguar y en sus respectivas subcuencas, estudiando la posición de los conductos principales a lo largo de los puntos bajos.

Como principio directriz del trazado, teniendo en cuenta la economía de la obra, es conveniente dar a los conductos de diámetro mínimo el mayor aprovechamiento posible, evitando el rápido incremento de diámetros resultante de un trazado inadecuado.

Estudiando adecuadamente la conformación topográfica de cada subcuenca, es factible determinar el área interior de las mismas en las que todas las conducciones tendrán el diámetro mínimo. La planialtimetría es la condicionante principal del trazado, para lograr el mejor ajuste posible de los conductos de menor diámetro a su máximo aprovechamiento. Para ello, es conveniente indicar la pendiente natural del terreno en las calles mediante pequeñas flechas orientadas en el sentido del escurrimiento.

#### **8.3.1.4.- Trazados Típicos**

Las figuras 8.3.7, 8.3.8 y 8.3.9 presentan tres trazados de red de desagües para una misma área. El número que figura en cada tramo representa el número total de tramos que son desagüados por él, incluido el propio tramo.

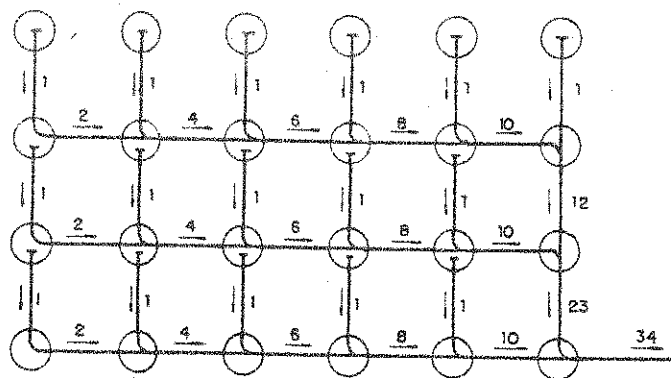


Figura 8.3.7

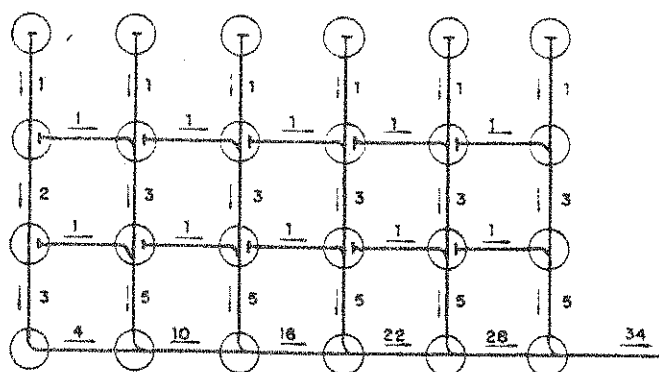


Figura 8.3.8

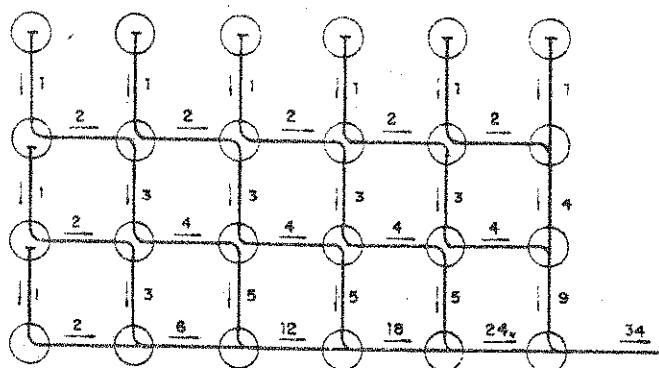


Figura 8.3.9

En los esquemas se han representado mediante círculos las típicas bocas de registro de los sistemas tradicionales.

Los esquemas de las figuras 8.3.7 y 8.3.8 presentan mayor número de puntos iniciales que la red de la figura 8.3.9, hecho éste que antiguamente era considerado de gran importancia, pues disminuía sensiblemente el número de tanques de inundación.

Con la evolución técnica alcanzada en los artefactos sanitarios domiciliarios, de mayor caudal de descarga y el respeto por ciertas normas básicas de velocidades mínimas o más recientemente de fuerza tractoriz mínima, además de buenas operaciones de redes se verificó la escasa o nula necesidad de disponer de tanques de inundación en tramos iniciales.

Asumiendo valores típicos, según los cuales un conducto de 150 mm de diámetro y pendiente del 3 ‰ es capaz de conducir a sección llena un caudal del orden de 8 L/seg y adoptando para este análisis que cada tramo de conducción representa un aporte de un litro por segundo (1 L/seg) se observa que la distribución lograda en la figura 8.3.7 aprovecha la máxima capacidad de conducción de este diámetro en 28 sobre un total de 34 tramos y sólo 6 requerirán un diámetro mayor.

Según los esquemas de las figuras 8.3.8 y 8.3.9 los tramos con mayor diámetro serán 5. El segundo de ellos presenta a su favor un menor número de tramos iniciales, los que a pesar de las salvedades antes expresadas, son potencialmente conflictivos.

De lo anterior se desprende que todas las soluciones son válidas, no existiendo razones de peso significativo que hagan preponderar una sobre las restantes, y que en consecuencia hay dos aspectos fundamentales que juegan un papel decisivo en el logro de un adecuado trazado de las redes:

- las condiciones locales
- los criterios y experiencia del proyectista

#### **8.3.1.5.- Bocas de Registro**

Los sistemas convencionales de redes cloacales utilizan accesos de hombre para inspección y desobstrucción de las cañerías, denominadas habitualmente "bocas de registro".

Estos accesos poseen un diámetro mínimo de 1,00 m en la parte inferior o zona de trabajo, que puede reducirse a 0,60 m en la parte superior o zona de acceso.

En un sistema convencional se instalarán bocas de registro en los siguientes puntos de la red:

- En cada esquina de las plantas urbanas o cada 120 a 140 m fuera de ella.
- Cambios de dirección.
- Uniones de colectores.
- Cambios de pendiente.
- Cambios del material de la cañería.
- Cambios de diámetro de la cañería.

Habitualmente, las bocas de registro se construyen en hormigón premoldeado o moldeado in-situ, con tapa de hierro fundido u hormigón armado. En las bocas instaladas en calzada estas tapas deben ser aptas para soportar el peso de vehículos de carga.

Para el descenso al interior de las bocas de registro no deben utilizarse escaleras marineras empotradas, pues se corroen rápidamente. Suelen utilizarse escaleras transportables de duraluminio o madera, que se llevan en el vehículo que transporta al personal, equipos y herramientas.

Las bocas de registro constituyen uno de los rubros que poseen mayor incidencia sobre el costo de las obras de redes tradicionales.

#### 8.3.1.6.- Tanques de Inundación

Es reconocido en la actualidad, que antiguamente se usaba y abusaba de los tanques de inundación. Ellos eran invariablemente proyectados en todos los tramos iniciales de las colectoras, resultando en consecuencia un significativo número de estas estructuras y un elevado costo.

Experiencias posteriores a 1945, fundamentalmente en Uruguay y Brasil, demostraron que no eran prácticamente necesarios. En redes en funcionamiento, se suprimió un marcado número de tanques de inundación, sin que la operación posterior se viera perjudicada. Por el contrario, los costos operativos bajaron, como consecuencia de la disminución de reparaciones y mantenimiento necesarios para estos tanques.

La tendencia actual consiste en considerar el empleo de los tanques de inundación solamente en situaciones muy especiales, cuando no fuera posible asignar a los tramos iniciales de los colectores una pendiente mínima tal que asegure un razonable escurrimiento al menos una vez por día.

Un tanque de inundación comprende una cámara de acumulación de agua y un dispositivo de descarga automática. Este último suele ser un sifón o un cangilón. La descarga se produce al alcanzarse un cierto nivel, el que origina el cebado y descarga del sifón o el volcamiento del cangilón. El agua es normalmente provista desde la red de agua potable, de manera tal que el llenado de la cámara se produce una o más veces por día.

En general, se admiten como parámetros un volumen de 500 a 2000 litros y una "potencia" de limpieza de hasta 300 metros de alcance. Los tanques de inundación pueden servir entre uno y tres tramos iniciales, según su localización, y el volumen es una función del número de tramos y su longitud.

Son varios los problemas que los tanques de inundación generan, pudiéndose citar:

- encarecimiento de las obras
- encarecimiento de costos operativos
- dificultades en el mantenimiento
- derroche de agua
- potencial contaminación de la red de agua

De estos problemas, el más grave es el último. Los tanques de inundación presentan la posibilidad de contaminación de la red de agua potable por el eventual sifonamiento de agua contaminada con desagües. En consecuencia, el proyectista debe evaluar acabadamente las ventajas (muy escasas) de su uso y los inconvenientes (reales y potenciales) que su incorporación al sistema pueden ocasionar. Cuando no existiera otra solución técnica y económicamente aceptable, recién será la oportunidad de estudiar su posible aplicación.

### **8.3.2.- Sistema Simplificado de Colectoras**

#### **8.3.2.1.- Generalidades**

Consiste esencialmente en una red de colectoras que evacuará al líquido cloacal a "superficie libre", como los sistemas tradicionales, pero optimizando los costos de éstos en base a los siguientes ahorros en las inversiones:

- a) En el trazado.
- b) En los accesos a la red para eventuales desobstrucciones.
- c) En la profundización.

- d) En los diseños hidráulicos y estructurales de las colectoras
- e) En los criterios constructivos.
- f) En la mano de obra.
- g) En estaciones de bombeo.

#### 8.3.2.2.- Nuevas Posibilidades de Trazado

El método tradicional impone la clásica disposición en "damero", tal como puede apreciarse en la figura 8.3.10. Este diseño implica una gran longitud de costosas instalaciones de colectoras y el caso particular esquematizado representa 72 conexiones a las mismas.

En cambio, el método condominial, por ejemplo, basado en la recolección de los líquidos en cada manzana (o grupo de viviendas) posibilita reducir drásticamente la longitud de colectoras a instalar, como así también el número de conexiones.

La figura 8.3.11 es suficientemente ilustrativa de por sí. Nótese que el problema de evacuación de los líquidos cloacales se resuelve ahora sólo con 2 colectoras y sólo 4 conexiones, una por cada condominio.

En este caso de solución condominial, el proyectista deberá ser sumamente cuidadoso en el trazado del sistema colector interno, puesto que deberá prever dentro de lo posible, las futuras áreas de expansión de las viviendas, tal como puede apreciarse de los esquemas de la figuras.

En las figuras 8.3.12 y 8.3.13 se brindan ejemplos de solución de trazados condominiales.

El desagüe de cada condominio responde a la tecnología prevista para los desagües domiciliarios, siendo necesaria la instalación de camaras de inspección, cada vez que tengamos cañerías concurrentes o cambios de dirección. Resulta conveniente diseñar el trazado de la red exterior, en lo posible, por veredas.

#### 8.3.2.3.- Accesos a la Red

El método tradicional impone la instalación de "Bocas de Registro", cada vez que tengamos colectoras concurrentes, cambios de dirección o tramos de 120-140 m sin ninguna singularidad.

El objetivo fundamental es la eventual desobstrucción de las colectoras, con los elementos de que se disponían en los tiempos de esa concepción de diseño (varas flexibles de 60 m de longitud).

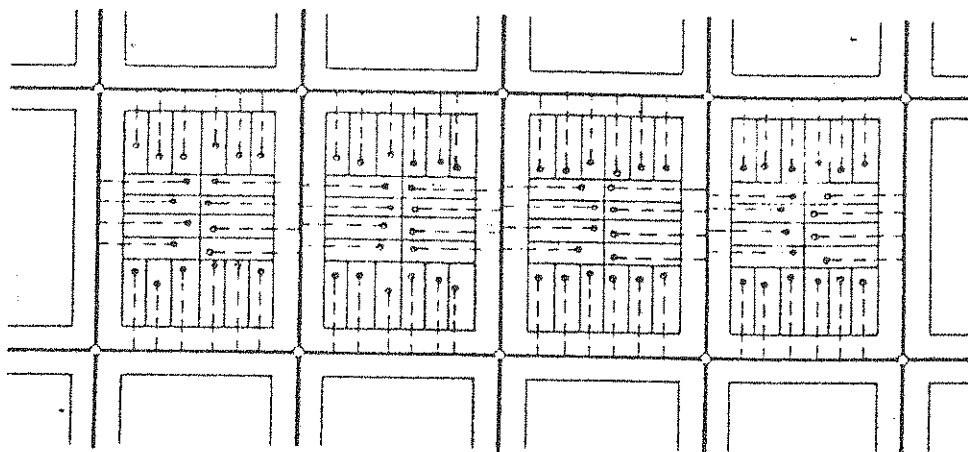


Figura 8.3.10

Sistema tradicional  
Red en todas las calles y 72 conexiones

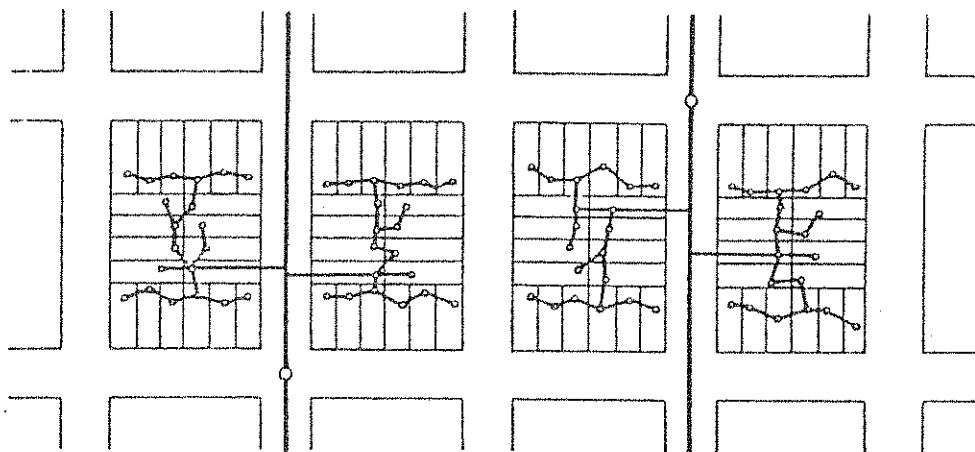


Figura 8.3.11

Sistema simplificado condominial  
Red sobre 2 calles y sólo 4 conexiones

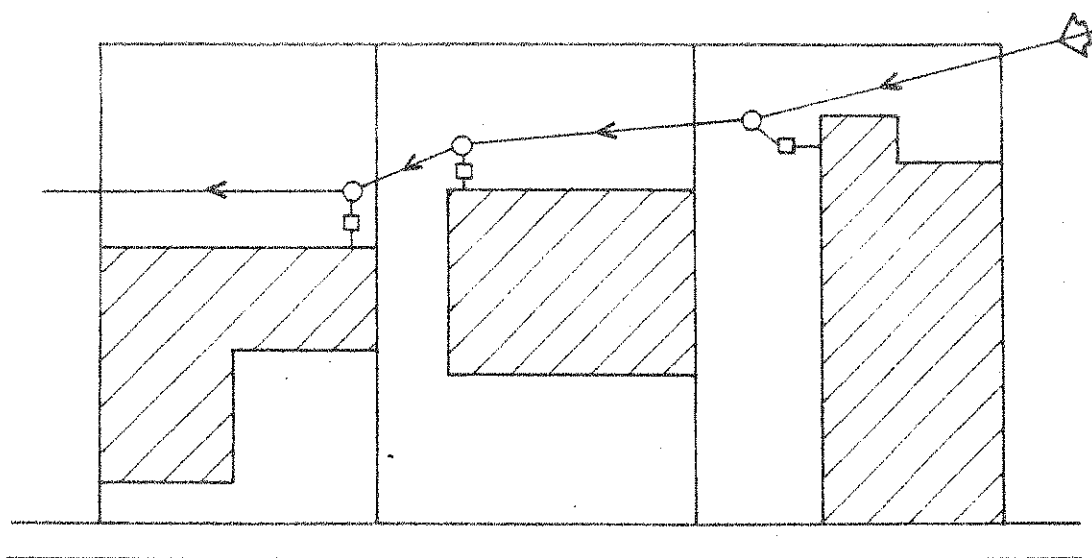


Figura 8.3.12

Sin considerar futuras expansiones de viviendas

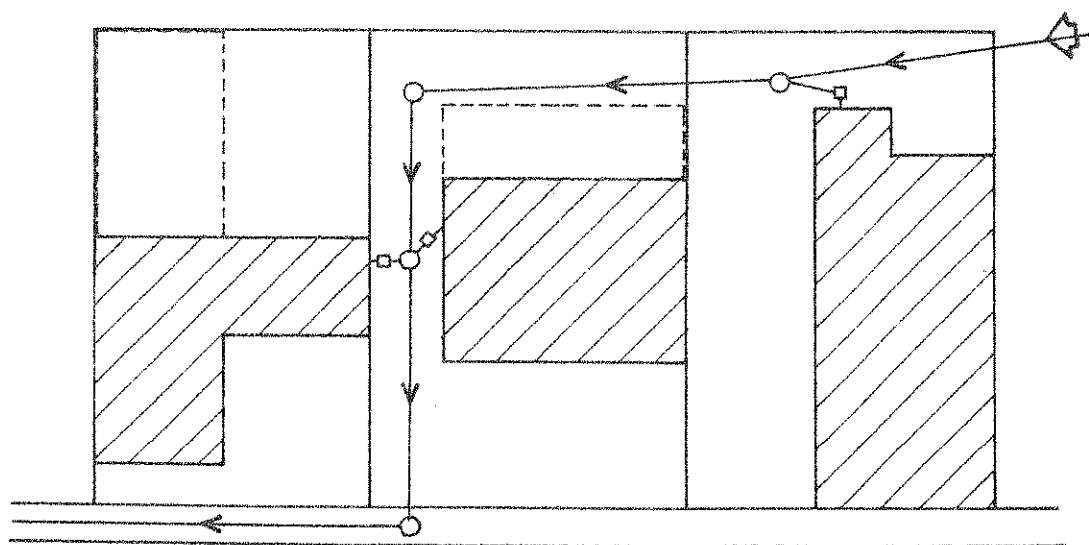


Figura 8.3.13

Considerando futuras expansiones de viviendas



CAMARA DE ACCESO

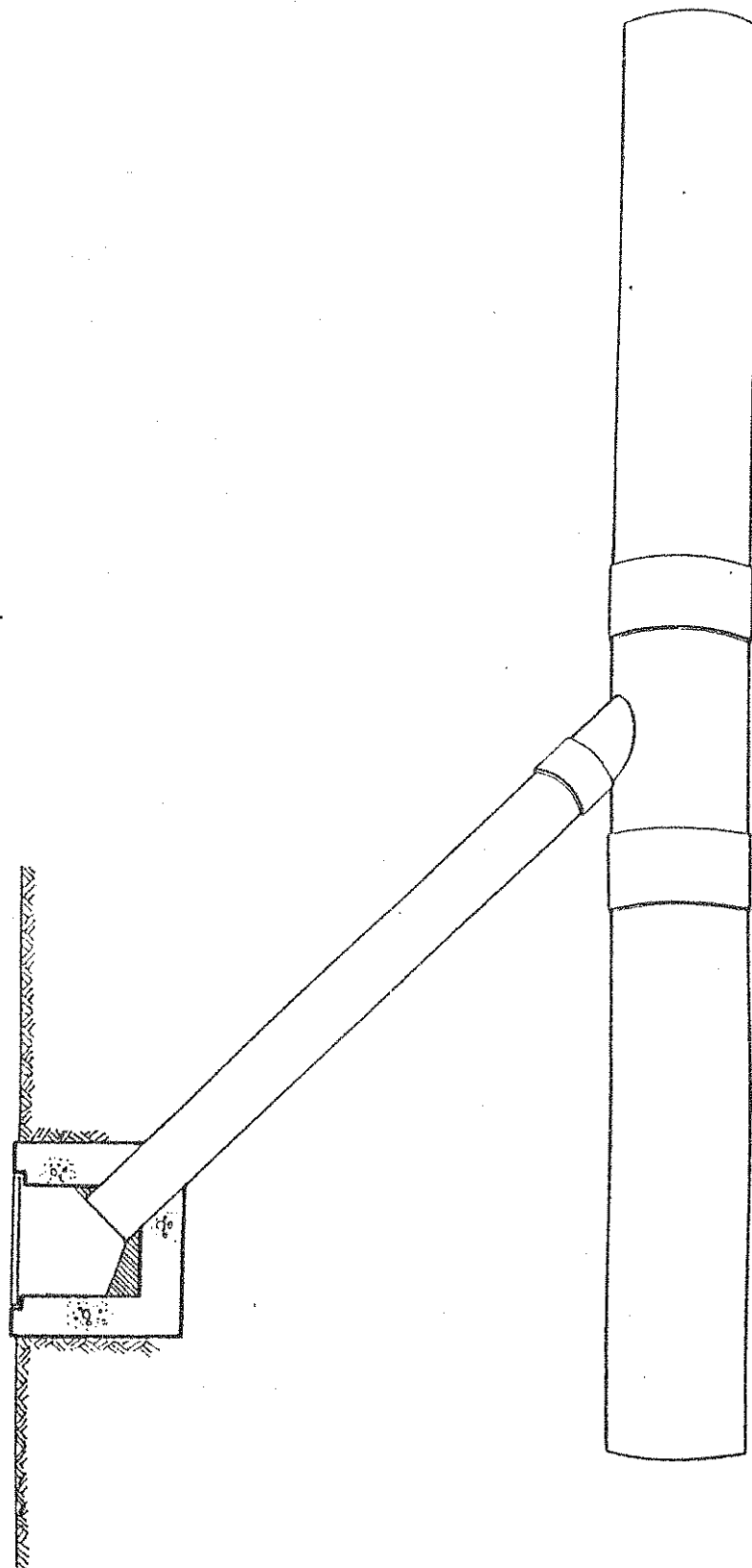


Figura 8.3.14

Aparte de construir obras muy costosas, la práctica indicó que no constituye un diseño muy apropiado puesto que los operarios, con toda razón, son renuentes a bajar para llevar a cabo sus tareas. Incluso han desarrollado una técnica consistente en un ramal portátil que permite acceder desde la superficie.

Además, han aparecido en tiempos relativamente recientes, la metodología y equipos basados en la desobstrucción por la acción dinámica de los chorros de agua inyectados por bombas poderosas.

Estas ideas permiten cambiar drásticamente los viejos conceptos sobre accesos a la red, posibilitándose así, diseños sumamente económicos en relación a los tradicionales.

En la figura 8.3.14 se ilustra esquemáticamente sobre las características básicas de un acceso de costo reducido. En el Anexo 8.E se ilustran otras soluciones típicas para este tipo de redes.

La ubicación de los accesos deberá ser cuidadosamente analizada por el proyectista, determinando los puntos conflictivos de la red y teniendo en cuenta la longitud de 200-250 m, como la distancia razonable que posibilita la acción eficiente de los equipos modernos de desobstrucción por "chorros a presión" y el herramental adecuado, siempre operando con la presión del sistema de agua.

Es de esperar, que la industria local habrá de enriquecer con la oferta de nuevos accesorios la posibilidad de elección y de selección de distintos tipos de accesos.

Las bocas de registro tradicionales, quedan ahora relegadas a ser instaladas solamente en aquellos puntos donde sea requerida una acción más contundente que implique inexorablemente la necesidad de que los operarios bajen al nivel de las colectoras principales.

#### 8.3.2.4.- Profundidad y Tapadas

La norma a seguir es que la profundización ideal es aquella que, a la vez que cumplimente los requerimientos mínimos del diseño hidráulico o por tensión tractiva, implica además tapada mínima.

Obviamente son dos conceptos contrapuestos debido a que el arrastre de partículas implica de por sí pendientes importantes. Es por ello que la experiencia y criterio del proyectista juega aquí un rol muy importante.

Cuando las colectoras necesariamente pasan por calles sujetas a cargas de tránsito, es conveniente que la tapada mínima sea de 0,80 m bajo pavimento y 1 m sin pavimento y siempre sujeta a verificación estructural.

Las tapadas mínimas recomendadas en lotes son de 0,20 m y para veredas y áreas verdes 0,40 m.

#### **8.3.2.5.- Cálculo Hidráulico y Estructural**

Se recomienda el cálculo por "tensión tractiva", el que tiende a minimizar los diámetros de colectoras.

Por otra parte, estos diámetros pueden determinarse en base a una relación  $h/D = 0,94$  (que es la condición de caudal máximo) para el "caudal máximo horario del día de mayor consumo".

Para minimizar los caudales de infiltración, se recomiendan las uniones con "junta elásticas".

Desde el punto de vista estructural, el tendido por vereda minimiza espesores, puesto que no deberán ser verificadas a las cargas de tránsito. Sólo deberán calcularse con la solicitación de las cargas de relleno, reduciéndose costos, ya que los caños sometidos a doble solicitación serán los de "cruce de calles" que representan un porcentaje pequeño frente al total del tendido.

#### **8.3.2.6.- Criterios Constructivos**

La modalidad de las obras a encarar, los sistemas constructivos de bajo costo y de simple tecnología, son los conceptos de base que posibiliten ahorros en este importante rubro.

En efecto, respecto del costo de la mano de obra, por ejemplo, la organización comunitaria que implica la obra en función de la capacidad socio-económica de la población, puede dar lugar a la inversión con horas de trabajo propio de los mismos beneficiarios, en lugar del pago con dinero en efectivo.

En general, dadas las características de economicidad del sistema, deberá tratarse de minimizar las inversiones iniciales y los costos operativos. Con ese objetivo, deberán estudiarse criteriosamente tanto el proyecto como las formas constructivas y los materiales a emplear en la obra, evitando soluciones costosas tales como estaciones de bombeo, sifones invertidos, cámaras, etc., salvo que resulten imprescindibles.

### 8.3.3.- Sistemas no Convencionales de Redes de Colectoras Cloacales

#### 8.3.3.1.- Sistema a Presión con Bomba Trituradora Domiciliaria

Su objetivo básico es reducir costos de la red, evitando o minimizando la necesidad de transportar sólidos, característica de los escurrimientos a superficie libre y causa de costos relativamente altos puesto que implican diámetros importantes.

El sistema puede resultar de aplicación en zonas de escasa densidad de población y cuenta con un centenar de experiencias en los EE.UU.

En la figura 8.3.15 se esquematiza el proceso y las instalaciones que integran al sistema en estudio.

Puede apreciarse el "tanque de almacenamiento" que recibe los desagües domiciliarios y que tiene en su interior instalada una pequeña bomba trituradora que trabaja a dos niveles.

La bomba descarga el líquido sumamente "fluidificado" (es decir con sólidos tan triturados que son fácilmente arrastrados por la velocidad del escurrimiento) a una colectora a presión y en consecuencia de pequeño diámetro. El PVC constituye prácticamente la única solución viable para estas colectoras, desde el doble punto de vista técnico-económico.

El área en punteado implica instalaciones eventuales y a criterio del proyectista, para prevenir posibles desbordes o sobrecargas.

Las colectoras se tienden siguiendo trazas lo más cortas posibles y a muy poca profundidad. En las zonas más frías la profundidad será tal que garantice que el agua no se congele y por otra parte protegiendo a las cañerías donde sea inevitable el tránsito por encima de ellos. Lo ideal es instalarlas bajo vereda. El acceso para eventuales desobstrucciones debe ser previsto por el proyectista.

El diseño debe estar precedido de un trazado adecuado, que tenga en cuenta el perfil altimétrico. Las unidades a ser servidas deben ser localizadas y agrupadas en nudos, los que serán considerados a partir del extremo aguas arriba hasta el punto de descarga.

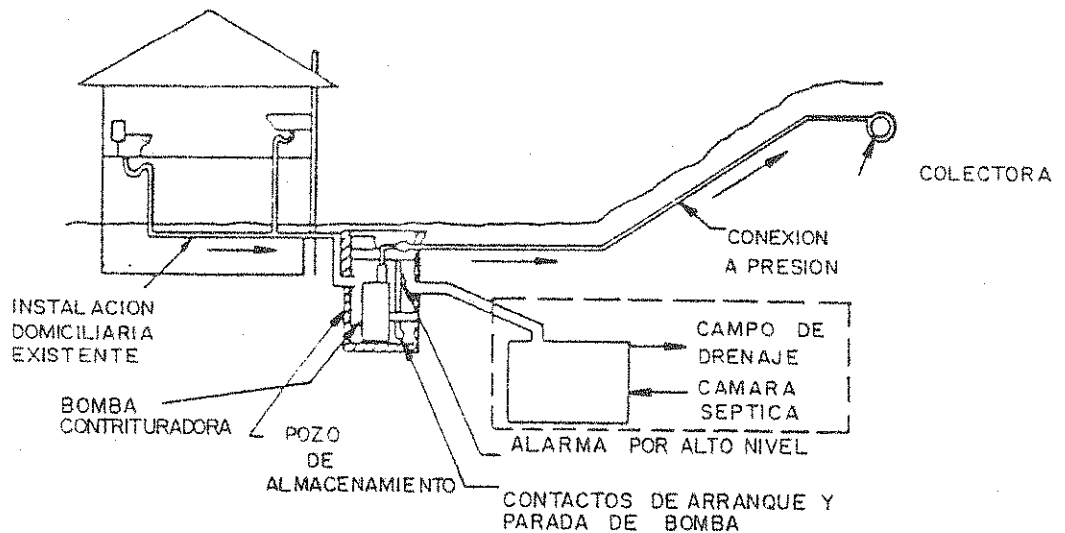


Figura 8.3.15

### Instalación con bomba trituradora

En los EE.UU. se han difundido algunas metodologías de cálculo, las más de las veces originadas en los proveedores de "bomba trituradoras". El sistema más adecuado, independiente de los fabricantes, es el que se detalla a continuación:

Los laboratorios Battelle determinan el caudal medio con la expresión:

$$Q = 15 + 0,5 * D = 15 + 0,15 * P$$

En la que:

- Q es el caudal de diseño en g.p.m (galones por minuto)
- D es el número de viviendas con un promedio de 3,5 personas por vivienda.
- P es la población de diseño ( $P = 3 * D$ )

Para los cálculos se utiliza la ecuación de Hazen y Williams.

El método se basa en que la conexión domiciliaria tiene un diámetro superior a los 30 mm y que no excede en largo de 45 m y además que para cada unidad de bombeo el aporte corresponde a una vivienda única. Se presume que ningún tramo de la conducción a presión está localizado más arriba que el punto de descarga.

La experiencia recogida indica que la sedimentación de sólidos no constituye un problema. En efecto, caños extraídos para su estudio, de sistemas en funcionamiento, así lo demuestran.

Es necesario el trazado de la línea piezométrica, para lo que debe tenerse en cuenta el dato provisto por el fabricante para las alturas manométricas de las bombas.

Como el sistema no prevé sedimentación alguna, la velocidad mínima de escurrimiento debe ser superior a 0,60 m/s o asegurar la acción de la fuerza tractiva del escurrimiento superior a  $0,15 \text{ Kg/m}^2$ , tal que posibilite el arrastre de las sustancias trituradas en suspensión.

El tiempo de bombeo de cada unidad varía con el volumen almacenado en el tanque. Se recomienda un mínimo de 0,3 L/s para una vivienda unifamiliar y para un "volumen de trabajo del tanque de 190 L o más". Para "volúmenes de trabajo" de 95 l se recomienda 0,64 L/s"

De preever el proyectista instalaciones de bombeo que sirvan a más de una vivienda, el caudal de bombeo puede estimarse aumentándolo en forma proporcional.

Se destaca que las bombas estarán sometidas a un amplio rango de variación de alturas manométricas. En efecto, cada bomba estará a distinta distancia del punto de descarga e incluso a distinta altura topográfica. Algunas veces trabajara sola, muchas otras en forma simultánea con otras bombas del sistema. Por otra parte, si la población crece, las alturas manométricas crecerán en una proporción similar, variando el caudal.

Las pérdidas de carga pueden resultar así superiores a las previstas o incluso esto puede generarse por alguna obstrucción, debido a sedimentos o a bolsones de aire formados en las partes altas de la conducción.

Por estas razones, se recomienda bombas con características H-Q lo más vertical posible. Las denominadas "bombas de cavidad creciente" cumplen esta condición satisfactoriamente. Las bombas de "desplazamiento positivo" o "volumétricas" dan importante seguridad frente al cambio continuo de presiones.

La conexión domiciliaria (desde la bomba hasta la colectora a presión) se proyecta en 30mm de diámetro para una única vivienda por bomba.

Es oportuno prever válvulas que posibiliten caminos alternativos en caso de mantenimiento, de tramos, los que deberán obviamente sacarse de servicio.

En general, todos los criterios de diseño para conductos a presión deben tenerse en cuenta, en especial los de ingreso y salida de aire.

Para este sistema corresponde señalar las siguientes críticas y conclusiones:

- El sistema hace económica la red frente a un sistema tradicional, a costa de transferir costos sumamente elevados al usuario, quien deberá hacerse cargo de una instalación interna más costosa.
- La instalación interna implica la necesidad de un control y mantenimiento adecuado y oneroso para los moradores de la vivienda.
- Debe disponerse de energía eléctrica confiable y económica.
- Las características H-Q de las bombas centrífugas y las bombas volumétricas necesarias, implican un desarrollo tecnológico y no parece atrayente el mercado como para que los fabricantes desarrollen o adecúen sus productos a las necesidades del sistema, si bien algunos distribuidores ofrecen el producto de importación.
- El proyecto en general y el cálculo hidráulico en particular, son dificultosos.
- El sistema implica de por sí tecnología, criterios constructivos, operación y mantenimiento severamente novedosos y sin experiencia local alguna.
- "A priori" puede pensarse que en nuestro medio no puede competir con el sistema estático tradicional o de "resolución in situ" de los desagües (letrinas o cámara séptica y pozo absorbente, con o sin lechos nitrificantes) aplicables para situaciones de baja densidad de población.

Es difícil elaborar una conclusión determinante y por el contrario es de pensar que lo recomendable es alentar a los proyectista al estudio afinado de las alternativas al sistema tradicional, como posibilidad y ponderando en cada caso los costos de las mismas, en función de las distintas realidades técnico-económicas de cada proyecto.

En especial, sería conveniente analizar la adecuación de los conceptos básicos a la realidad de nuestro medio, de mucho menor capacidad económica y con menores recursos tecnológicos.

#### **8.3.3.2.- Sistema a Presión con Cámara Séptica y Bombeo**

Difiere del sistema anterior tan sólo en el hecho que la bomba trituradora es reemplazada por un tanque séptico

previo a la cámara donde se instala la bomba y tal como puede apreciarse en la figura 8.3.16.

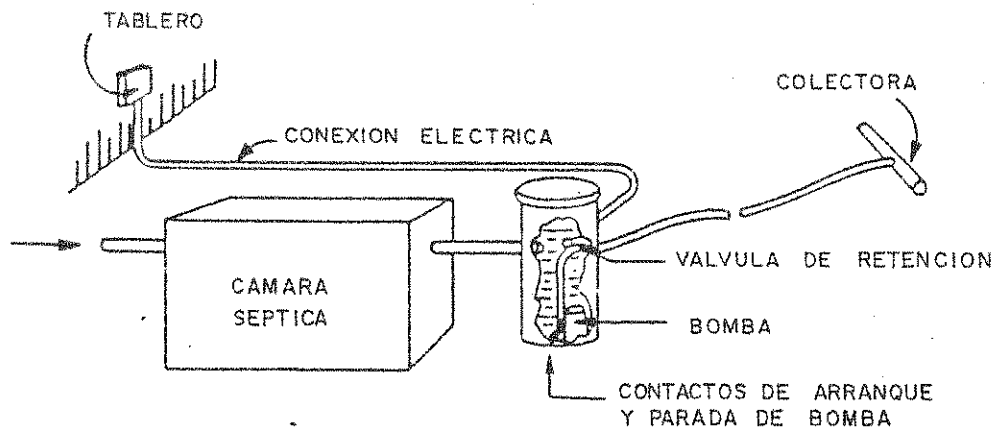


Figura 8.3.16

#### Sistema de cámara séptica y bombeo

Evidentemente, en este caso la bomba sólo eleva líquido y por ello no necesita ser trituradora. Implica una tecnología más simple que la anterior, pero con mayor inversión para el usuario.

El resto de las consideraciones es común a ambos sistemas.

#### 8.3.3.3.- Sistema de Colectoras a Presión Negativa

Con este sistema se busca también la reducción de diámetros y profundidades, con las mismas consideraciones del caso anterior.

En la figura 8.3.17 se esquematizan los elementos necesarios para la instalación.

El corazón del sistema lo forma "la central de vacío" la que debe mantener en forma constante una depresión entre 38 y 50 cm de columna de mercurio en las colectoras, que resultarán así de pequeño diámetro. En las mismas deben disponerse "válvulas de gravedad a vacío interfase" que separa la presión atmosférica del "vacío".

La válvula se coloca normalmente en la cañería principal domiciliaria, pero también puede reemplazarse por un "inodoro a vacío".



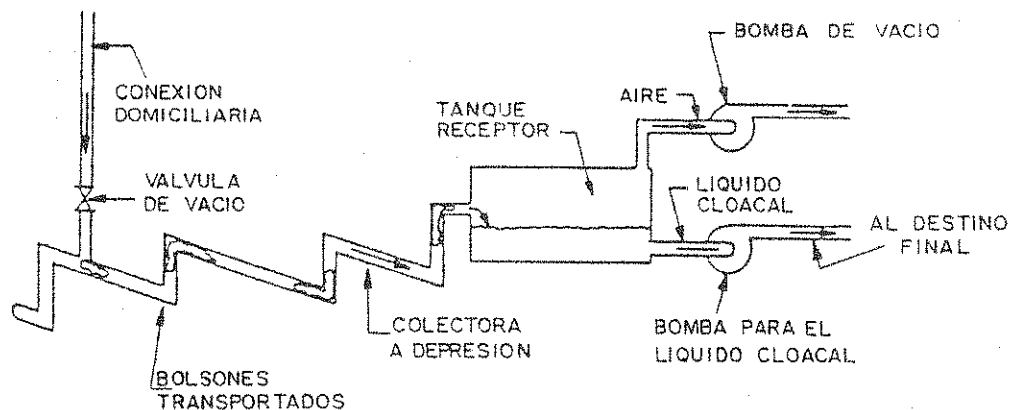


Figura 8.3.17

### Componentes de un sistema de colectoras a "Depresión"

Cuando la nombrada válvula se abre, un determinado volumen de líquido cloacal ingresa a la colectora seguido de un volumen de aire. Luego de un intervalo prefijado de antemano, la válvula abre a relativamente alta velocidad por la diferencia de presiones.

Luego de recorrer una corta distancia, el líquido y el aire se convierten en un "escurrimiento difásico", en el que el "momentum" es impartido desde el aire al líquido a través de los esfuerzos tangenciales. Eventualmente, la fricción reduce las velocidades del escurrimiento, el que fluye hacia los puntos más bajos por gravedad. Cuando la válvula aguas arriba más cercana opera, vuelve a reproducirse una acción idéntica, por lo que el primer bolsón colapsa y el aire alcanza al segundo bolsón. Este aire impacta luego al líquido aguas abajo, lo levanta y lo impulsa a avanzar en el sistema. Luego de cierto número de operaciones, el primer bolsón llega a la "central de vacío".

Cuando el líquido acumulado en el tanque es suficiente, una bomba lo eleva a la planta de tratamiento o a su destino final.

En los EE.UU. se construyeron 20 servicios de este tipo hasta 1986.

Presenta una ventaja adicional sobre los sistemas no tradicionales, además de la reducción de diámetros, y es la oxidación beneficiosa a la que es sometido el líquido cloacal.

Como desventajas principales relativas, pueden nombrarse el mayor gasto de energía, la necesidad de sellado perfecto para evitar la infiltración y poca flexibilidad frente a los cambios de caudales.

El trazado y planeamiento de una red a "presión negativa" no difiere demasiado del correspondiente a una red tradicional. Sin embargo, deben hacerse previsiones sobre el vacío requerido y tener en cuenta las pérdidas originadas en las válvulas y en las conducciones. Es de particular importancia determinar los caudales del escurrimiento a ser elevado por este sistema.

El sistema no puede expandirse con flexibilidad. En todo caso requerirá, si ello ocurre, nuevas conducciones y "centrales de vacío" adicionales. Ello implica la necesidad de un cálculo lo más exacto posible.

Una amenaza seria al sistema es la infiltración. Una pérdida por mal sellado de las uniones, puede modificar drásticamente las previsiones de proyecto.

El caudal máximo es de especial interés en el diseño del sistema. Para conjuntos de 100 a 500 casas, las conducciones deben diseñarse sobre la base de un caudal equivalente al 60% del caudal diario entrante en el sistema en un período de 4 horas, lo que es equivalente también a 3,6 veces el caudal medio diario. Los sistemas que incluyan líquidos industriales deben ser cuidadosamente estudiados.

Para estos sistemas, los materiales de los caños pueden ser todos los usuales y debe verificarse muy especialmente para los casos de los caños flexibles su resistencia al aplastamiento, la que estará ocasionada por las cargas externas y por el vacío, solicitaciones que actúan ahora en el mismo sentido.

Las características de las juntas mismas deben ser tales que aseguren estanqueidad frente al agua y al aire.

La teoría de cálculo presenta actualmente muchas deficiencias y en realidad constituye un versión sumamente simplificada del escurrimiento difásico.

El laboratorio de Ingeniería Civil de la Armada de los EE.UU. analiza al sistema de escurrimiento difásico comenzando como un bolsón de agua-aire que va transformándose hasta formar un escurrimiento anular a medida que el bolsón se deforma. Luego se forma un escurrimiento mixto al desintegrarse el bolsón. El escurrimiento se estratifica, ocupando lógicamente el líquido la parte inferior de la conducción. El aire atmosférico se expande dentro de la conducción y brinda la fuerza tractiva que arrastra al bolsón y al agua del estrato inferior.

El material de consulta publicado es limitado. Los fabricantes que obtuvieron patentes son poco proclives a difundir la información que han desarrollado.

De lo expuesto se deduce, que aún no se ha definido satisfactoriamente el análisis del escurrimiento y método de cálculo. No obstante ello, se brinda a continuación la metodología de cálculo de la "Water Pollution Control Federation".

La pérdida de carga se calcula con:

$$H_f = \phi^2 * [Q/42,15 * D^{2,63}]^{1,85} * L$$

Donde:

$H_f$  = pérdida de carga en pies.

$\phi^2$  = multiplicador di-fásico, a obtener del cuadro 8.3.1 según los métodos de Averill-Heinke o Airvac.

$Q$  = caudal (g.p.m.)

$D$  = diámetro interno de la conducción (pulgadas).

$L$  = longitud de la conducción (pies).

La "pérdida de altura de elevación" en la conducción se calcula con las siguientes expresiones:

a) Para relaciones aire/líquido 1:1, a temperatura y presión normales:

$$H_1 = 0,5 * S + T$$

b) Para relaciones aire/líquido de 2:1 o mayores a temperaturas y presiones normales:

$$H_1 = 0,5 * (S + T)$$

Donde:

$H_1$  = pérdida de altura en elevación, a obtener del Cuadro 8.3.2 (pie).

$S$  = suma de los cambios de perfil que no excedan a 1 pie/pie.

$T$  = suma de los cambios de perfil que exceda a 1 pie/pie.

Cuadro 8.3.1

## Multiplicador Di-Fásico

Relación Aire/Líquido a T y P Normales	Presión en el Caño (atm)	$\phi^2$	
		(Adimensional)	
		Método de Averill-Heinke	Método de Airvac
1:1	0,5	2,9	2,75
2:1	0,5	4,7	4,46
3:1	0,5	6,4	6,11
4:1	0,5	8,2	7,73

Cuadro 8.3.2

## Pérdida de Altura de Elevación

Relación Aire/ Líquido a T y P Normal	Presión en el Caño (atm)	H <sub>1</sub> con el Método de Averill-Heinke
1:1	0,5	0,34 $f_t/f_t$
2:1	0,5	0,20 $f_t/f_t$
3:1	0,5	0,15 $f_t/f_t$
4:1	0,5	0,11 $f_t/f_t$

La pérdida de carga total en una "colectora a depresión" es:

$$H_T = H_f + H_1$$

La capacidad del tanque de almacenamiento requerido para sistemas que operan con 0,5 atm se determina con las siguientes ecuaciones:

Para sistemas con colectoras de longitud máxima 900 m (3.000 ft):

$$Q_{VP} = 2 * R * Q_{m\acute{a}x} / 7,5 + B * N_V$$

cuando el largo máximo excede 900 m:

$$Q_{VP} = (1 + 2 * R) * Q_{m\acute{a}x} / 7,5 + B * N_V$$

En las que:

$Q_{VP}$  = capacidad de la bomba de vacío (ciclos por minutos)

$R$  = relación aire/líquido a presión y temperatura normales  
(para relaciones no menores que 3)

$Q_{m\acute{a}x}$  = caudal máximo (g.p.m)

$B$  = relación de purga de la válvula (ciclos por minuto)

$N_V$  = número de válvulas de vacío en el área servida

La capacidad de descarga de la bomba resulta de:

$$Q_{dp} = 1,2 * Q_{m\acute{a}x}$$

En la que ambos caudales se miden en galones U.S.A. por minuto (g.p.m.).

El dimensionado de los tanques de recolección surge de calcular:

$$V_{ct} = 45 (Q_{m\acute{i}n}/Q_{dp}) * (Q_{dp} - Q_{m\acute{i}n})$$

En la que  $Q_{m\acute{i}n}$  es el gasto mínimo en (g.m.p.) y los demás son caudales ya definidos.

El caudal mínimo se estima como 0,5 del caudal promedio diario.

Se recomienda que el volumen del tanque de recolección sea como mínimo de 1.500 L (400 gal).

Los tanques de reserva se dimensionan con las siguientes ecuaciones:

$$V_{rt} = 27 Q_{VP} - (V_{VS} + V_{ct})/3$$

En la que los caudales han sido definidos previamente y  $V_{VS}$  es el volumen de colectoras a depresión (en galones).

Se recomienda también que el volumen mínimo de estos tanques sea de 1.500 L (400 gal).

El primer paso es dibujar las trazas en un plano topográfico. La máxima longitud recomendada para las conducciones a presión negativa es de 1.800 m y los caudales deben ser repartidos en forma similar y con valores numéricos lo más parecidos posible para cada una de ellas. Las elevaciones no deben superar la carga disponible.

Una vez determinada la traza, se calculan las pérdidas de carga para la "conducción a depresión" que sirve a cada tanque de recolección. Se recomienda dividir a ésta en tramos y calcular para cada uno de ellos la pérdida en la elevación y la pérdida de fricción ( $H_L$  y  $H_f$  respectivamente). Los comienzos y extremos de los tramos deberán ser cambios de pendiente o perfil, conexiones con ramales y cambios de dirección de la traza. Se recomiendan tramos de 150 m o menores.

La relación aire - líquido debe basarse en la recomendación de los fabricantes de válvulas de vacío.

#### Cuadro 8.3.3

##### Carga Total Disponible

Rango de Depresiones en la Estación (Pulgadas de Mercurio)	Carga Total Disponible (pies)	Carga Disponible de Transporte (pies)
14 - 17	17,6	12,6
15 - 18	18,7	13,7
16 - 19	19,8	14,8
17 - 2	21,0	16,0

Nota: 1 pulg = 2,54 cm ; 1 pie = 0,305 m

Sobre el Sistema de Colectores a Presión Negativa pueden formularse las siguientes conclusiones:

- No existen al presente demasiadas experiencias.
- No parece fácil correlacionar el cálculo teórico con la realidad.
- El cálculo teórico es de primera aproximación y discutible.
- Se requiere mucha energía eléctrica.

- La atención y el mantenimiento es sumamente importante y requiere personal altamente especializado.
- Las uniones de caños deben ser perfectamente estancas y son prácticamente nulas las posibilidades de error.
- Deben desarrollarse las válvulas de vacío adecuadas y generarse el mercado de las mismas.

Cabe aquí también una conclusión similar a la anterior, con especial mención sobre el desafío que implica la adecuación del sistema a nuestra realidad económica y tecnológica, lo que "a priori" parece descartarlo como posibilidad para nuestros proyectos.

#### 8.3.3.4.- Sistemas Cloacales de Diámetro Reducido

Consiste esencialmente en la intercepción de los efluentes domiciliarios mediante una cámara que posibilite la sedimentación de los sólidos y en consecuencia permita colectoras cuyo objetivo sea tan sólo el transporte del líquido cloacal, sin necesidad del arrastre de sólidos cuyo ingreso es impedido por el interceptor de referencia.

Este concepto de diseño posibilita una red de colectoras a gravedad, que puede trabajar indistintamente a superficie libre o a presión, según lo requieran las necesidades del funcionamiento.

El efecto regulador de las cámaras interceptoras también influye en la economía de la red, puesto que en este caso no deben ser considerados "caudales de pico".

El sistema puede resultar sumamente atrayente para densidades de población entre los 100 y 200 habitantes por hectárea (ver figura 8.3.18) y en aquellos que ya tengan cámara en la mayoría de las conexiones para aprovechar las instalaciones existentes.

La cámara interceptora funcionará a la vez como cámara séptica -muchas veces existentes en un elevado porcentaje de la población a servir- y en ella se producirá la separación de sólidos. Los flotantes en la superficie y los sedimentables en el fondo.

Indudablemente, estas condiciones posibilitarán la acción anaeróbica que implicará la digestión sin presencia de  $O_2$  y que da lugar a gases sumamente agresivos como el metano y el  $SH_2$ .

Este último, por su fuerte acción corrosiva, hace eliminar a los materiales cementicios ( $H^o S^o$  y FC) de la red, dejando sólo a los plásticos como opción confiable.

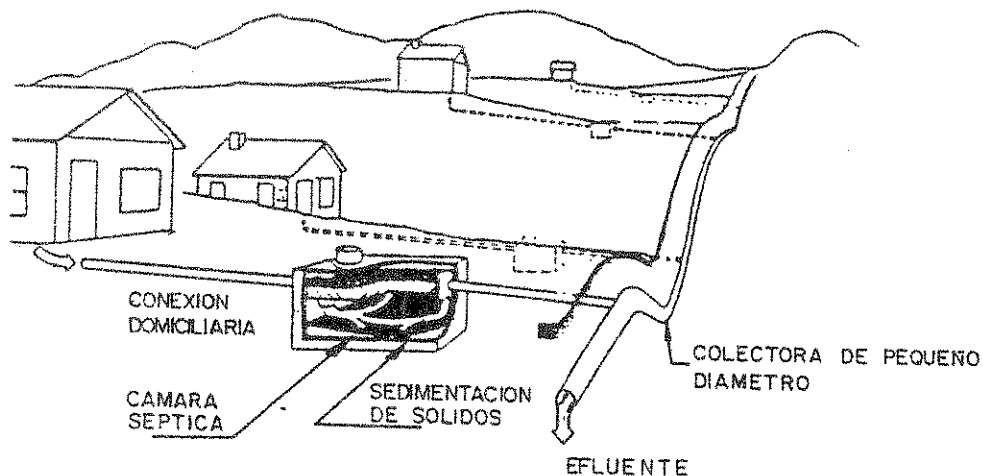


Figura 8.3.18

Esquema de un sistema a gravedad y de pequeño diámetro

Obviamente, se requiere una eficiente ventilación de la cámara y todas las recomendaciones tendientes al control de olores ofensivos a los moradores de las cercanías (distancias a terrenos lindantes, vientos dominantes, alturas por sobre nivel de ventanas, etc.).

Si bien es cierto que una parte substancial del costo del sistema queda transferido al usuario, también es cierto que las instalaciones a realizar en el predio del mismo son de una tecnología tan simple, que puede ser concretada con su aporte y eventualmente con su trabajo personal.

Justamente este concepto es uno de los que más atractivo hace al sistema para ser considerado en el plan de obras.

Es oportuno ahora sintetizar las ventajas que ofrece:

- a) La red no debe diseñarse para el arrastre de sólidos, lo que lleva a la reducción de diámetros.
- b) Puede trabajar a presión o a superficie libre, dando lugar a una gran flexibilidad de funcionamiento.
- c) Al no existir posibilidades de obstrucción, se eliminan las costosas bocas de registro del sistema tradicional.



- d) Los eventuales accesos a prever tendrán la función única de posibilitar inyección de agua a presión para prevenir eventuales obstrucciones y serán previstos por el proyectista en tramos que pueda considerar difíciles tales como (sifones invertidos que la topografía obliga a formar).
- e) Incluso la inserción de una cámara puede hacerse cuando la necesidad -poco probable- lo requiera.
- f) Al seguir la traza la topografía natural, la economía en excavación es muy importante.
- g) Se reduce la problemática de la infiltración, puesto que su instalación será a baja tapada.
- h) La obra, en su parte más costosa, es decir las instalaciones domiciliarias y la red, no requieren mano de obra especializada, y los mismos usuarios pueden encararla, posibilitando programas comunitarios y económicos de concreción.
- i) El tratamiento final del líquido minimiza los costos, puesto que por lo menos no necesita desarenador y además no resultará muy profunda o en todo caso no implicará costos de bombeo importantes.

Por otra parte, las instalaciones de sedimentación y digestión se verán fuertemente reducidas.

El diseño de la cámara sedimentadora es fundamental para el buen funcionamiento del sistema; debe garantizar que a la red no ingresen sólidos o material que sedimente, alterando su funcionamiento o produciendo obstrucciones.

Asimismo, debe tener volumen suficiente para almacenar barros y permitir su digestión. Este volumen debe espaciar las operaciones de limpieza de forma tal que no representen un costo importante.

Los dispositivos de entrada y salida deben estar cuidadosamente diseñados para no producir efectos adversos. Para esto se utilizarán TES sanitarias y pantallas.

Para el diseño se utilizan los mismos conceptos generales que para el de cámaras sépticas y previstos en el capítulo correspondiente del cuerpo de instructivos.

El diseño de la red es fundamental para reducir el costo de la obra. La mayor economía del sistema en relación a un alcantarillado convencional se obtiene en la red. Se visualiza esto si observamos la relación de costos entre diámetros de cañería a igualdad de longitud.

En un alcantarillado convencional el diámetro de arranque es 0,150-0,100 m, necesario ya que se debe prever el arrastre de sólidos sabiendo que la capacidad hidráulica de conducción es mucho mayor que la necesaria en la mayoría de los casos.

En la red sin arrastre de sólidos podemos arrancar con diámetro mínimo de 0,050 m, 0,075 ó 0,100 m siempre respetando la capacidad de conducción de cada uno de ellos.

Se procurará seguir las pendientes naturales del terreno, estableciendo límites de profundidad de colocación de cañerías. El sistema admite pendientes nulas, cañería trabajando a sección llena y a presión.

En este último caso, la presión no deberá ser mayor al desnivel desde la salida de la cámara sedimentadora domiciliaria y la conexión a la red, para evitar que se produzcan reflujos hacia la cámara domiciliaria.

Deben evitarse estaciones de bombeo. De ser necesarias, tenemos la ventaja de utilizar bombas para agua, pero con la protección anticorrosiva debida.

Es fundamental para el cálculo de estas redes, considerar un crecimiento urbano controlado y asegurar esto mediante una reglamentación y control municipal efectivo. Los elementos de acceso a la red serán mínimos, eliminándose las bocas de registro. Donde se considere necesario, se colocarán cámaras de inspección o tubos de limpieza.

De verificarse dificultades durante la operación de la red, resultará más económico generar accesos de limpieza con la red en funcionamiento que preestablecerlos en el proyecto para nunca utilizarlos con el riesgo que resulten tapados por repavimentaciones, reparaciones, etc.

El cálculo de la red se basará en que las colectoras pueden escurrir indistintamente a presión o a superficie libre aunque siempre lo harán por gravedad.

Obviamente, en forma eventual y cuando sea inevitable, el proyecto podrá prever algún tramo en impulsión.

Cada tramo se calculará independientemente y bajo el supuesto de un régimen permanente y constante.

Los criterios de cálculo presentados en los instructivos son de aplicación, pudiendo el proyectista optar por alguno de ellos.

Los pasos a seguir en el diseño son las siguientes:

- a) Dibujar la traza propuesta tal que implique el menor recorrido posible en función de la distribución de vivienda a servir.
- b) Dibujar un perfil altimétrico, ubicando y destacando las cotas de las cámaras sépticas.
- c) Determinar el número de casas a ser servidas considerando posibles expansiones y cuidando que estas no impliquen la necesidad en el futuro inmediato de un sistema tradicional (límite 200 a 300 habitantes por Ha)
- d) Dimensionar las colectoras en base a los caudales calculados, fijando en diámetro mínimo de 50 mm y minimizando el tendido por zonas con tránsito eventual.
- e) Dibujar y establecer claramente en los perfiles las cargas hidráulicas previstas.
- f) Ajustar el diámetro del caño y su profundidad, de manera de minimizar costos, compatibilizándolos con la carga hidráulica necesaria.
- g) Analizar muy cuidadosamente los desagües de viviendas ubicadas con cotas desfavorables en relación al tendido posible y económico. Cuando sea inevitable, deberá preverse el bombeo y la consiguiente instalación domiciliaria, la que contará indefectiblemente con una válvula de retención que impida el retroceso del líquido cloacal.

Se recomienda el bombeo toda vez que la elevación de la cota de salida de la cámara séptica sea de 15 cm o menos por sobre el nivel estático de la colectora en la que descarga. Obviamente, el sistema se habrá convertido en uno mixto, una parte por gravedad y una parte con bombeo.

- h) Donde la colectora no sea ventilada eficazmente por las conexiones domiciliarias, deberán preverse ventilaciones antes y después de los sifones que eventualmente puedan formarse.
- i) Deberán preverse posibles inyecciones de agua a presión, sobre todo en los trazados que impliquen sifones invertidos.

Las más importantes consideraciones de diseño son la correcta evaluación del número de viviendas y sobre todo de los aportes de las mismas.

Las pendientes de las colectoras no tienen marcada importancia y en general deberá seguirse la pendiente natural del terreno.

Su traza deberá ser desarrollada en lo posible en veredas o terrenos no transitadas por vehículos. Cuando esto

sea inevitable, deberá ser tenido en cuenta y verificar el caño propuesto para el tramo en cuestión a las solicitudes por tránsito.

Sólo excepcionalmente y debidamente justificado por criterios económicos, el sistema podría llegar a una estación de bombeo relativamente baja, para ser elevado luego el líquido a su destino final.

En este caso, debe ser estudiada meticulosamente la ubicación y característica generales de la estación de bombeo, puesto que elevará un líquido fuertemente septizado y de mal olor. Las permanencias del líquido deben ser mínimas.

Para el cálculo hidráulico de la red es importante determinar los caudales máximos con la mayor precisión posible.

En este sistema no es aplicable el concepto de gasto hectométrico el que daría inevitablemente valores muy bajos de caudales por unidad de longitud, sobre todo si se tiene en cuenta el efecto regulador de las cámaras de intercepción (cámaras sépticas) que hace a los "coeficientes de pico" muy próximos a la unidad.

El efecto "regulador" de la cámara es proporcional a la superficie del líquido en las mismas, por lo que conviene diseñarlas con poca profundidad.

Para el dimensionamiento de cada tramo de cañería el proyectista determinará el número "n" de habitantes por vivienda o en su defecto, definirá un valor medio que deberá justificar en función del estudio de población que obligatoriamente deberá realizar, para estipular el número de viviendas futuras máximas a conectar.

El caudal a aportar por cada vivienda, siendo  $q_c$  el aporte cloacal unitario medio y n el número de habitantes por vivienda, resulta:

$$q = q_c * n$$

Designando con  $N_f$  la cantidad futura de viviendas, se tiene que la colectora recibirá un caudal medio:

$$Q_c = q * N_f = q_c * n * N_f$$

Designando con J, la carga disponible en el tramo, se tiene que la capacidad máxima de escurrimiento de la colectora tendrá lugar a presión con las consideraciones que siguen:

Adoptando la expresión de HAZEN y WILLIAMS.

$$J = j * L = \frac{L}{(0,275 * C)^{1,85}} * \frac{Q^{1,85}}{D^{4,85}}$$

$$Q = 0,275 * C * \left(\frac{J}{L}\right)^{0,54} * D^{2,62}$$

$$Q = 0,275 * C * D^{2,62} * j^{0,54}$$

Obviamente, para el diámetro D propuesto debe cumplirse que:

$$Q \geq Q_c$$

Para estudiar las situaciones de escurrimiento a superficie libre, se tiene en cuenta que el escurrimiento máximo tiene lugar para la relación  $h/D = 0,94$ . De tablas de WOODWARD y POSEY, para esa relación se obtiene que:

$$\frac{Q * n}{d^{2,666} * j^{0,5}} = 0,3352$$

de donde:

$$Q = \frac{0,3352 * d^{2,666} * j^{0,5}}{n}$$

Debiendo verificarse también que:

$$Q \geq Q_c$$

La verificación o análisis de caudales máximos a superficie libre implica la subdivisión del tramo en estudio en subtramos de pendiente constante, quedando definida la capacidad de escurrimiento por el subtramo de mayor pendiente.

Resulta evidente que pueden resultar subtramos alternativos a presión o a superficie libre.

La adecuación de la colectora a la topografía puede hacer dificultoso o poco práctico el análisis en discusión el que por otra parte implicará siempre caudales por debajo de los caudales a presión, los que definen la capacidad máxima de transporte.

Si la topografía lo permite, es deseable que se verifique la capacidad de transporte a superficie libre, con lo que la metodología en base a subtramos de pendiente constante cobra mayor validez. Para este caso, es válido todo lo estipulado en el desarrollo del tema "Escurrimiento a superficie libre".

Es de destacar que no existen aquí definiciones sobre velocidades máximas o mínimas, puesto que los sólidos, al ser retenidos en la cámaras sépticas, no originarán ni obstrucciones ni abrasión.

El sistema de diámetro reducido se presenta como una solución intermedia entre un sistema intradomiciliario y la conexión directa a la red cloacal (ver figura 8.3.11). Ha sido estudiado y experimentado en algunas ciudades de Brasil un sistema condominial de desagües cloacales con diámetros reducidos, el que consiste fundamentalmente en la recolección de los efluentes líquidos domiciliarios por medio de tuberías de pequeño diámetro ubicadas en el interior de cada manzana (o entre grupos de viviendas) y trasladarlos por una colectora también de diámetro reducido que encauce los líquidos hasta la colectora cloacal. La instalación se ejecuta a profundidades mínimas compatibles con la posibilidad de efectuar la conexión de todas las viviendas.

El criterio que fundamenta este tipo de soluciones es el de lograr la mayor cantidad posible de viviendas conectadas de algún modo, aunque siempre cumpliendo satisfactorios recaudos sanitarios, a la red cloacal. Se parte de la hipótesis de que dichas viviendas quedarían marginadas de la red, fundamentalmente por razones económicas o sea que no se encontrarían en condiciones de aportar los costos de su conexión directa a la misma.

El sistema se completa con cajas de paso, de pequeño tamaño y simple construcción (que cumplan funciones similares a las bocas de acceso de las instalaciones sanitarias domiciliarias convencionales), mucho más económicas que las cámaras de inspección o las bocas de registro habituales.

Cabe señalar que para hacer posible este tipo de instalación y asegurar su buen funcionamiento, se requiere la participación activa de los beneficiarios, quienes deberán aceptar que las cañerías atraviesen sus propiedades y la colocación de cajas de paso en sus terrenos. Por otra parte, deberán tomar conciencia del uso correcto del sistema y evitar que se arrojen en las instalaciones intradomiciliarias sustancias sólidas y materiales susceptibles de obstruir las cañerías.

En síntesis, este tipo de solución presenta las siguientes ventajas e inconvenientes:

1. Construcción simple, adecuada para planes en los que los usuarios puedan aportar mano de obra no calificada como parte de pago.
2. Fácil realización de las conexiones domiciliarias.
3. Disminución de la longitud de las colectoras públicas y reducción de sus diámetros frente al sistema tradicional de damero.
4. Uso de materiales comunes y en consecuencia más económicos.
5. Menores costos de operación que en los sistemas tradicionales.
6. Participación activa de la población en la solución y adquisición de conciencia sanitaria.
7. Posibilita mayor número de conexiones.

Las desventajas pueden sintetizarse en:

1. Posibilidades del mal uso del sistema y la poca flexibilidad del mismo, sobre todo en el caso de diámetros reducidos.
2. Problemas legales relativos a la propiedad privada y necesidad de inspección y control de las instalaciones ubicadas dentro de viviendas.
3. Laboriosa elaboración del diseño, para cada conjunto en particular.

## 8.4.- OPERACION Y MANTENIMIENTO DE REDES

### 8.4.1.- Componentes y Organización

En un sistema de alcantarillado cloacal no existe el concepto de "operación" de la red que se maneja en un sistema de distribución de agua. No hay válvulas que regular o accionar, ni presiones que mantener. El sistema cloacal funciona habitualmente por gravedad, a superficie libre y debe evacuar todos los aportes que recibe. Las estaciones de bombeo asociadas con el sistema colector se operan por separado, comandadas por el nivel de líquido en las cámaras de aspiración y para su control y manejo no se requiere actuar sobre la red.

En realidad, el concepto de "operación" de una red cloacal está asociado con el adecuado mantenimiento de la misma para asegurar el escurrimiento a superficie libre de los aportes previstos en el diseño.

Como en todo procedimiento de mantenimiento, también en el caso de las redes de alcantarillado es posible diferenciar entre acciones de Mantenimiento Preventivo y acciones de Mantenimiento Correctivo. Ejemplos típicos lo constituyen las tareas programadas de limpieza de colectoras, para el primer caso y el llamado urgente de los usuarios para la desobstrucción de un tramo, para el segundo caso.

Dentro del rango de tamaño y cantidad de habitantes futuros de las poblaciones comprendidas por las presentes normas, podrán darse distintas variantes organizativas, desde un sólo operario para sistemas muy reducidos, hasta una estructura mínima de personal de calle con un esquema multifuncional, donde cada uno realiza múltiples tipos de tareas.

En cualquiera de los dos casos, es necesario que se actúe bajo la responsabilidad de una única jefatura, garantizando la unicidad de criterios, intercambio de información, integración de registros y planeamiento centralizado de acciones en el corto y mediano plazo. Además, en todos los casos, la jefatura unificada permitirá asegurar un mejor aprovechamiento del equipamiento disponible.

### 8.4.2.- Información Básica

Se requiere la disponibilidad de información básica que asegure:

- Conocimiento físico de los componentes de la red (materiales, diámetros, juntas, etc.).
- Información confiable de la localización topográfica de los componentes.

:



- Localización de los accesos para desobstrucciones.
- Localización de las acometidas domiciliarias.
- Historial de las redes.
- Identificación de servicios conexos.

El sistema de información básica que se utilice debe cumplir los siguientes requisitos:

- Confiable
- Actualizable
- Fácilmente accesible
- Resguardable

Existen diversos métodos que garantizan los requisitos precedentes, cada uno de ellos elegible en función de la evaluación de costos, equipamiento disponible, capacidad del personal y estimaciones de expansión del sistema.

Por otra parte, es necesario considerar dos situaciones iniciales claramente diferentes, según se trate de la ampliación o mejoramiento de un servicio existente, o de un servicio totalmente nuevo.

El primer caso introduce como condicionantes la disponibilidad, presentación y forma de adquisición de la información disponible. En el segundo caso, estas condicionantes no existen, y puede asegurarse que el sistema a implementar depende fuertemente de la forma en que se obtenga la información conforme a obra. El contenido de los Pliegos Licitatorios de la obra, con respecto a la forma en que el Contratista deba hacer entrega de esta documentación, es la que marcará claramente las pautas a este respecto.

#### 8.4.3.- Sistemas de Catastro de Redes

Existen tres grandes grupos de sistemas de registración para el Catastro de Redes, los que reconocen diversas formas de manejo de la documentación y expresiones de presentación.

No obstante ello, la documentación de origen es común a todos, y debe ser convenientemente elaborada en tres niveles:

- a) General
- b) Sectorial
- c) Puntual

Según sea el tamaño de la localidad, los dos primeros niveles podrán integrar un sólo plano o bien separarse en un plano de disposición general y un plano (o varios) de red.

La disposición general se elabora en escalas grandes (1:10.000 a 1:20.000) y permite el conocimiento global de las redes que componen las instalaciones. En ellas se indican, en trazos destacados, los emisarios y colectores principales, las estaciones de bombeo y sus impulsiones, la cloaca máxima, la ubicación de la planta de tratamiento y su emisario y algún otro elemento importante. Puede acompañarse del trazado de curvas de nivel sobre la planta urbana y otras áreas de interés, incorporándose referencias a otros sistemas conexos, tales como servicio de agua potable, redes de alta y/o media tensión, obras importantes sobre el cuerpo receptor, etc.

Se trata de información de carácter netamente gráfico, que permite visualizar en forma rápida el sistema general y sus referencias.

La información sectorial, generalmente elaborada en escalas medias (1:2.000 a 1:5.000) contiene información del sistema colector. Se utiliza una combinación de expresiones gráficas y referencias, de manera de poder relacionar cada componente con otros integrantes del sistema.

La planimetría se dibuja, en general, deformada, ampliando el ancho de las calles, de manera tal que puede dibujarse la red colectora y escribirse sus características (diámetros, material, tapadas, cotas de intradós y terreno, etc.).

La información puntual ofrece el conocimiento detallado de los componentes y su ubicación, tales como conducciones, accesos y registros y su posición respecto de la línea municipal u otra referencia, conexiones, usuarios, etc. Las escalas generalmente aceptadas varían entre 1:500, 1:1000 para el tamaño de las localidades comprendidas en las presentes Normas.

Hay dos formas usuales de expresarla: los diagramas de cuadra originados en la forma de registración de OSN y los diagramas de manzana. Esta última forma, ampliamente difundida en los países europeos y USA, ofrece ventajas significativas sobre los diagramas de cuadra, ya que reduce sensiblemente el número de documentos en uso y facilita el conocimiento y los registros.

Para localidades pequeñas con pocas complicaciones por interferencias y otras instalaciones, pueden utilizarse los mismos planos de red, escala 1:2000, para volcar la información de tipo puntual.

#### 8.4.3.1.- Sistemas Manuales para Catastro de Redes

Son los más comunmente utilizados. Se integran con los elementos de expresión descriptos precedentemente, a más de una cantidad, más o menos importante, de registraciones adicionales llevadas casi siempre en forma de fichas o listados. Presentan la dificultad de duplicación y actualización, lo que al poco tiempo de su vigencia los convierten en poco fiables.

Es factible introducir mejoras sustanciales en el sistema, sobre la base de duplicar los originales en film polyester para hacerlos durables, implementar un sistema continuo de actualización y llevar las registraciones en una base de datos a favor de la amplia difusión y bajos costos de las PC. Su manejo, en forma conjunta con otros requerimientos del servicio, puede ser una ventaja facilmente adquirible con personal de mediana capacitación.

Es importante tener presente que el sistema de registración no sólo debe brindar información sobre las redes e instalaciones, sino que también debe utilizarse para registrar todas las acciones originadas en las tareas de Mantenimiento Preventivo y Correctivo, ofreciendo además la posibilidad de obtener una estadística cuali-cuantificada de fallas.

#### 8.4.3.2.- Sistemas de Micro-Formas

Se trata de un sistema poco difundido en el país para servicios sanitarios y de dificultosa implementación en servicios pequeños, como los relacionados con las presentes normas. Se lo menciona a título de referencia.

La documentación de base es transferida a micro-formas (micro films), de los que se tienen dos tamaños habituales: 16 y 35 mm. En cualquiera de los dos casos, se opera simultáneamente con micro fichas y rollo. La primera es una copia de trabajo que contiene el micro film propiamente dicho y anotaciones adicionales en la ficha de cartón que la integra. Estas anotaciones permiten, en primer lugar, su identificación. En segundo lugar, se vuelcan datos básicos de su contenido.

Para su utilización, se dispone de lectores y lectores/reproductores de micro formas, los que son utilizados por el personal encargado de las tareas de reparaciones y mantenimiento.

#### 8.4.3.3.- Sistemas Digitales para Catastros de Redes

También se los menciona a título ilustrativo, dado que se trata de tecnologías recientes, que requieren de personal capacitado para su operación. La complejidad actual

del sistema y su costo de instalación y puesta en funcionamiento ha contribuido a su falta de aplicación en el mercado local de servicios sanitarios de reducido porte.

El mercado cuenta con tres grandes familias de productos, mediante los cuales es posible establecer un verdadero Catastro de Redes, entendiendo que el mismo se integra no sólo con el conocimiento de las mismas (topología y atributos), sino que en forma dinámica hay incorporación sucesiva de información originada en los servicios de mantenimiento preventivo y correctivo.

Las tres familias antes mencionadas se nominan por sus siglas, derivadas de su nombre en inglés:

- A) C.A.D.
- B) G.I.S.
- C) A.M./F.M.

C.A.D.:

Su nombre, en inglés, Computer Aid Design (Diseño Asistido por Computadora) pauta claramente que se trata de un sistema gráfico.

Se hace uso de todas las facilidades que un sistema de tal tipo presenta. Es factible obtener, información adicional de componentes y atributos conformando listados adicionales a la información gráfica.

Los sistemas C.A.D., con mayor o menor capacidad de procesamiento, trabajan identificando elementos gráficos, representados por variados grafismos, en base a los cuales practican el reconocimiento. Estos grafismos pueden ser colores, formas de trazos, caracteres alfa-numéricos, etc., pero siempre es el "dibujo" el que se obtiene como información o se procesa.

Algunos avances en la lógica intrínseca o mediante una adecuada programación, permiten calcular distancias, áreas, número de nodos de una poligonal, trazar curvas de radios o ecuaciones predefinidas, establecer paralelismos, perpendiculares o ángulos dados, intersecciones, etc. Convenientemente asociados a una base de datos, trazan además perfiles, incorporan registros procesables estadísticamente, etc.

Es el sistema más difundido de registración digital, aún cuando las serias limitaciones en proveer una lógica amplia hacen que no sean más que sistemas gráficos sobre la base de los cuales se han desarrollado aplicaciones específicas.

G.I.S.:

Se trata de Sistemas de Información Geográfica (Geographical Information System), los que se basan fundamentalmente en tres elementos:

- 1.- Una poderosa base de datos relacional
- 2.- Un sistema gráfico de apoyatura
- 3.- Un lenguaje de interrelación entre las partes y comunicación con el usuario (input - output)

Se han constituido en una verdadera revolución, originada en la base de datos relacional que los componen, toda vez que la misma es capaz de operar con lógicas prefijadas, estableciendo relaciones entre datos topológicos, alfa-numéricos, vectoriales, gráficos, conectividad, duplicidad, etc.

La obtención de información gráfica no es más que una de las tantas formas de expresión con que cuentan estos sistemas, de los cuales es posible obtener, prácticamente sin limitaciones, todo tipo de información originada en las registraciones integradas.

Su poderosa base de datos relaciona, incorpora y procesa información, adoptando los criterios lógicos, formas de expresión, procesamientos, etc. que el usuario le asigne, y expresando los resultados en formas predefinidas o simplemente como listados secuenciales de elementos, cuyos atributos cumplen con determinadas consignas.

Son dúctiles y fáciles de operar, y su costo no es marcadamente superior a otras alternativas.

A.M./F.M.:

Application Mapping/Facility Management es la última familia en hacer su aparición en el mercado.

Derivados de los C.A.D., incorporan sin embargo gran parte de las facilidades de los sistemas G.I.S., sobre una base de datos relacional, la que no es tan poderosa como la de estos últimos. Pueden elaborarse, y de hecho las hay, aplicaciones a las Catastros de Redes de Desagües, requiriendo equipos menores que los G.I.S.

El personal debe recibir una razonable capacitación y entrenamiento. Su uso está limitado a los Catastros de Redes, ya que su concepción está evidentemente orientada a sistemas gráficos de aplicación, resolviendo parte importante de las limitaciones de los sistemas C.A.D.

En cuanto a la aplicabilidad, las diferencias de personal (capacitación y entrenamiento) y de costos iniciales y operativos, no parecen en el actual estado de la tecnología orientar la utilización de uno u otro sistema, o aún descartar el uso de sistemas digitales.

Dentro de las tres familias de registraciones computarizadas, la versatilidad y poder hacen volcar la balanza marcadamente hacia los sistemas G.I.S. o en última instancia hacia los A.M./F.M. Evidentemente, los C.A.D. han sido ampliamente superados. Es de destacar, que un G.I.S. permite desarrollar ventajosas aplicaciones, utilizables para otras áreas interesantes del servicio, tales como el manejo del sistema comercial (registraciones y facturación), operación y mantenimiento de otras unidades (plantas, estaciones de bombeo, etc.), registraciones de stocks, manejo de cuadrillas y prácticamente toda otra actividad que requiera de información y procesamiento. Asumir que de esta manera es posible contar con una poderosa herramienta de Operación, Mantenimiento, Control y Comercialización del servicio, es concordar con el amplio uso y máximo aprovechamiento que puede dársele, empleando para ello prácticamente las 24 horas del día. De esta manera, un elemento de relativo bajo costo puede permitir abaratar sensiblemente los costos totales, utilizando para ello información que se origina en diversas áreas de trabajo y que no deberá ser reincorporada o reprocesada, tal como ocurriría en casos de sistemas separados para cada aplicación.

El ejemplo más destacado es el del Catastro de Usuarios. Su uso es múltiple y en caso de utilizarse un G.I.S., sólo debe ser incorporado una sola vez. A partir de él, es factible su utilización en las redes (identificación de usuarios, red conexas y atributos), comercialización (identificación de usuarios, estado de cuenta, atributos físicos, atributos tarifarios, etc.), tarifas (identificación de usuarios, componentes tarifarios, etc.), etc. Es decir, que en este caso es factible considerar al sistema total pivotando alrededor del usuarios seleccionado sobre la base de alguno de sus atributos (nombre o dirección o tipo de usuario, etc.). El sistema estará en capacidad de reconocer todo lo que físicamente o en forma de atributos "rodea" al mismo, identificando cada elemento y sus atributos, estableciendo además un historial si fuere necesario y relacionándolo con otros componentes de igual o diferente categoría.

Si la obra se concreta a partir de instalaciones existentes, ampliadas y/o mejorada, la incorporación de información disponible será una tarea más o menos larga según la calidad y cantidad de los registros. Todo lo nuevo, podrá ser introducido rápidamente al sistema sin inconvenientes.

Para la obra nueva, total o parcial, la registraci3n no ofrecer4 dificultades, siendo recomendable que se constituya en base de la documentaci3n conforme a obra, inici4ndose la misma con escaso desfase de tiempo con respecto al avance f4sico de los trabajos. De esta manera, ser4 responsabilidad del Contratista su implementaci3n y configuraci3n de uso, estando adem4s el costo incluido en el costo de obra.

#### 8.4.4.- Organizaci3n del Mantenimiento

Tal como se expresara en Componentes y Organizaci3n, el sistema de Operaci3n de Redes debe desarrollar dos grupos de tareas:

- Mantenimiento Preventivo
- Mantenimiento Correactivo

La estructura de personal necesaria depender4 de la magnitud del servicio (como se se4al3 en 8.4.1, desde un s3lo operario multifunci3n permanente con refuerzos transitorios, hasta uno o m4s equipos de varios operarios con una jefatura espec4fica de operaci3n y mantenimiento).

##### 8.4.4.1.- Mantenimiento Preventivo

Dentro del Mantenimiento Preventivo, deben distinguirse dos tareas de rutina que es necesario cumplimentar. Para ambas, la frecuencia aconsejable es de doce meses, lapso en el cu4l deber4 haberse completado el ciclo y debi4ndose reiniciar.

La primera tarea de rutina es la de observaci3n sistem4tica de la superficie en coincidencia con las trazas de colectoras. Durante la misma deber4n detectarse hundimientos de rasantes, afloramientos l4quidos en superficie, estados de tapas de accesos y registros y todo otro hecho que pueda denotar un incorrecto funcionamiento de las colectoras.

Deber4 procederse al levantamiento de tapas con el objeto de detectar funcionamientos an3malos, posibles formaciones de tapones, facilidad de retiro de tapas y deterioro de las mismas.

Al igual que para toda otra tarea de mantenimiento, se llevar4 un registro de los tramos de red y componentes inspeccionados, el que ser4 elevado en forma diaria a la jefatura, consignando en el mismo todas las novedades detectadas.

Complementariamente, es de gran utilidad entrevistar al menos un usuario por tramo inspeccionado, con el objeto de conocer si en otras oportunidades el mismo ha detectado fallas en el funcionamiento de la colectora.

Para esta primera tarea de rutina se establecerá un circuito, el que será reiniciado al terminarse el mismo. Dependiendo de la longitud de las redes, se conformarán las cuadrillas necesarias (de 2 obreros) para cumplir con el plazo de 12 meses propuesto. Un promedio diario del orden de 800 m de colectora por turno de 8 horas es posible.

La segunda tarea de mantenimiento preventivo, es la de limpieza periódica de las redes. Dado que se considera de aplicación el criterio de redes de bajo costo, con accesos y escaso número de bocas de registro, esta tarea deberá efectuarse mediante equipos desobstructores de alta presión, cuyas características se analizan más adelante.

La experiencia indicará si es necesario incrementar la frecuencia de limpiezas periódicas, sobre todo en tramos críticos de la red. Usualmente se estima que se requiere entrecruzar durante 3 a 5 años información con las tareas de Mantenimiento Correctivo, para obtener datos confiables que hagan variar el período entre limpiezas, el que nunca es aconsejable supere los 18 meses.

Al igual que en el caso anterior, la entrevista de al menos un usuario por tramo es de gran utilidad. También deben llevarse registros diarios de tareas.

Un promedio usual es el de limpieza preventiva desde 8 accesos por día, en turnos de 8 horas, contando para ello con equipos hidro-jet.

#### **8.4.4.2.- Mantenimiento Correctivo**

Las acciones de mantenimiento correctivo se originan en dos fuentes de información:

- Reclamos de Usuarios
- Detecciones efectuadas por el personal de la entidad a cargo del servicio.

En el primer caso, telefónica o personalmente, el usuario formula el reclamo por obstrucciones, líquido en superficie, falta de tapas, etc.

El personal de mantenimiento, convenientemente equipado, deberá proceder a subsanar el inconveniente en un término adecuado (un valor razonable sería no superar las cuatro horas desde que se formalizó la denuncia).



Igual tratamiento recibirán las tareas originadas en detecciones del personal de la entidad.

El plazo de cuatro horas no es antojadizo. Casi el 80% de los reclamos, así la experiencia lo demuestra, corresponden a obstrucciones y ese lapso es el máximo aconsejable para asegurar la continuidad de un buen servicio.

En el caso de líquidos cloacales, altamente contaminantes y ofensivos, es necesario asegurar que se pueda satisfacer los requerimientos durante las 24 horas del día los 365 días del año, razón por la que debe mantenerse un sistema de guardias permanente. Ello no es fácil ni económico en sistemas pequeños, en cuyo caso son aplicables cualquiera de las dos soluciones siguientes:

- Personal en disponibilidad en su domicilio.
- Contrataciones con terceros, ya sea de personal exclusivamente o de equipos y personal.

La primera de las propuestas pareciera ser la más fácilmente aplicable a localidades de reducido tamaño.

#### 8.4.4.3.- Mantenimiento Conjunto

Cuando el tamaño de la localidad así lo indique, un sólo grupo de operarios podrá realizar simultáneamente ambas tareas (mantenimiento preventivo y correctivo). Es posible lograr una organización que atienda el mantenimiento correctivo en todos sus aspectos durante el turno mañana, sólo desobstrucciones y mantenimiento preventivo durante la tarde y que quede en disponibilidad para emergencias durante la noche y feriados. No obstante ello, es recomendable considerar que habrá la necesidad de personal adicional por reemplazos, licencias, vacaciones, etc.

Sin que pueda considerarse como criterio absoluto, una forma orientativa sobre la aplicación de grupos separados o unificados de mantenimiento es el siguiente:

- Localidades de hasta 10.000 habitantes servidos con redes de desagües cloacales: grupos unificados.
- Localidades de más de 20.000 habitantes servidos con redes de desagües cloacales: grupos separados.

Entre 10.000 y 20.000 habitantes servidos deberá evaluarse cada caso en particular. De cualquier manera, la extensión de las redes, su configuración y el equipamiento que se dispondrá, son las variables que permitirán definir el sistema a aplicar.

#### 8.4.4.- Recepción y Atención de Reclamos

La operatividad de una red de desagües cloacales, y los inconvenientes que de ella devienen, requiere una permanente atención de los reclamos de usuarios, implementando su más pronta solución.

Un factor importante, en consecuencia, es la forma en que dichos reclamos son recepcionados y reconducidos para su atención.

Los reclamos pueden llegar en forma telefónica, personal, por nota o de cualquier otra manera. Su atención debe ser continuada durante las 24 horas, inclusive domingos y feriados, dado que muchas fallas no pueden aguardar un fin de semana para su reparación. Es importante, en consecuencia, destinar personal de guardia u organizar la forma de recepcionar y solucionar los reclamos aún fuera del horario hábil.

Cada reclamo debe ser asentado, consignando origen, fecha, hora y motivo del mismo, asignándosele un número secuencial correlativo, en formularios pre-impresos o editados mediante una PC. En todos los casos, debe quedar claramente identificado el receptor.

Será el responsable del mantenimiento quién deberá disponer las prioridades en la atención de las averías.

Siempre es conveniente prever el retorno de la información, a efectos de disponer el cierre de la actividad iniciada con el reclamo y contar además con elementos que permitan dar satisfacción al reclamante. En algunos servicios suele disponerse la comunicación escrita en tal sentido, ya sea mediante una nota dejada en el domicilio del reclamante en oportunidad de satisfacerse el requerimiento o mediante correspondencia posterior.

La información relacionada con los reclamos puede registrarse indicando cuáles fueron las tareas desarrolladas, sus responsables, el tiempo empleado, equipamiento y materiales utilizados, etc. Mediante esta información puede saberse, estadísticamente, cuáles son los costos reales, programar la ocupación de equipos y personal, formular los cargos correspondientes al usuario si fuere responsable de la falencia y llevar una estadística cuali-cuantificada de fallas.

Esta estadística, al cabo de un tiempo razonable de operación del servicio, se convertirá en una de las herramientas de decisión más importantes, orientando el mantenimiento preventivo hacia sectores conflictivos, anticipándose a hechos periódicos o estacionales, etc.

La expresión gráfica de fallas cuali-cuantificadas es una forma clara y didáctica de visualizar problemas. En el caso de utilizarse registros manuales, un plano en escala 1:10.000 ó 1:5.000 de las redes, donde con colores se indiquen los distintos tipos de fallas ocurridos, suele ser una de las formas más expeditivas de apreciar la densidad y zonas de ocurrencia. Las "nubes" de diferentes colores, sobre los mapas generales, son claramente orientadoras.

#### 8.4.5.- Equipamiento

El equipamiento posible, para el sistema de Operación y Mantenimiento de redes, está representado por un amplio espectro de posibilidades. Es totalmente dependiente de varios factores, entre los que se mencionan:

- Longitud de las redes
- Criterios de diseño y cálculo utilizados
- Tecnología de los accesos
- Calidad de los efluentes conducidos
- Posibilidades económicas del ente operador
- Características del personal afectado

Se analizan a continuación las características básicas del equipamiento típico, realizándose consideraciones sobre su aplicabilidad.

##### 8.4.5.1.- Movilidades y Accesorios

Las movilidades típicamente utilizadas son pick-up con una capacidad de carga mínima de 1.000 Kg y capacidad de arrastre. La actual tendencia es sustituir estos vehículos por transportes carrozados integrales, de igual capacidad de carga, pero que tienen las ventajas adicionales de facilitar el transporte seguro del personal y de constituirse en lugar de guarda permanente y transporte del herramental.

De esta manera, se ahorran tiempos considerables de carga y descarga de herramientas y materiales usuales, los que permanentemente quedan alojados en el vehículo.

Una puerta posterior de 2 hojas rebatibles a 270 °, constituye el acceso ideal. La cabina delantera debe quedar totalmente aislada de la parte posterior, dado el tipo de material con el que se trabaja, constituyéndose así una zona "limpia" y otra "sucia", claramente diferenciadas.

Es recomendable que el vehículo cuente con un tanque de agua potable de unos 50 litros de capacidad, para limpieza y bebida del personal, y sobre el techo un dispositivo para transporte de escaleras.

Como accesorio debería contarse con un tanque de agua remolcable de 1.500/2.000 litros de capacidad, imprescindible para casi todas las tareas de desobstrucción y reposición de pavimentos y veredas.

#### **8.4.5.2.- Sistema de Comunicaciones**

Es muy importante contar con un sistema de comunicaciones eficiente, que permita mantener enlazados a los diferentes sectores. En general, el sistema utilizado mayoritariamente es el enlace por equipos transmisores-receptores de radio.

El bajo costo de este equipamiento y la gran efectividad que permite alcanzar su uso en la disponibilidad y programación de equipos y personal, lo han convertido en un standard prácticamente obligado. Su gran difusión ha logrado la disponibilidad de repuestos y sérvise en prácticamente cualquier punto del país.

#### **8.4.5.3.- Equipos de Desobstrucción**

Las modernas condiciones y concepciones sobre sistemas de desobstrucción, aunadas a tecnologías distintas de redes, han llevado paulatinamente a diseñar dispositivos cada vez más eficientes, menos conflictivos para el personal y más rápidos.

Históricamente, se comenzó por el sistema de cañas o varillas, al que siguió una mejora mediante el uso de malacates y cable de arrastre. Posteriormente, en forma paulatina, el mercado introdujo el equipamiento por chorros de agua a presión (hidro-jet), al que mejoras sucesivas lo han convertido en el sistema más avanzado.

Mediante la incorporación de tecnología cerámica en las bombas de alta presión y la producción de mangueras de material liviano, se pasó de los 140 Kg/cm<sup>2</sup> en extremo de manguera (100 m) de caucho con refuerzo de acero y 19 mm de diámetro a 220/240 Kg/cm<sup>2</sup> en extremo de manguera (100 m) de PVC de 25 mm de diámetro. Ello permite concebir equipos que operan en distancias de hasta 250/300 m sin inconvenientes, ya que el diámetro interior de la manguera y su peso eran fuertes limitadores de capacidad. Adicionalmente, la presión disponible ha posibilitado operar herramientas especiales mediante pequeñas turbinas hidráulicas ubicadas en punta de manguera, las que rascan y cepillan la cañería, obteniendo así una recuperación de sección total.

El cuadro y gráfico adjuntos (figura 8.4.1) permiten apreciar la drástica disminución de la pérdida de carga, para una longitud de 100 m, que se obtiene para un mismo caudal cuando se utiliza una manguera de 25 mm en lugar de una de 19 mm de diámetro interior. Para los caudales habituales del orden de 200 litros/minuto, la relación es de 1 a 4. El menor peso de la manguera de PVC (menos del 30% que la de goma con alma de acero) y la mayor presión disponible, permiten operar con mayores longitudes de manguera, obteniendo en su extremo mayores presiones, para una misma bomba.

La aparición de equipos combinados de presión-vacío, ha mejorado notablemente la prestación. A presión se acciona el hidro-jet y las herramientas. El material así desprendido es recogido mediante aspiración por vacío, para evitar que se traslade aguas abajo y pueda conformar una nueva obstrucción.

Por otra parte, antes de comenzar la operación de desobstrucción, los accesos son limpiados mediante la manguera de succión (de 75 a 100 mm de diámetro), lo que elimina carpetas flotantes y facilita la tarea posterior.

Un tanque de agua de 3.000 L de capacidad permite realizar hasta 3 desobstrucciones promedio, con un consumo del orden de 190 l/mituto (5 minutos por desobstrucción).

Los equipos pueden ser autoportantes, en cuyo caso van montados sobre chasis de camión, cuya caja de cambios dispone de una toma de fuerza que acciona la bomba de alta presión. Como alternativa, se montan sobre un chasis remolcable, el que puede incluir el tanque de agua o ser éste un complemento separado. Si los equipos son efectivos y están correctamente operados, las operaciones de desobstrucción suelen demorar unos 45 minutos en total como máximo, razón por la que no habría ventajas comparativas en que fueran remolcables, ya que el equipo tractor no puede realizar otra tarea en ese tiempo.

Los equipos combinados de presión-vacío, cuando se montan sobre camión, llevan un motor adicional para accionar la bomba de vacío y un segundo tanque, separado del de agua, el que con una capacidad del orden de 5.000 litros recoge el líquido succionado. Este no debe retornar a la colectora, resultando en consecuencia conveniente disponerlo a la entrada de la Planta de Tratamiento, incorporándolo al proceso.

VELOCIDADES Y PERDIDAS DE CARGA  
MANGUERAS DE PVC/GOMA

Q	Diametro = 19 mm		Diametro = 25 mm	
	Veloc. m/seg	J m/100*m	Veloc. m/seg	J m/100*m
100	5.89	171.34	3.40	45.05
150	8.82	361.58	5.09	95.06
200	11.74	614.70	6.78	161.60
250	14.71	932.16	8.50	245.06
300	17.63	1304.40	10.19	342.92
400	23.52	2223.69	13.59	584.69

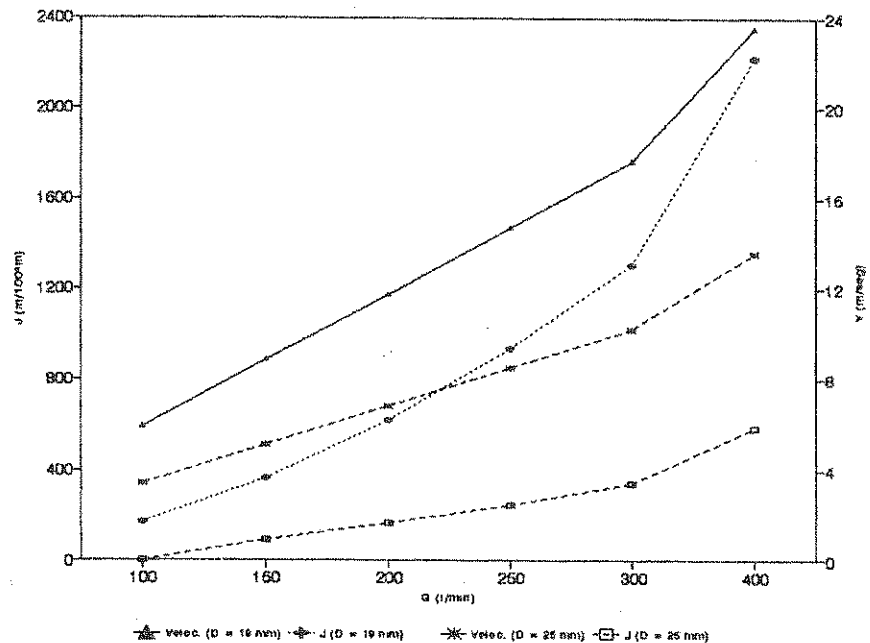


Figura 8.4.1

El personal de operación de estos equipos debe ser capacitado, integrando la cuadrilla con tres personas: un Jefe de Equipo, un Oficial Mecánico y un Ayudante Calificado. La disponibilidad de un equipo de radio, comunicado al menos con la Jefatura de Servicio es esencial para un buen funcionamiento y mejor aprovechamiento del equipo desobstructor.

Hay que disponer permanentemente en stock de una manguera de presión de repuesto, un juego de reposiciones de la bomba de presión, toberas, acoples y de contarse con herramientas-turbina especiales para limpieza, un juego adicional de las más utilizadas.

Este mismo tipo de equipo es apto para el mantenimiento preventivo de las redes, realizando tareas de limpieza sistemática de la misma.

#### **S.4.5.4.- Equipamiento Auxiliar**

Es necesario disponer de equipamiento auxiliar, utilizable tanto por el Servicio de Mantenimiento Preventivo como por el de Mantenimiento Correctivo.

Básicamente hay necesidad de:

- Bombas de desagote portátiles, de diversos tamaños, de forma tal que sean adaptable a distintas tareas. Las electrobombas sumergibles, con rotor inatascable, son las más indicadas,
- Grupos electrógenos portátiles, en general integrados a las movibilidades, pero que puedan ser extraídos de las mismas. Su capacidad debe ser acorde a las bombas portátiles que se utilicen, debiendo contar con salida de 12 V y cargador de baterías 12/24 V.
- Sistemas de iluminación nocturna de 12/24 V.
- Compresor de aire, para un mínimo de 2 martillos rompe-pavimentos, remolcable, con sus correspondientes martillos y atacadores para extraer tapas de registros.
- Equipo de excavación multifuncional, tipo Bobcat 600 ó similar, accionado por motor diesel y comandos hidráulicos. Hay para ellos una gran variedad de herramientas, tales como retroexcavadora, cargador frontal, barreno, topadora, etc. Con un peso ligeramente superior a 1.000 Kg, operan en espacios reducidísimos, no rompen las veredas con su tránsito y son transportables sobre carretón remolcable por una pick-up. Su precio oscila en los \$ 28.000 con accesorios, y tienen un enorme campo de aplicación en el mantenimiento de redes y operación de plantas.

Del listado precedente, se estima como imprescindible contar con bombas de desagote portátiles, iluminación nocturna y los respectivos grupos electrógenos. El compresor de aire y los martillos pueden ser un equipamiento compartido con otros servicios o alquilado y la excavadora multifuncional depende de la longitud de redes a operar y complejidad de la planta, en especial del movimiento de lodos en la misma.

#### 8.4.5.5.- Señalizazción

Los móviles, y en general todas las cuadrillas, deben disponer de implementos de señalización, para marcar correctamente el área de trabajo, disponer convenientemente la reorientación del tránsito vehicular y peatonal e iluminar la zona en horario nocturno.

Son múltiples y variadas las posibilidades al respecto, pero en todos los casos se requiere:

- Una adecuada demarcación y limitación del área de trabajo, dentro de criterios de seguridad.
- Una correcta señalización nocturna.
- Avisos anticipados de desvío para tránsito vehicular y peatonal.
- Indicaciones de reordenamiento para tránsito vehicular y peatonal. Establecimiento de circulaciones alternativas para peatones.
- Comunicación anticipada a usuarios afectados y público en general.
- Coordinación con las autoridades locales y logro en tiempo y forma de los permisos respectivos.

El conjunto de acciones antes señaladas constituyen un grupo de tareas previas que es necesario realizar, debiéndose contar para ello con los elementos necesarios, anticipadamente preparados y siempre en disponibilidad. Es conveniente que los implementos a utilizar hayan sido precedentemente aceptados y reconocidos por las autoridades municipales y policiales locales, encuadrándose en las ordenanzas de tránsito, higiene y seguridad y de ocupación de espacios públicos.

El mercado ofrece una amplísima variedad y diversidad de soportes, cintas demarcatorias, conos reflectantes, balizas, señales, etc., elaborados de acuerdo a Norma IRAM u otras y adecuados a la legislación vigente. Su utilización, a más de preservar bienes y personas, orienta una actitud favorable del público hacia el prestatario del servicio.

Un tema adicional en este aspecto es el de los seguros contra accidentes, cuyas primas se ven sensiblemente reducidas cuando el ente demuestra el uso de elementos adecuados de señalización, previamente aprobados.



#### 8.4.5.6.- Herramental y Elementos de Seguridad

Las herramientas de mano a emplear son muy variadas y dependen fundamentalmente de las redes a operar, sus criterios de diseño y constructivos, el equipamiento de desobstrucción y otras tareas, condiciones locales (suelos, topografía, capa freática, etc.), características del personal y organización.

El personal debe contar, en todo momento, con implementos de seguridad, dado el tipo de redes en que intervendrá. Por ello y por los equipos y condiciones de trabajo, debe disponer como mínimo de cascos de seguridad, botines de puntera y talón reforzados, guantes de goma y de trabajo (descarne), botas de goma de caña larga, trajes de goma (uso eventual), sogas de amarre, escaleras antideslizantes (madera o aluminio de escalones estriados), equipo auxiliar de limpieza de herramientas, etc. y contar siempre en los móviles con un respirador artificial y botiquín de primeros auxilios.

El uso de máscaras y antiparras es conveniente para un número importante de tareas, aún cuando debe reconocerse una muy seria dificultad en la adaptación a su uso por parte del personal.

Si las redes cuentan con bocas de registro o accesos localizados en tramos mal ventilados, es necesario prever un sistema de destape protegido, dada la posibilidad de generación de metano y su condición de autoexplosivo en contacto con el oxígeno contenido en el aire.

#### 8.4.6.- Personal

Los criterios básicos de selección del personal que tendrá a su cargo las tareas de operación y mantenimiento de redes, deben considerar que los mismos son parte visible del servicio, que tendrán un estrecho contacto con los usuarios y que en tal carácter deben dar una respuesta rápida, eficiente y satisfactoria a los requerimientos.

Quizás la concepción básica, a más de respeto por la organización interna, sea la de que cada uno de los obreros se sienta parte integrante de un sistema esencial destinado a la comunidad, y que si bien cada usuario no dispone de un servicio alternativo, debe recibir un servicio lo más eficiente posible, en función de una tarifa.

Filosóficamente, este criterio puede y debe aplicarse a todas las áreas del servicio, las que considerarán a cada usuario no como un número o una cuenta, sino como un cliente.

Para ello, será necesario que el personal reciba una capacitación adecuada y dinámica, con un sistema de permanente actualización que los motive e incentive.

La organización básica debe permitir un respeto de jerarquías y jefaturas, avaladas por sus conocimientos, los que irán adquiriendo por medio de una capacitación progresiva y la experiencia adquirida.

En particular, el personal destinado a operación y mantenimiento de redes está permanentemente expuesto a condiciones de trabajo críticas, dada la peligrosidad de los elementos que manipulan, por lo que deben recibir una capacitación que ponga especial énfasis en normas y criterios de seguridad e higiene. Son potenciales transmisores de enfermedades si no cumplen y respetan estrictamente estas normas, y es deber del servicio poner este hecho en su conocimiento, alertándolos sobre los riesgos innecesarios a que someten a la población beneficiaria en caso de no cumplirlas.

El personal a seleccionar, en consecuencia, debe reunir condiciones especiales, a más de sus conocimientos técnicos y posibilidades de capacitación.

En general, dependiendo del equipo operativo con que se cuente, puede esperarse un reducido número de ayudantes y mayor cantidad de oficiales especializados, todos ellos con entrenamiento específico para el uso de equipos. En sede, se debe contar con un auxiliar técnico, capaz de operar la PC imprescindible para el manejo del sistema y el equipo de comunicaciones. Si el servicio no es grande, esta misma persona puede ser la receptora de los reclamos en su turno.

#### 8.4.7.- Organización Mínima

La mínima estructura para un sistema de operación y mantenimiento de redes, se compone de una jefatura, una cuadrilla con móvil para reparaciones y tareas de mantenimiento preventivo y correctivo (2 personas más un refuerzo eventual según la tarea) y un auxiliar técnico para tareas de oficina (facturación, operación de radio, registros, etc.).

Todo el personal con su equipamiento, deberá estar informado de la necesidad de quedar en disponibilidad para eventuales requerimientos fuera de su turno de trabajo, sábados, domingos y feriados.

Una persona adicional con conocimientos, que puede ser un oficial dedicado a otras tareas del sistema, debería encontrarse en disponibilidad, para suplir casos de ausencias, licencias, etc.

Dentro del esquema de organización mínima, es necesario que todo el personal, sin excepción, tenga conocimientos de la operación y reparación de los equipos, guarda de los mismos, herramental y materiales disponibles y disposiciones a adoptar en cada situación.

Turnos rotativos de disponibilidad prioritaria, constituyen en esquema de organización razonable para no recargar siempre al mismo personal. En ese caso, la afinidad y complementariedad en el desarrollo de los trabajos son bases eficientes de organización.

#### **8.4.8.- Fallas Típicas en Redes**

Las fallas típicas en las redes de colectoras, pueden dividirse, según su origen en tres categorías:

##### **A.- Por defectos de construcción**

**Pendientes inadecuadas;** que generalmente llevan a depósitos de sedimentos y obstrucciones sistemáticas.

**Rebabas en el interior de las tuberías;** originadas al ejecutar uniones rígidas en tuberías de hormigón comprimido, producen atascamiento de los sólidos transportados, depósitos de sedimentos y obstrucciones.

**Juntas de goma defectuosamente colocadas;** lo que origina pérdidas de líquido y eventualmente hundimientos de veredas y pavimentos o aumento de infiltración en caso que la napa freática se encuentre a poca profundidad. En ambos casos puede dar origen a contaminación.

**Degüello o rotura de cañerías de material rígido;** ocasionado por asentamientos diferenciales del fondo de la excavación, falta de capacidad portante del suelo, tuberías defectuosamente colocadas (apoyadas en las juntas y no a todo lo largo del caño), relleno de zanja sin adecuada compactación, vibraciones o excesiva carga del tránsito no prevista en el diseño estructural de la tubería.

**Incorrecta ejecución de los enlaces domiciliarios;** que cargan el peso de la conexión a la tubería y pueden provocar su rotura y obstrucción de la colectora.

##### **B.- Por uso inadecuado de las instalaciones**

**Depósitos de arena, cenizas y lodos;** acarreados por aguas pluviales o introducidas a través de las instalaciones internas, depósitos de objetos pequeños, papeles, telas, envases de plástico, introducidos indebidamente a través de los artefactos sanitarios.

Muchas de estas obstrucciones se producen en los ramales externos de los enlaces domiciliarios.

#### **C.- Por deficiencia de mantenimiento**

**Depósitos de materia orgánica e inorgánica;** cuando no se alcanza la velocidad de autolimpieza.

**Depósitos o acumulación de aceites y grasas;** provenientes de hoteles, casas de comida, lavaderos e industrias.

**Crecimiento de raíces;** las raíces de algunos árboles, en búsqueda de agua y materia orgánica penetran por las juntas de la tuberías causando obstrucciones y en algunos casos hasta roturas.

**Corrosión de material de la tubería;** por gases originados por reacciones bioquímicas del material depositado en la parte inferior del caño que sufre un proceso de digestión anaerobia.

**Explosiones provocada por vuelcos al sistema cloacal;** gases provenientes de efluentes de estaciones de servicio, garages o industrias o producidas en la digestión de lodos orgánicos depositados.

En el caso que el colector cloacal no cuente con una adecuada ventilación estos dos últimos problemas pueden adquirir importancia.

#### **8.4.9.- Aspectos de Operación y Mantenimiento a tener en Cuenta en el Diseño por el Proyectista**

Como ya se expresara en el numeral 8.4.1 en el caso de las redes de desagües, por las características de su funcionamiento, no es aplicable el concepto generalmente aceptado de operación, definido como el "conjunto de operaciones externas que se efectúan en las instalaciones o equipos para conseguir el buen funcionamiento del sistema". Entendiendo por acciones externas aquellas que no alternan la naturaleza ni partes constitutivas de las instalaciones (apertura o cierre de una válvula o compuerta, puesta en marcha de un equipo de bombeo, etc.).

En cambio, sí es aplicable la definición de mantenimiento si lo expresamos como "las operaciones internas a ejecutar en las instalaciones o equipos para prevenir daños o para la reparación de los que ya se hubieran producidos a fin de conseguir el buen funcionamiento del sistema". En este caso, como operación interna entendemos al cambio o renovación de piezas que han alcanzado su vida útil, o se han deteriorado.

La limpieza y desobstrucción de tuberías es, sin duda, la operación que con más frecuencia debe realizar el

equipo responsable de la prestación del servicio. Esta operación se encuadra generalmente dentro de las acciones de mantenimiento, ya que busca prevenir daños, evitar interrupciones del servicio o rehabilitar el sistema una vez producido algún inconveniente.

En este sentido, el proyectista deberá tener especial cuidado en contemplar en el diseño aquellas situaciones que puedan dar origen a interrupciones en la corriente de líquido cloacal.

Para ello deberá verificar:

- que la pendiente de las tuberías asegure que por lo menos una vez por día, desde la habilitación del servicio, se tendrá velocidad de autolimpieza.
- que se cuente con accesos que permitan realizar operaciones de desobstrucción en todos los puntos del sistema.
- que la red de colectoras disponga de un adecuado sistema de ventilación.
- que la relación zanja-caño y el diseño estructural de la tubería considerando las cargas del terraplén, tránsito, etc. sean los adecuados para evitar roturas u ovalizaciones indebidas de los caños.

Atendiendo debidamente estas circunstancias en el proyecto se minimizarán los problemas del mantenimiento.

#### **8.4.10.- Aspectos a Considerar en el Manual de Operación y Mantenimiento**

El Manual de Operación y Mantenimiento, donde se indique en forma ordenada cada una de las tareas requeridas para mantener el sistema de colectores cloacales en correcta operación y el cronograma en que las mismas deben cumplirse, debe ser entregado por el ejecutor de la obra, en oportunidad de la recepción provisoria de la instalación.

En el lapso que transcurrirá entre la recepción provisoria y la definitiva, el contratista operará el sistema y capacitará al personal que tomará a su cargo dicha tarea. Durante este período se pondrá en práctica el Manual de Operación y Mantenimiento y se efectuarán las adecuaciones que indique la experiencia.

Este Manual deberá, como mínimo, contener la siguiente información:

- Planos generales de la red, indicando claramente posición de accesos, cañerías, diámetros, pendientes, puntos singulares, enlaces domiciliarios, tipos de terreno, instalaciones tanto las de propiedad de otros servicios

públicos como de particulares ya sean visibles u ocultas, etc.

- Planos de catastro indicando posición de los enlaces domiciliarios, material, cota, etc. y características del inmueble servido.
- Forma de ejecutar los enlaces domiciliarios. Material y personal necesario.
- Descripción de las acciones de mantenimiento preventivo y su cronograma de ejecución. Equipamiento requerido, cantidad y capacitación del personal necesario.
- Posibles acciones de mantenimiento correctivo en caso de obstrucciones, desbordes, roturas de cañerías o de accesos, hundimientos de veredas, inundación de sótanos, etc.. Precauciones a adoptar, en cada caso, para atenuar los problemas originados a terceros. Equipamiento y personal a emplear.

## **ANEXOS DEL CAPITULO 8**

## 8.A.- FUNDAMENTOS DE LA HIDRAULICA DE LOS ESCURRIMIENTOS UNIDIMENSIONALES

### 8.A.1.- Partícula Fluida y Medio Continuo

Se denomina partícula fluida a una porción del fluido cuyas dimensiones son arbitrarias, pero lo suficientemente grandes como para que se manifiesten las propiedades físicas de la sustancia sin perder su identidad y lo suficientemente pequeñas para que se pueda aplicar el cálculo diferencial. Por otra parte llamamos medio continuo a la sucesión de partículas fluidas sin choques entre ellas, que conserva las propiedades del fluido y que siguen las leyes del movimiento del conjunto.

### 8.A.2.- Propiedades Físicas

#### 8.A.2.1.- Masa Específica o Densidad ( $\rho$ )

Si consideramos un volumen  $\Gamma$  de un medio continuo en cuyo interior se halla una masa  $M$ , definimos la masa específica o densidad como:

$$\rho = \lim_{\Gamma \rightarrow d^3} \frac{\Delta M}{\Delta \Gamma} = \frac{dM}{d\Gamma}$$

en donde  $d$  es el recorrido libre medio de las moléculas de la sustancia estudiada, tal que el volumen  $d^3$  es el mínimo para que no se pierda la identidad de la sustancia. La derivada se ha planteado como un concepto físico y no matemático, ya que en este último caso el límite debería tender a cero.

En el caso de sustancias isótropas, homogéneas e incompresibles la densidad  $\rho$  es constante, entonces la masa será:

$$M = \int \rho * d\Gamma = \rho * \Gamma$$

y por lo tanto:

$$\rho = \frac{M}{\Gamma} \quad (1)$$

Observando la ecuación (1) podemos concluir que la masa específica o densidad es la masa de la unidad de volumen.

La masa específica es función de la temperatura y en un grado mucho menor de la presión. A 20 °C y a 1 atm para el agua dulce es:



$$\rho = 102 \text{ kg} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4 = 988,2 \text{ kg}/\text{m}^3$$

Para el líquido cloacal puede utilizarse el mismo valor, ya que la diferencia es despreciable a los fines prácticos. Este parámetro no es utilizado para diseño.

#### 8.A.2.2.- Peso Específico

Análogamente determinamos el peso específico como:

$$\tau = \lim_{\Gamma \rightarrow d^3} \frac{\Delta G}{\Delta \Gamma} = \frac{dG}{d\Gamma}$$

donde:

- $\tau$  es el peso específico
- $G$  es el peso que ocupa el volumen

Para el caso de un fluido homogéneo, isótropo e incompresible, el peso específico  $\tau$  es constante y entonces:

$$G = \int \tau * d\Gamma = \tau * \Gamma \quad (2)$$

de donde:

$$\tau = \frac{G}{\Gamma} \quad (3)$$

La ecuación (3) expresa claramente que el peso específico es el peso de la unidad de volumen.

Sabiendo que el peso es la masa por la aceleración la gravedad, será:

$$G = M * g \quad (4)$$

igualando (2) y (4)

$$\tau * \Gamma = M * g$$

$$\tau = \frac{M}{\Gamma} * g$$

pero como:

$$\frac{M}{\Gamma} = f$$

entonces:

$$\tau = f * g \quad (5)$$

Para agua dulce a 20°C y 1 atm

$$\tau = 9.792 \frac{\text{N}}{\text{m}^3} = 998,2 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \approx 1.000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Para líquidos cloacales es válido utilizar el mismo valor que para el agua, dado que la diferencia es irrelevante a los fines del diseño.

#### 8.A.2.3.- Viscosidad

Como resultado de su actividad molecular los fluidos ofrecen resistencia al desplazamiento relativo de sus partículas, esta propiedad se denomina viscosidad.

Si tenemos un estrato líquido que se desplaza con respecto a otro contiguo con velocidad diferente origina una resistencia debida al intercambio molecular que se establece entre sus partículas, lo que da origen a la fuerza de resistencia motivada en la viscosidad.

En la figura 8.A.1 se pueden observar los dos estratos líquidos citados separados  $dz$ , con una velocidad  $V$  el inferior y con  $V + dV$  el superior.

Si medimos; la resistencia al desplazamiento relativo por el esfuerzo cortante  $\Gamma$ , es proporcional al gradiente transversal de velocidades  $dV/dz$ .

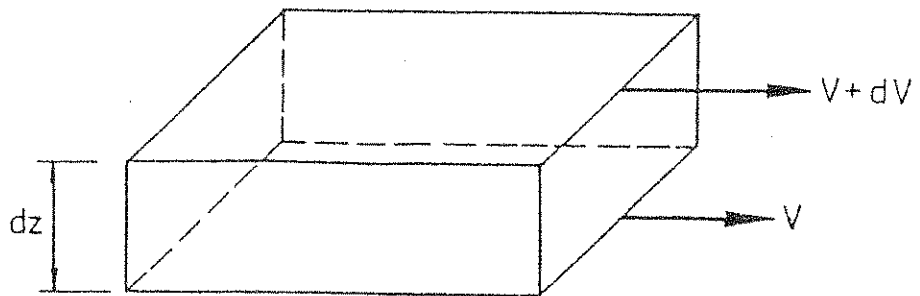


Figura 8.A.1

Estratos líquidos a distinta velocidad

Newton planteó la siguiente ecuación:

$$\Gamma = \mu * \frac{dv}{dz} \quad (6)$$

en la cual  $\mu$  es la llamada "viscosidad absoluta":

La dimensión de la viscosidad absoluta es, a partir de la ecuación (6):

$$[\Gamma] = [\mu] \frac{[dv]}{[dz]}$$

despejando  $[\mu]$ :

$$[\mu] = [\Gamma] \frac{[dz]}{[dv]}$$

Reemplazando las dimensiones correspondientes:

$$[\mu] = \frac{F}{L^2} * \frac{L}{L / T} = \frac{F * T}{L^2} = \frac{N * s}{m^2}$$

Para agua dulce a 20°C y 1 atm:

$$\mu = 0,001005 \frac{N * s}{m^2}$$

El cociente entre la viscosidad absoluta y la masa específica se denomina "viscosidad cinemática" o sea:

$$\nu = \frac{\mu}{\rho} \quad (7)$$

Las unidades de la viscosidad cinemática serán:

$$[\nu] = \frac{[\mu]}{[\rho]} = \frac{\frac{F * T}{L^2}}{\frac{M}{L^3}} = \frac{F * T * L}{M} = \frac{L^2}{T}$$

Si observamos las unidades de  $\eta$  podemos apreciar que las mismas no dependen de la masa sino de L y T, es por ello su denominación.

Para agua dulce a 20°C y 1 atm:

$$\eta = 1,01 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

Para líquido cloacal se utiliza el siguiente valor:

$$\eta = 1,31 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

Newton y Meyer han planteado la siguiente hipótesis, que luego comprobaron experimentalmente: las partículas de una masa líquida en inmediato contacto con una pared sólida y rígida, no posee movimiento relativo, es decir, si la pared está en reposo las partículas también lo están y si estuviera animada de una velocidad V, las partículas también se moverán a esa velocidad V. (figura 8.A.2)

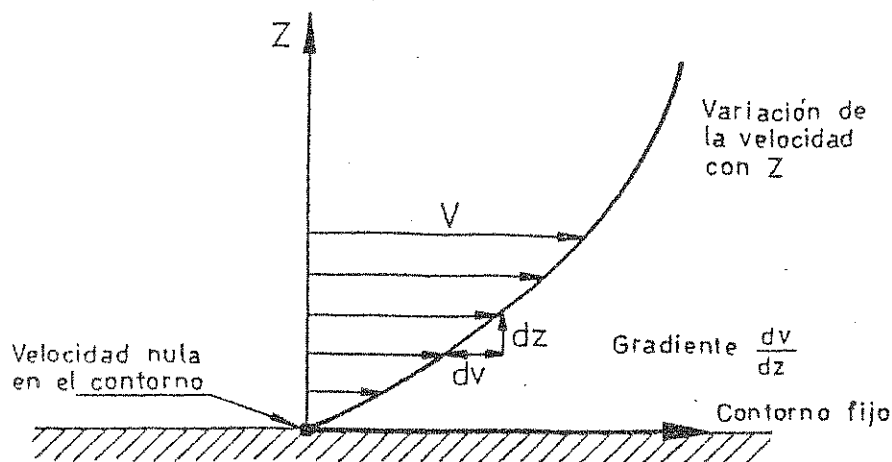


Figura 8.A.2

#### Distribución de velocidades

Se producirá entonces un gradiente  $dv/dz$  cuando haya un líquido escurriendo y un contorno fijo, variando la velocidad desde cero hasta V y de acuerdo a la ecuación (6) habrá un esfuerzo de corte  $\tau$  responsable de la resistencia al escurrimiento por efecto de la viscosidad.

#### 8.A.2.4.- Compresibilidad de Fluidos

Se puede demostrar experimentalmente que un incremento de presión  $\Delta p$  aplicado a un volumen inicial  $\Gamma_i$  de un fluido, produce una disminución de éste último  $\Delta \Gamma = \Gamma_i - \Gamma_f$  que es proporcional al aumento de presión. En símbolos:

$$\Delta \Gamma \approx - \Gamma_i * \Delta p \quad (8)$$

El signo negativo indica que al crecer  $p$  disminuye  $\Gamma$  y viceversa.

El coeficiente de proporcionalidad que transforma la (8) en una igualdad lo llamamos  $\alpha$  "coeficiente de compresibilidad volumétrica" que constituye una propiedad intrínseca de cada sustancia fluida en particular. La (8) se transforma en:

$$\Gamma = -\alpha * \Gamma_i * p = \Gamma_f - \Gamma_i$$

Si pasamos los incrementos finitos a diferenciales podemos escribir:

$$d\Gamma = -\alpha * \Gamma * dp$$

en la que  $\Gamma$  es el volumen inicial. Despejando  $dp$  será:

$$dp = - \frac{1}{\alpha} * \frac{d\Gamma}{\Gamma}$$

llamando  $\frac{1}{\alpha} = \epsilon$ ; módulo de compresibilidad volumétrica tendremos:

$$dp = - \epsilon * \frac{d\Gamma}{\Gamma} \quad (9)$$

Recordando que la masa es constante, resulta:

$$m = \rho * \Gamma = \text{cte}$$

por lo que:

$$dm = \rho * d\Gamma + \Gamma * d\rho = 0$$

de donde:

$$\frac{d\rho}{\rho} = - \frac{d\Gamma}{\Gamma}$$

reemplazando en la (9)

$$dp = \epsilon * \frac{df}{f}$$

El signo menos desapareció ya que lógicamente a un incremento de presión se asocia un incremento de la densidad.

Tanto  $\epsilon$  como  $\alpha$  varían con la presión y la temperatura, como la primera variación es sumamente pequeña, es por ello que los líquidos en general y el agua en particular, pueden ser considerados como incompresibles en el rango de presiones de las aplicaciones prácticas.

### 8.A.3.- Elementos de Cinemática

#### 8.A.3.1.- Movimiento y Velocidad

La velocidad, que es una magnitud vectorial, define el movimiento.

Los sólidos poseen una vinculación de los elementos que lo componen, por lo tanto bastará conocer la velocidad de 3 puntos no alineados para determinar el movimiento de un cuerpo.

En un fluido cada partícula tiene una velocidad distinta excepto que se presenten condiciones especiales.

La velocidad describe las características del movimiento brindando la magnitud, dirección y sentido del desplazamiento.

La figura 8.A.3 muestra la trayectoria  $s(t)$  de una partícula fluida.

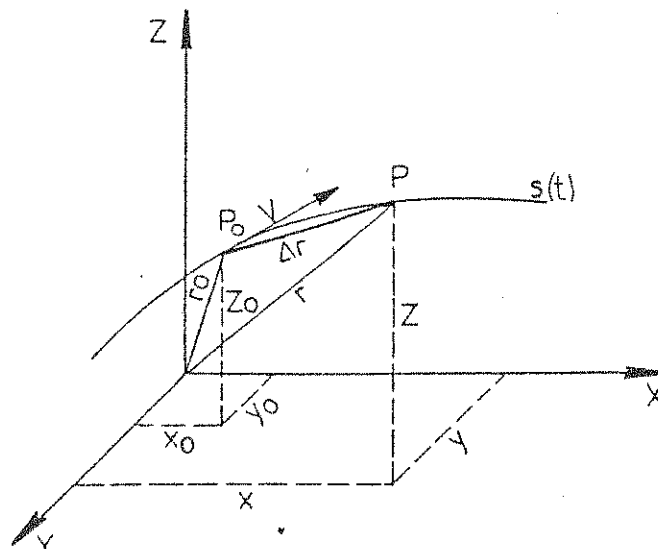


Figura 8.A.3

Definición del vector velocidad

La posición de la partícula en el instante inicial  $t_0$  está definida por el vector  $r_0$  ( $x_0, y_0, z_0$ ), pasado un intervalo de tiempo  $t$ , la partícula se desplazó a una nueva posición  $r'(x, y, z)$ ; definimos entonces al vector velocidad como:

$$\bar{V} = \lim_{t \rightarrow 0} \frac{\Delta r}{\Delta t} = \frac{dr}{dt} \quad (10)$$

El vector velocidad es tangente a la trayectoria en todos sus puntos.

Si aplicamos la (10) a las infinitas partículas que componen a un medio continuo en escurrimiento, es fácil advertir la complejidad del movimiento del fluido. Esta situación es más compleja aún si tenemos en cuenta que el movimiento puede ser tridimensional y que el vector velocidad no sólo puede variar de punto a punto, sino que, además de instante a instante.

En este texto, el cual está dirigido al escurrimiento unidimensional, obviamos el estudio de la cinemática en dos o tres dimensiones, y pasamos directamente a la descripción de las formas de escurrimiento unidimensional partiendo del concepto de velocidad media en una sección, a la que denominamos  $U$  y es la integral de la distribución de velocidades en la sección dividida por la superficie de ésta.

#### 8.A.3.2.- Formas de Escurrimiento

Consideramos los escurrimientos permanentes, es decir aquellos que no varían en el tiempo.

El escurrimiento puede presentarse de tres formas diferentes:

- a) **Escurrimiento a Presión:** son aquellos en los que la masa líquida escurre llenando por completo la sección de un contorno cerrado. La presión en el eje puede ser  $p \geq p_a$ . (figura 8.A.4).

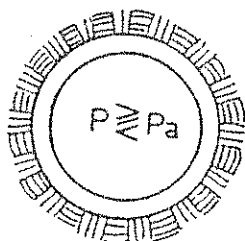


Figura 8.A.4

Escurrimientos a presión

- b) **Escorrimento a Superficie Libre:** en este caso la masa líquida escurre contenida en parte de su perímetro por bordes sólidos y en su parte superior está en contacto con un gas no visible (comunmente aire) que puede estar o no a la presión atmosférica (figura 8.A.5).

$p_e$  = presión exterior

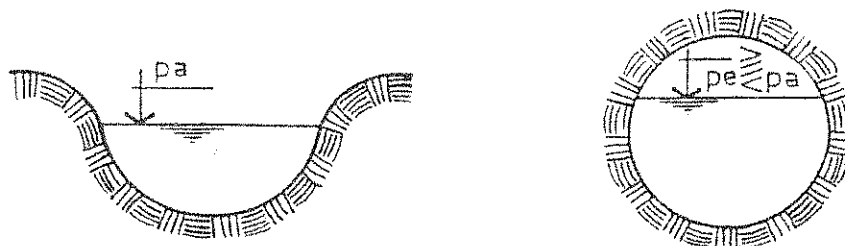


Figura 8.A.5

Escorrimento a superficie libre

- c) **Escorrimento a Chorro o Láminas Líquidas:** la particularidad de este caso es que la masa líquida escurre envuelta en todo su perímetro por un gas, otra masa líquida o la misma masa líquida. (figura 8.A.6).

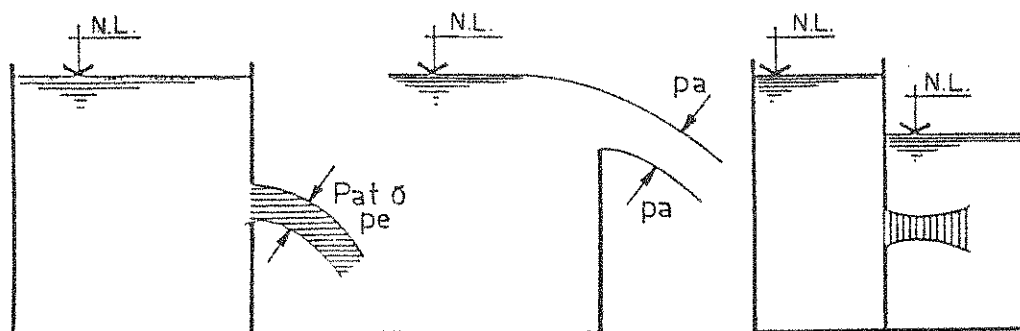


Figura 8.A.6

Escorrimento a "chorros" o "venas"

#### 8.A.3.3.- Gasto o Caudal

En la sección transversal de un escorrimento unidimensional, existirán infinitos valores del vector velocidad; o sea que a cada punto le corresponde un vector.

Se define como diferencial de caudal a:

$$dq = \bar{V} * d\bar{n} = V * d\Omega * \cos(\bar{V} \wedge d\bar{n}) = V_n * d\Omega$$



Donde:

$dq$  es el diferencial de caudal

$\vec{V}$  es el vector velocidad en el punto

$d\vec{n}$  es el vector superficie diferencial

$V_n$  es la proyección del vector velocidad sobre el vector superficie

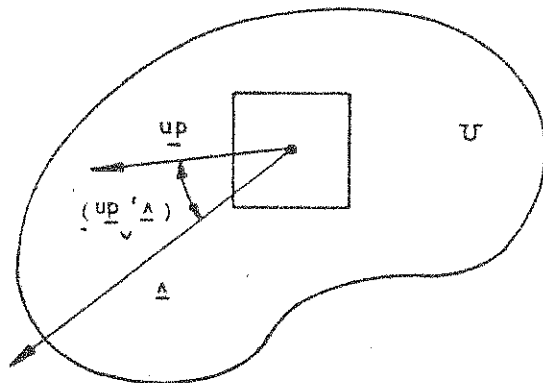


Figura 8.A.7

Gasto o caudal

El gasto o caudal será:

$$Q = \int_{\Omega} \vec{V} * d\vec{n} = \int_{\Omega} V_n * d\Omega \quad (11)$$

La ecuación dimensional es:

$$[Q] = \frac{L}{T} * L^2 = \frac{L^3}{T} = \frac{m^3}{s}$$

Otras unidades utilizadas son  $m^3/h$ ,  $m^3/día$ ,  $L/s$  y  $L/h$ .

#### 8.A.3.4.- Velocidad Media

Definimos la velocidad media ( $U$ ) en una sección de un escurrimiento unidimensional como:

$$U = \frac{Q}{\Omega} = \frac{1}{\Omega} \int_{\Omega} \bar{V} * d\bar{\Omega} = \frac{1}{\Omega} \int V_n * d\Omega \quad (12)$$

Esta es la velocidad a la que hacíamos referencia en 8.A.3.1 y es la que se utiliza en la simplificación del escurrimiento al considerarlo unidimensional.

#### 8.A.4.- Ecuaciones Fundamentales

##### 8.A.4.1.- Ecuación de Continuidad

En hidráulica, la ecuación de continuidad es la que expresa el principio de conservación de la materia, es decir con  $\int$  variable "no puede crearse ni destruirse la masa" y con  $\int$  constante "permanecen constantes los volúmenes en juego". Este principio se puede expresar esquemáticamente del siguiente modo:

Cantidad neta de masa que atraviesa la superficie del volumen de control en la unidad de tiempo.	+	Variación de la masa contenida en el volumen de control en la unidad de tiempo	= 0	(13)
--	---	--	-----	------

Este concepto es aplicable a un volumen de control arbitrario ya sea diferencial o finito.

##### 8.A.4.1.a.- Ecuación de Continuidad en una Porción del Espacio Elemental

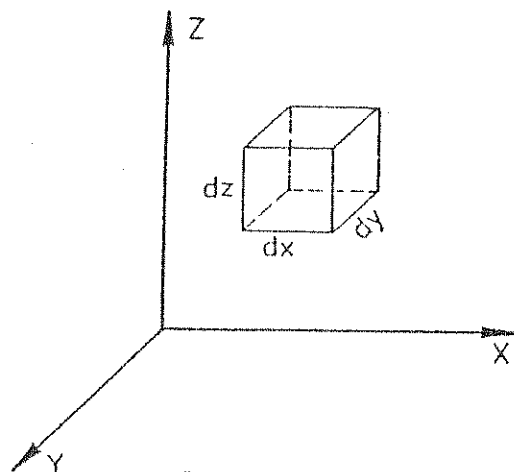


Figura 8.A.8

Volumen de control diferencial

Aplicando el principio de conservación de la masa:

$$\text{div } \bar{V} + \frac{\partial \rho}{\partial t} = 0 \quad (14)$$

Si  $\rho = \text{cte}$  y el régimen es permanente, se tendrá:

$$\text{div } \bar{V} = 0$$

es decir:

$$\frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} + \frac{\partial V_z}{\partial z} = 0 \quad (15)$$

Esta ecuación es de suma utilidad en el estudio de la hidráulica bidimensional y aún en algunos casos particulares de movimientos tridimensionales, ambos en regímenes permanentes.

Si complementamos la ecuación (15) con la condición de irrotacionalidad ( $\text{rot } V = 0$ ), se da lugar a la teoría que posibilita el trazado de las redes de escurrimiento.

No obstante entendemos que fue oportuno tratar esta ecuación para pasar revista a las ecuaciones básicas de la hidráulica, no se avanzará más en esta temática dado que nuestro objetivo es el escurrimiento unidimensional.

#### 8.A.4.1.b.- Ecuación de Continuidad en un Tubo de Corriente

Aplicando el principio de conservación de la masa a un escurrimiento unidimensional resulta:

$$\frac{\partial(\rho Q)}{\partial l} + \frac{\partial(\rho Q)}{\partial t} = 0 \quad (16)$$

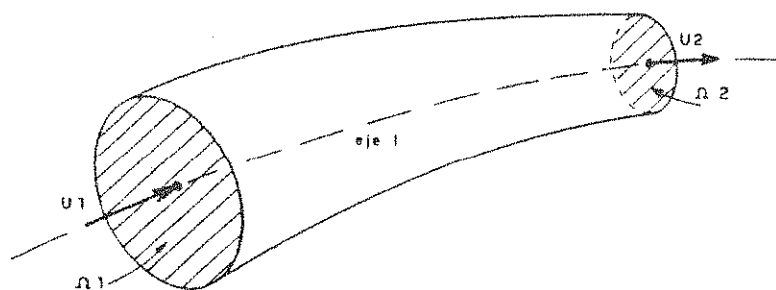


Figura 8.A.9

Volumen de control para escurrimiento unidimensional

Si se considera  $f = \text{cte}$  y un movimiento permanente ( $Q = U\Omega$ ) la ecuación (16) se transforma en:

$$\frac{\partial (U\Omega)}{\partial t} = 0 \quad (17)$$

lo que implica que:

$$U * \Omega = \text{cte}$$

además:

$$U * \Omega = Q$$

será entonces:

$$Q = U * \Omega = U_1 * \Omega_1 = U_2 * \Omega_2 = \dots U_n * \Omega_n = \text{cte} \quad (18)$$

La ecuación (18) es utilizada para régimen permanente y su parámetro fundamental es la velocidad media en cada sección. Por lo tanto es de gran aplicación en la hidráulica unidimensional.

#### 8.A.4.2.- Acción Dinámica

Si aplicamos la ley de Newton  $F = m * a$ , en forma macroscópica a toda la vena fluida y para un caso de escurrimiento unidimensional en régimen permanente se puede estudiar la acción dinámica de dicho escurrimiento.

La ecuación resultante del citado análisis es la siguiente:

$$\bar{A} = f * Q * (\bar{U}_1 - \bar{U}_2) + \Sigma \bar{F}_e \quad (19)$$

donde:

$\bar{A}$  es la acción ejercida por la vena fluida contra los contornos que la limitan

$fQ \bar{U}_1$  es la fuerza debida a la velocidad media en la sección de entrada ( $\Omega_1$ )

$fQ \bar{U}_2$  es la fuerza debida a la velocidad media en la sección de salida ( $\Omega_2$ )

$\Sigma \bar{F}_e$  es la sumatoria de las fuerzas exteriores, que son:

$\Omega_1 p_1$  es la fuerza debida a la presión en la sección 1

:

$Q_2 p_2$  es la fuerza debida a la presión en la sección 2

$G$  es el peso de la vena fluida

$\int_1 2\pi r dr$  es la fuerza debida a la fricción con las paredes del contorno físico de la vena fluida

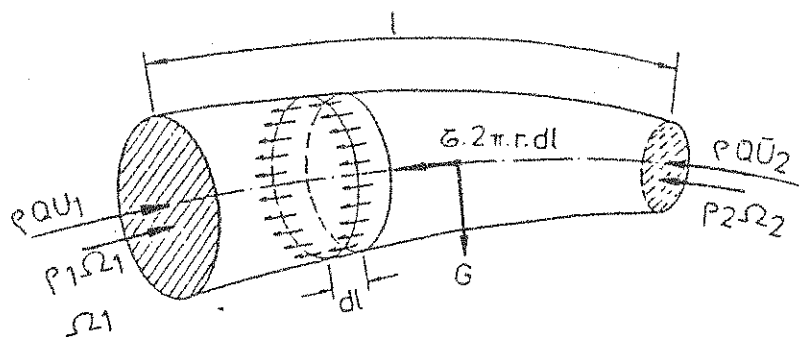
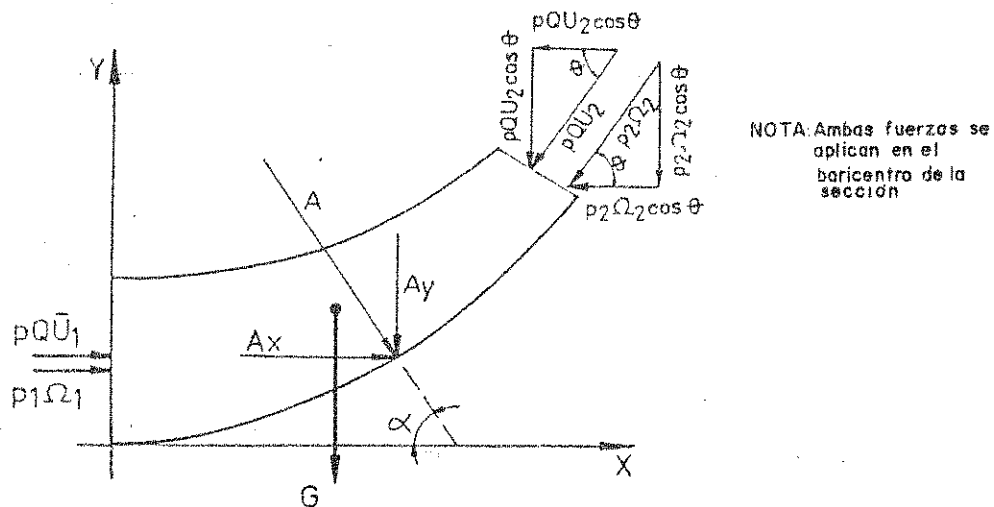


Figura 8.A.10

Fuerzas actuantes en el "cuerpo libre"

De la ecuación (19) se desprende que la fuerza de acción A es opuesta a la resultante de todas las fuerzas descriptas en el segundo miembro.

Esta ecuación es de gran aplicación en la teoría de máquinas hidráulicas y en el estudio de las sollicitaciones que tienen lugar por el escurrimiento en las conducciones.



NOTA: Ambas fuerzas se aplican en el baricentro de la sección

Figura 8.A.11

Acción dinámica sobre el codo reductor

Aplicamos esta ecuación al denominado "codo reductor", este es básicamente un tubo de corriente que cambia de sección y dirección.

Es importante la deducción que sigue por su aplicación práctica, ya que todos los accesorios de las conducciones a presión resultan ser casos particulares del "codo reductor".

La figura 8.A.11 muestra un esquema del mismo y las fuerzas intervinientes que se desprenden del análisis de la ecuación (19); de la que se despreciarán los términos de fricción por ser irrelevantes frente al resto de las fuerzas actuantes.

Si proyectamos las fuerzas sobre los ejes x e y resulta:

$$A_x = f * Q * (U_1 - U_2 \cos \theta) + \Omega_1 * p_1 - \Omega_2 * p_2 \cos \theta$$

$$A_y = f * Q * \sin \theta - G - \Omega_2 * p_2 * \sin \theta$$

Recordemos que se han despreciado las fuerzas de fricción.

Aplicando la ecuación de continuidad tendremos:

$$Q = U_1 * \frac{\pi D_1^2}{4} = U_2 * \frac{\pi D_2^2}{4}$$

Para el cálculo de  $p_2$  se deberá aplicar la ecuación de Bernoulli, conocida  $p_1$ .

El módulo de la acción será  $A = (A_x^2 + A_y^2)^{1/2}$  y su dirección se obtiene como:

$$\alpha = \arctg \frac{A_y}{A_x}$$

Otras aplicaciones de la ecuación de la acción dinámica son:

- cálculo de solicitaciones en el diseño de dados de anclaje.
- determinación de esfuerzos en el caso de correas de acero o cualquier elemento de fijación de los accesorios.

Dado que la longitud de los accesorios son pequeñas frente a la longitud total de la conducción es lícito despreciar las fuerzas de fricción en los primeros.

#### 8.A.4.3.- La Ecuación de Navier-Stokes

La siguiente ecuación vectorial:

$$F - \frac{1}{\rho} \text{grad } p + \nabla \times \Delta^2 \mathbf{v} = \frac{\partial \mathbf{v}}{\partial t} + \text{rot } \mathbf{v} \wedge \mathbf{v} + \text{grad } \left( \frac{v^2}{2} \right) \quad (20)$$

muy compleja por cierto, surge de la aplicación de la ecuación de Newton, con un encare microscópico, a la partícula fluida en su movimiento a lo largo de la trayectoria.

Una forma más simple de escribirla es:

$$\bar{F}_M + \bar{F}_P + \bar{F}_\mu = \bar{a}$$

En las que:

- $\bar{F}$  es el campo de fuerza actuante sobre la masa de la partícula.
- $\text{grad } p$  es el vector gradiente del campo de presiones.
- $\Delta^2 \mathbf{v}$  Laplaciano del campo de velocidades.
- $\frac{\partial \bar{\mathbf{v}}}{\partial t}$  es la variación de la velocidad con el tiempo en cada punto (aceleración local).
- $\text{grad } v^2/2$  es una consecuencia de la variación de la velocidad con el espacio y de la deformación lineal de las partículas.
- $\text{rot } \mathbf{v} \wedge \mathbf{v}$  esta relacionada con la rotacionalidad del campo y la deformación angular de las partículas.

El propósito de la presencia de la ecuación de Navier Stokes en este instructivo, es de destacar la complejidad del escurrimiento de los fluidos y además evidenciar la imposibilidad de su integración para los casos complejos.

En el caso de movimientos tridimensionales impermanentes, en los cuales existen condiciones de borde variables en cada caso, la solución por medios matemáticos de la ecuación (20) es imposible.

De lo antedicho se desprende la necesidad de experimentación en muchas aplicaciones de la mecánica de fluidos, Ejemplos de ello son los túneles de viento para la investigación aeronáutica y los laboratorios Navales e Hidráulicos.

Si consideramos un escurrimiento permanente irrotacional de un fluido ideal no viscoso, se eliminan las causas que impiden la integración simplificando la ecuación notablemente, obteniéndose la siguiente expresión.

$$\bar{F} - \frac{1}{\rho} \text{grad } p = \text{grad } \left( \frac{v^2}{2} \right)$$

conocida como la ecuación de Euler, cuyas proyecciones cartesianas son:

$$X - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{v^2}{2} \right)$$

$$Y - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{v^2}{2} \right)$$

$$Z - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{v^2}{2} \right)$$

En el caso del campo gravífico terrestre ( $X=Y=0$ ,  $Z=-g$ ) calcular el trabajo de las fuerzas equivale a efectuar el siguiente producto:

$$\left( \bar{F} - \frac{1}{\rho} \text{grad } p \right) * d\bar{l}$$

Obtenemos así una expresión integrable que nos lleva al "Teorema de Bernoulli" en una línea de corriente o trayectoria. La interpretación física se desarrolla en el punto siguiente.

#### 8.A.4.3.a.- Ecuación de Bernoulli

Integrando la ecuación de Navier-Stokes para líquidos reales se obtiene la ecuación de Bernoulli que es:

$$Z + \frac{p}{\rho} + \frac{v^2}{2g} = \text{cte.} \quad (21)$$

donde:



- $Z$  es la altura topográfica
- $p$  es la presión
- $\gamma$  es el peso específico
- $V$  es la velocidad
- $g$  es la aceleración de la gravedad.

Esta ecuación es válida para una línea de corriente o trayectoria e implica el principio de conservación de energía en el caso de líquidos incompresibles, no viscosos y en movimiento permanente.

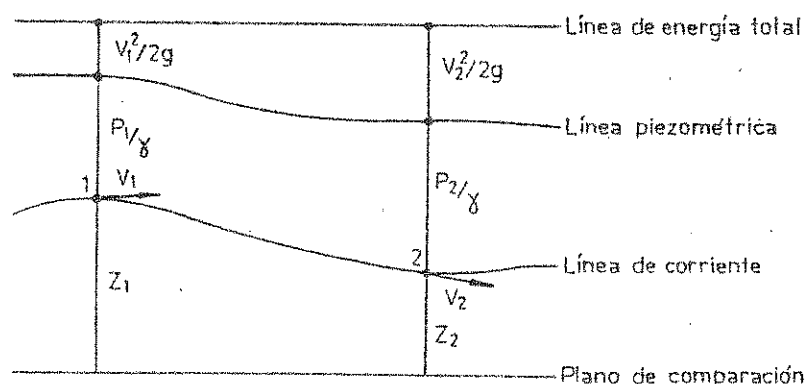


Figura 8.A.12

### Interpretación del teorema

Por lo tanto la energía es constante en cualquier posición de la partícula o en puntos del escurrimiento sobre una misma línea de corriente. De hecho, varían los términos componentes de la energía total pero no su suma.

La unidad de los términos es "energía por unidad de peso que escurre en la unidad de tiempo" es decir

$$\frac{|F| \cdot |L|}{|F|} = |L|$$

La unidad utilizada en el sistema internacional es el metro. Como las unidades son de longitud, los términos de la ecuación (20) se denominan: altura topográfica, altura de presión y altura de velocidad. El primer término, la altura topográfica, define la posición de la línea piezométrica que

se obtiene como suma de la altura topográfica y la altura de presión. Esta representa la energía potencial. La línea de energía total se obtiene sumando las tres alturas. Esta línea de energía total en líquidos perfectos es constante (figura 8.A.13).

#### 8.A 4.3.b.- Aplicación del Teorema de Bernoulli a Líquidos Reales

En este caso debe hacerse una modificación a la ecuación (20), ya que analizamos líquidos reales, que tienen viscosidad y a una vena fluida en vez de a una línea de corriente.

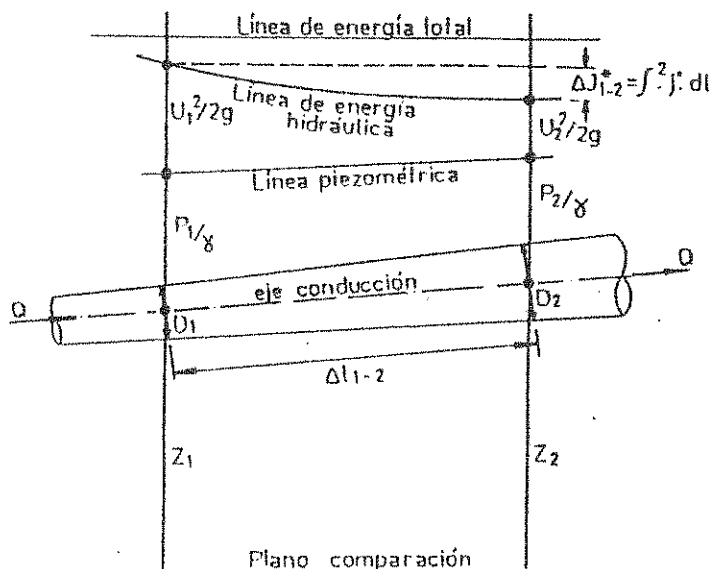


Figura 8.A.13

Movimiento gradualmente variado en condiciones a presión

En la figura 8.A.13 se esquematiza un conducto al cual hemos aplicado la ecuación de Bernoulli entre las secciones 1-1 y 2-2, con lo que resulta:

$$Z_1 + \frac{P_1}{\tau} + \alpha_1 \frac{U_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\tau} + \alpha_2 \frac{U_2^2}{2g} + \Delta J_{1-2}^* \quad (21)$$

donde:

- $\alpha_i$  es el coeficiente de Coriolis.
- $U_i$  es la velocidad media en cada sección.

-  $\Delta U^*_{1-2}$  es la pérdida de energía entre las dos secciones.

Los términos  $Z_i$  se toman desde el plano de comparación hasta un punto representativo de la sección. Ese punto corresponde al baricentro de la sección en conductos a presión o la solera en el caso de canales. La energía de presión  $p_i/\gamma$  son medidas a partir del eje de la conducción o sea al baricentro de la sección.

Finalmente,  $\alpha_i U_i/2g$  representa la energía cinética en cada sección,  $\alpha_i$  es el factor que permite pasar de la velocidad  $V$ , que es variable para cada punto de la sección, al valor medio  $U$ .

Este coeficiente  $\alpha$  se define matemáticamente como:

$$\alpha = \frac{1}{U} \int_{\Omega} \left( \frac{V}{U} \right)^3 d\Omega \quad (22)$$

En general, se cumple que  $1 \leq \alpha \leq 1,1$ , pues en las aplicaciones a las conducciones se aproxima a la unidad. Las razones se analizarán más adelante en el estudio del régimen turbulento.

En la ecuación (20) planteamos Bernoulli para el caso de un líquido incompresible, no viscoso y en movimiento permanente. En cambio, la ecuación (21) corresponde a un líquido real, que posee viscosidad y produce al escurrir un gradiente de velocidades con valor nulo en el contorno, que provoca en consecuencia esfuerzos cortantes resistentes y finalmente una pérdida de energía hidráulica. El término "pérdida" no es realidad tal, sino que lo que sucede en realidad es que la energía se transforma en calor y se "pierde" como "energía hidráulica".

La extensión desde una línea de corriente a la vena fluida implica, por otra parte, la consideración de la velocidad media y del coeficiente  $\alpha$  de Coriolis.

La figura 8.A.14 muestra la línea piezométrica y la de energía hidrodinámica; esta última representa la energía hidráulica remanente en cada sección.

#### 8.A.4.3.c.- Aplicación a Conductos a Presión de Sección Variable

Se analizan aquí conducciones con un recorrido de sección variable (por ejemplo con una variación lineal), lo que constituye un movimiento permanente y variado.

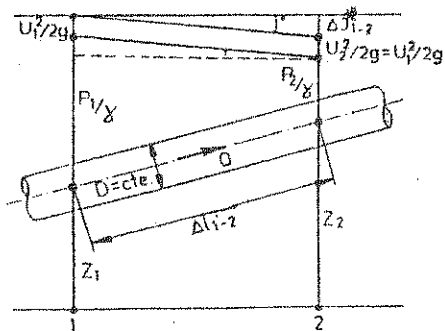


Figura 8.A.14

Conducción de  $D=cte$   
ascendente

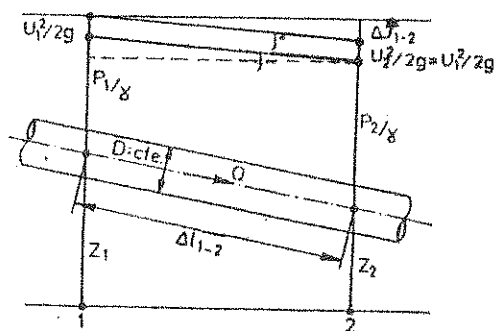


Figura 8.A.15

Conducción de  $D=cte$   
descendentes

En el caso de un conducto a presión, se toma el eje de las mismas como pautas de referencia para la medida de los valores  $Z_i$  y  $P_i/\gamma$ .

Al variar la sección, varía la velocidad y por ende el término  $U_i^2/2g$  que es la distancia que separa la línea hidrodinámica y la piezométrica. La variación de  $\Delta J_{1-2}^*$  es difícil de evaluar ya que se debería resolver la siguiente expresión:

$$\Delta J_{1-2}^* = \int_1^2 j^* dl \quad (23)$$

#### 8.A.4.3.d.- Aplicación a Conducciones a Presión de Sección Constante

Deberemos evaluar en primer término el valor de  $\Delta J_{1-2}$  que es directamente proporcional a la longitud de la conducción, al ser  $D = cte$  y no variar al material de la misma.

Al ser régimen uniforme (Figuras 8.14 y 8.15) y según la ecuación de continuidad las velocidades deben mantenerse constantes, lo que implica que las líneas de energía y la piezométrica son paralelas y por consiguiente sus gradientes unitarios respectivos  $j^*$  y  $j$  son iguales.

Algunas veces esos gradientes se denominan "pendientes", sin embargo este concepto no es rigurosamente cierto (sólo en el caso de conducciones horizontales), por ello es conveniente llamarlas "pérdida unitaria de energía" y "pérdida unitaria de carga".

En las Figuras 8.A.14 y 8.A.15 se observa claramente que  $j = j^* = \text{cte}$  y además.

$$j^* = j = \frac{\Delta J_{1-2}^*}{\Delta l_{1-2}} \quad (24)$$

$$\Delta J_{1-2} = j^* * \Delta l_{1-2} = j * \Delta l_{1-2}$$

Entonces  $j$  y  $j^*$  son "pérdida de energía por unidad de longitud". Se puede deducir de la experimentación la denominada expresión de "DARCY-WEISBACH":

$$j = j^* = f * \frac{1}{D} * \frac{U^2}{2g} \quad (25)$$

Dado que la altura de velocidad  $U^2/2g$  es habitualmente despreciable, en la práctica de las conducciones a presión, se traza en general la línea piezométrica y no la de energía, ya que la energía potencial es de un orden de magnitud mucho mayor. La línea piezométrica representa la altura de los niveles para cada sección a los que llegaría el agua en tubos llamados piezométricos (figura 18.A.16).

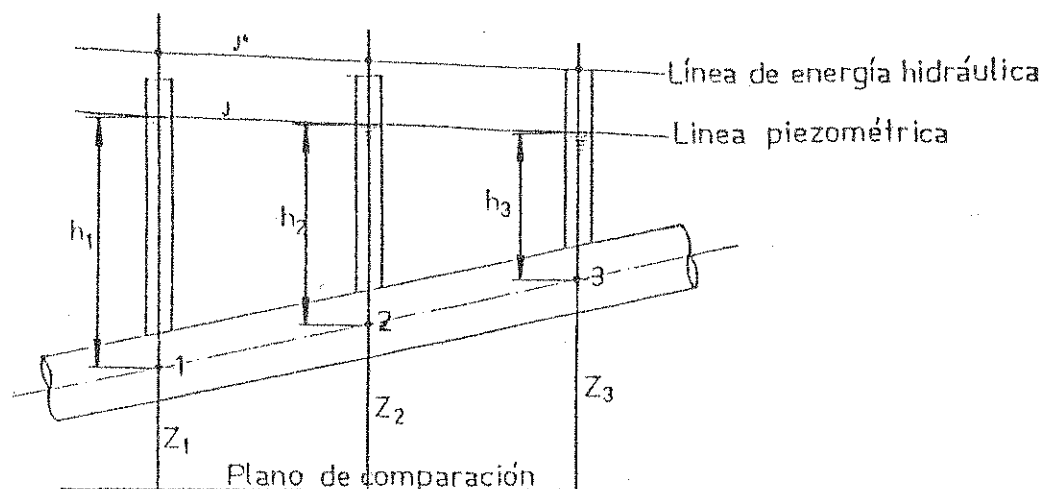


Figura 8.A.16

### Concepto de "alturas piezométricas"

La altura mencionada se llama en el lenguaje práctico de la hidráulica "carga hidráulica" o "carga", es por ello que  $j$  es la "pérdida unitaria de carga".

#### 8.A.4.3.e.- Aplicación a Escurrimientos a Superficie Libre

Estos tipos de escurrimientos ya definidos anteriormente pueden clasificarse a su vez en canales naturales - ríos o arroyos y artificiales.

Los artificiales o canales propiamente dichos, pueden clasificarse como de "contorno cerrado" y de "contorno abierto". Ejemplos del primer caso son las conducciones cloacales y las pluviales (figura 8.A.17.c), en ellas la altura del líquido es menor que el diámetro.

Los canales de contorno abierto de uso más común en la hidráulica son de sección trapecial (figura 8.A.17.a), aunque si se necesita mayor capacidad es conveniente utilizar la sección tolva (figura 8.A.17.b).

En instalaciones cloacales y de drenaje, actualmente se utiliza casi exclusivamente, la sección "segmento de círculo" que ha sido expresamente estudiada en 8.1.

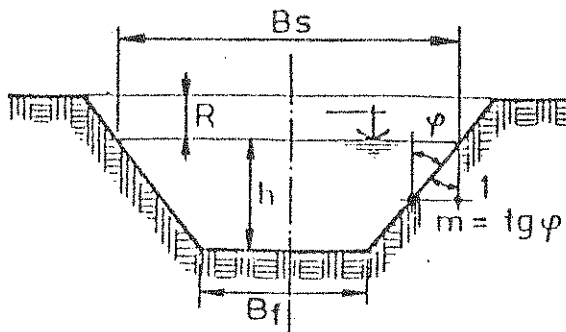


Figura 8.A.17.a

Secc. trapecial

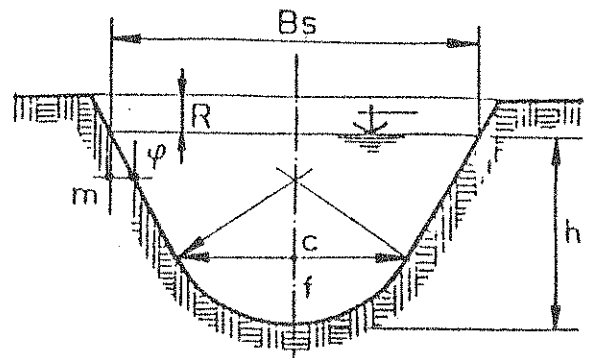


Figura 8.A.17.b

Secc. tolva

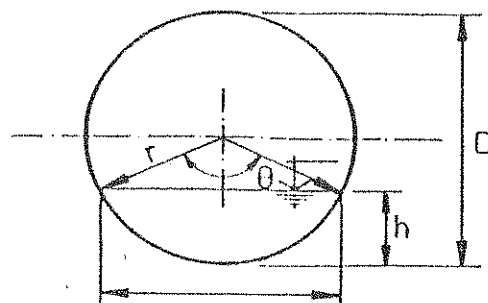


Figura 8.A.17.c

Sección segmento de círculo

#### 8.A.4.3.f.- Esguerrimiento Gradualmente Variado en Canales

En la figura 8.A.18 se puede observar el perfil longitudinal de un canal entre las secciones 1-1 y 2-2; el mismo posee una solera de pendiente  $i$  y por él esguerre un caudal  $Q=\text{cte.}$

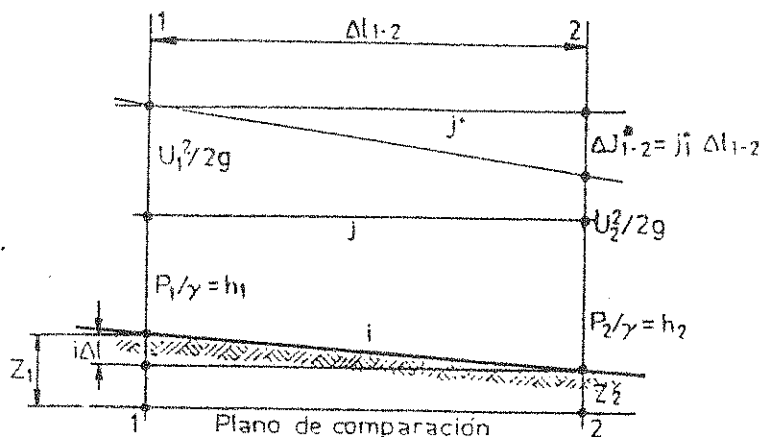


Figura 8.A.18

#### Esguerrimiento gradualmente variado en canales

Deberíamos considerar las secciones de estudio normales a la solera pero habitualmente las pendientes  $i$  son pequeñas, en general muy por debajo del 1%, por lo tanto si las tomamos verticales no cometeremos un error apreciable.

En los esguerrimientos a superficie libre, el nivel piezométrico coincide con la superficie libre y tiene por lo tanto la misma pendiente que ella o sea  $j$ .

Aplicando la ecuación de Bernoulli entre las secciones 1-1 y 2-2 se tiene:

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{U_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{U_2^2}{2g} + \Delta J_{1-2}^* \quad (26)$$

En los esguerrimientos rectilíneos o de elevado radio de curvatura en una misma sección (figura 8.A.19), se cumple para todos los puntos que:

$$Z_i + \frac{P_i}{\gamma} = \text{cte.}$$

Es por ello que es arbitraria la elección de los puntos representativos de la sección para acotar los valores

de  $Z$  y de  $P/\tau$ . Por conveniencia se adopta la solera del canal, de manera que el término de presión queda indicado por el "tirante" o "calado"  $h$ .

Entonces:

$$\begin{aligned} h_1 &= \frac{P_1}{\tau} ; & h_3 &= \frac{P_3}{\tau} \\ h_2 &= \frac{P_2}{\tau} ; & h_4 &= \frac{P_4}{\tau} \end{aligned} \quad \dots \quad h = \frac{p}{\tau}$$

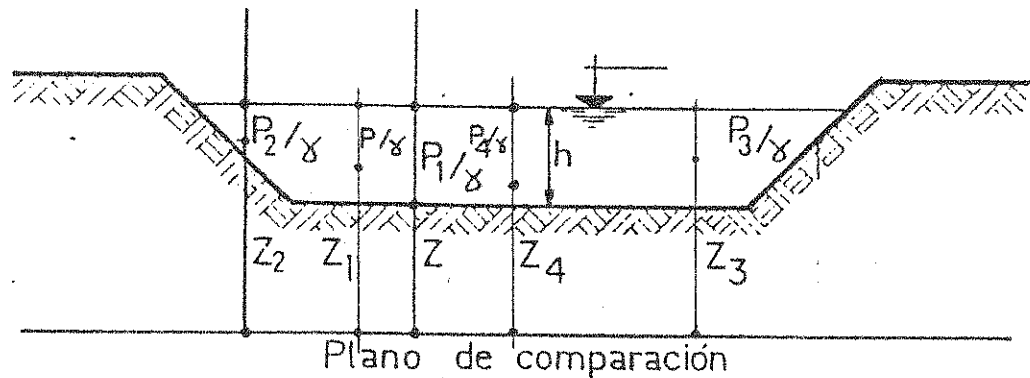


Figura 8.A.19

Convención para  $Z$  y  $P/\tau$  en canales

Habiendo definido los puntos representativos, el término de presiones mide la altura del líquido en la sección y se denomina "tirante hidráulico  $h$ ".

El teorema de Bernoulli en el caso de canales toma la siguiente forma:

$$Z_1 + \frac{P_1}{\tau} + \frac{U_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\tau} + \frac{U_2^2}{2g} + \Delta J_{1-2}^* \quad (27)$$

Al término  $h + U^2/2g$  se lo llama "energía propia de la corriente  $H$ "

Si recordamos que:

$$\Delta J_{1-2}^* = j^* \Delta l_{1-2}$$

y lo reemplazamos en la (27) resulta:



$$Z_1 + H_1 = Z_2 + H_2 + j^* \Delta l_{1-2} \quad (28)$$

de donde:

$$Z_1 - Z_2 = H_1 - H_2 + j^* \Delta l_{1-2} \quad (29)$$

De la figura 8.A.20 podemos deducir que:

$$Z_1 - Z_2 = i * l_{1-2}$$

sustituyendo esta última expresión en la (29) será:

$$i * l_{1-2} = H_1 - H_2 + j^* \Delta l_{1-2}$$

y por lo tanto:

$$H_1 - H_2 = (i - j^*) * \Delta l_{1-2}$$

Si dividimos ambos miembros por  $\Delta l_{1-2}$  y llevamos la expresión al límite tendremos:

$$\lim_{l_{1-2} \rightarrow 0} \frac{H}{l_{1-2}} = \frac{dH}{dl} = i - j^* \quad (30)$$

La ecuación (30) es la ecuación diferencial del movimiento gradualmente variado en canales. En el Anexo B se desarrolla este tema con mayor amplitud (numeral 8.B.2.3).

#### 8.A.4.3.g.- Movimiento Uniforme en Canales

Un movimiento uniforme en canales tiene la característica que su tirante y velocidad se mantienen constantes en el recorrido. Con este tipo de escurrimiento podemos dimensionar los canales.

En el caso de existir perturbaciones como cambios de pendiente, de sección y obstáculos, se forman las ya mencionadas curvas de remanso cuyo tratamiento se realizará brevemente en el capítulo siguiente:

Observando la figura (8.A.20) advertimos que la solera, la superficie libre y la línea de energía son paralelas, entonces:

$$i = j = j^* \quad (31)$$

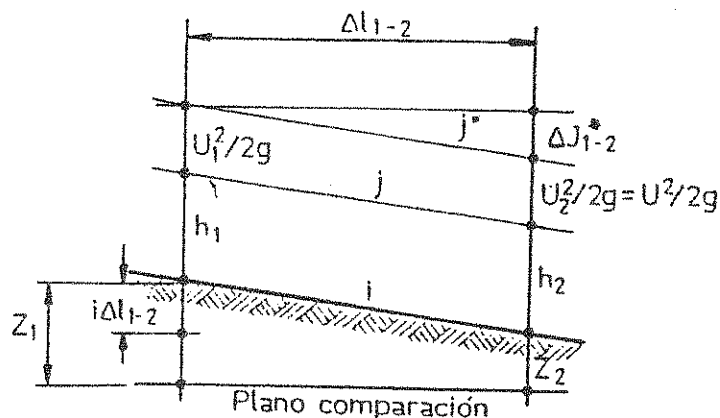


Figura 8.A.20

Régimen uniforme en canales

Reemplazando en la ecuación (30) queda:

$$\frac{dH}{dl} = 0$$

Entonces

$$H = h + \frac{U^2}{2g} = \text{cte} \quad (32)$$

Las ecuaciones (31) y (32) son las que caracterizan el movimiento uniforme en canales.

### 8.A.5.- Escurrimiento de Fluidos Reales

#### 8.A.5.1.- Número de Reynolds

Los escurrimientos de líquidos reales pueden clasificarse según el comportamiento de sus partículas como en régimen laminar o turbulento.

Un número adimensional, llamado número de Reynolds (fue quién, mediante ensayos con tubos cilíndricos de vidrio, estudió el tema), permite diferenciar entre ambos regímenes. Se expresa:

$$Re = \frac{U * D}{\nu} \quad (33)$$

de donde:

- Re = número de Reynolds.
- U = la velocidad media.
- D = diámetro del caño o tubo.
- $\nu$  = viscosidad cinemática.

El número de Reynolds, para hacerlo más general, se calcula con una longitud característica del escurrimiento en lugar del diámetro, que se denomina radio medio hidráulico (R) y que se define como el cociente entre el área de la sección de escurrimiento ( $\Omega$ ) y el perímetro mojado (X), es decir:

$$R = \frac{\Omega}{X} \quad (34)$$

y el número de Reynolds:

$$Re = \frac{U * R}{\nu} \quad (35)$$

El régimen será laminar si el número de Reynolds es menor a 2.200 (valor que se denomina "número de Reynolds crítico"). A partir de ese valor y hasta  $Re = 200.000$  estamos en presencia de un régimen de transición o poco turbulento y en caso de valores mayores a 200.000 tenemos un régimen francamente turbulento.

En las conducciones, en general los valores del número de Reynolds son mayores que 200.000 y por lo tanto presentan escurrimientos en régimen turbulento.

#### 8.A.5.2.- Pérdidas de Energía

Daremos en primer lugar las principales características de los dos tipos de escurrimiento mencionados en el punto anterior.

El régimen laminar presenta filamentos paralelos, este paralelismo puede alterarse con una perturbación pero luego de finalizada ésta desaparece, no hay intercambio de partículas entre filamentos pero sí de moléculas.

El régimen turbulento, por el contrario, se caracteriza por un gran desorden de sus partículas que se entrecruzan y no permiten definir filamentos. En este tipo de escurrimientos hay un constante intercambio de masa fluida.

Los distintos factores que determinan las pérdidas de energía son el tipo de escurrimiento y las características geométricas e hidráulicas.

Experimentalmente se ha llegado a la conclusión que dicha pérdida es directamente proporcional a la longitud del tramo ( $\Delta l$ ) y también (pero en forma aproximada) a la altura de velocidad ( $U^2/2g$ ) y a la inversa del diámetro ( $D$ ) de la conducción. Otras propiedades que intervienen en el fenómeno son la viscosidad ( $\mu$ ) y la densidad ( $\rho$ ) y además la naturaleza de las paredes de la conducción.

En síntesis la pérdida de energía en un tramo  $\Delta l_{ij}$  estará dada por:

$$\Delta J_{i-j}^* = f * \frac{\Delta l_{i-j}}{D} * \frac{U^2}{2g}$$

conocida como expresión de Darcy-Weisbach, en la cual  $f$  es el coeficiente de fricción que es función de  $f$ ,  $\mu$ ,  $D$  y  $U$ .

Resta, por lo tanto, determinar el valor del coeficiente  $f$ .

#### 8.A.5.3.- Aplicación a Conductos a Presión

##### 8.A.5.3.a.- Expresiones Empíricas

Se han hallado empíricamente ecuaciones que pueden ser utilizadas para casos cuyas condiciones sean similares a las que se dieran durante la experimentación.

Una de estas ecuaciones, muy difundida en la actualidad y que se ha utilizado durante mucho tiempo, es la denominada ecuación de Hazen y Williams que permite calcular directamente  $j$ .

$$j^* = \frac{1}{(0,275 C)^{1,85}} * \frac{Q^{1,85}}{D^{4,85}} \quad (36)$$

donde:

- $j^*$  es la pérdida de energía unitaria.
- $Q$  es el caudal.
- $D$  es el diámetro.
- $C$  es un coeficiente adimensional que depende del material de la conducción.

### 8.A.5.3.b.- Fórmulas Racionales

Haciendo un análisis racional; del coeficiente  $f$  de fricción, verificado luego por la experimentación, llegamos a este tipo de fórmulas.

Experimentalmente se ha determinado que  $f$  depende de la velocidad media en la sección ( $U$ ), del diámetro ( $D$ ), de la masa específica del fluido ( $\rho$ ), de la viscosidad dinámica ( $\mu$ ) y de la rugosidad absoluta ( $k$ ) que tiene en cuenta la influencia de la naturaleza de los bordes de la conducción.

Para la interpretación y determinación del valor de la rugosidad absoluta se reviste una conducción experimental con un mortero que contiene una arena de granos de diámetro uniforme  $k$ . Por otra parte tenemos otra conducción de material comercial de igual diámetro y longitud por el cual se hace circular el mismo caudal  $Q$ , y se determina la pérdida de energía. Hacemos variar el diámetro de los granos de arena  $k$  hasta obtener una pérdida de energía idéntica para ambas conducciones y así se obtiene el  $K$  representativo del material en estudio.

Según Colebrook y White las conducciones metálicas y de hormigón presentan un valor de  $k$  variable con el tiempo de acuerdo a la expresión:

$$K = K_0 + \alpha t$$

donde  $K_0$  es la rugosidad inicial en metros,  $t$  el tiempo en años y  $\alpha$  es el valor del incremento de la rugosidad en m/año. Este coeficiente es función del material de la conducción y de las propiedades químicas del agua.

Por otra parte el coeficiente  $f$  se formula en forma distinta para cada tipo de escurrimiento.

#### A.- Coeficiente de fricción para régimen laminar

En el caso de un escurrimiento laminar se ha demostrado que el coeficiente  $f$  es inversamente proporcional al número de Reynolds del escurrimiento de la expresión (25), de modo que:

$$f = \frac{64}{Re} \quad (37)$$

El diagrama universal o diagrama de Rouse, es un gráfico del cual puede obtenerse el coeficiente  $f$  para cualquier caso de escurrimiento laminar real y esta ecuación que representa el caso de escurrimiento laminar forma parte del mismo.

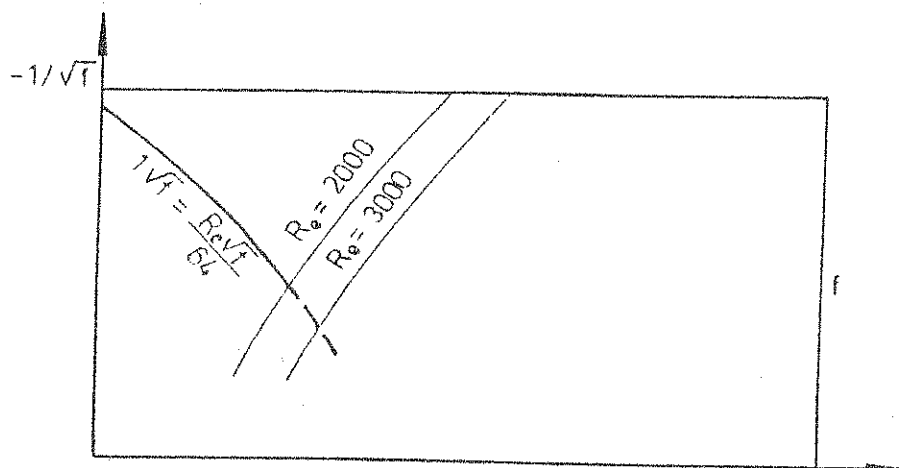


Figura 8.A.21

Diagrama de Rouse, Esgurrimiento laminar

Las coordenadas del diagrama de Rouse son  $-1/f^{0,5}$  y  $\ln(Re f^{0,5})$  podemos transformar entonces la ecuación (37) del siguiente modo:

$$f^{0,5} * f^{0,5} = \frac{64}{Re}$$

$$\frac{1}{f^{0,5}} = \frac{64}{Re} f^{0,5} \quad (38)$$

En la figura 8.A.21 se representa la ecuación (38) en un diagrama semilogarítmico. Se agregan a las coordenadas mencionadas,  $Re$  y  $f$  para completar el diagrama.

La ecuación (37) tiene validez para  $Re < 2200$  (número de Reynolds menor que 2200).

#### B.- Coeficiente de fricción para cañería lisa

Cuando el régimen es turbulento la teoría prueba que la distribución de velocidades a partir de una distancia pequeña de borde corresponde a una ley logarítmica que difiere poco de la velocidad media  $U$ . Pero en la zona cercana al contorno existe un gradiente de velocidades desde cero en el borde hasta  $U$  a una distancia como plantea el principio de Newton-Meyer ya analizado, y que define un "espesor de transición" llamado "capa límite".

La figura 8.A.22 muestra la zona a la que hacemos referencia comprendida entre el contorno y la distancia.

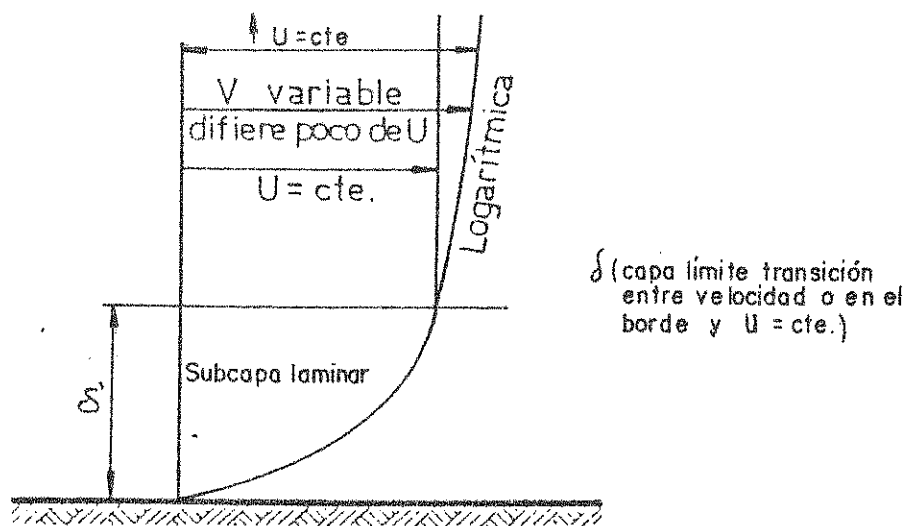


Figura 8.A.22

"Capa límite" y "Subcapa laminar"

En los regímenes completamente turbulentos, con números de Reynolds mayores a 200.000, habrá en las inmediaciones del contorno liso bajas velocidades y por lo tanto existirá una zona que presentará un régimen laminar llamada "subcapa laminar". Para casos con números de Reynolds bajos toda la capa límite tendrá el régimen laminar.

Es dentro de la citada "subcapa laminar" en donde se producen las resistencias viscosas proporcionales a la variación de velocidad.

La ecuación de Von Karman para tuberías lisas surge de analizar el hecho que el espesor de la subcapa laminar esta relacionado con el número de Reynolds y que el coeficiente de fricción consecuentemente también lo está.

Dicha ecuación es como sigue:

$$\frac{1}{f^{0,5}} = 2 \log \text{Re } f^{0,5} - 0,8 \quad (39)$$

En la figura 8.A.23 observamos la representación de la ecuación (39) que es válida para números de Reynolds mayores a 4000; y que corresponde a una recta.

Para la zona comprendida en números de Reynolds 2000 a 4000 no se usan expresiones teóricas sino que se unen ambas partes del diagrama con curvas experimentales.

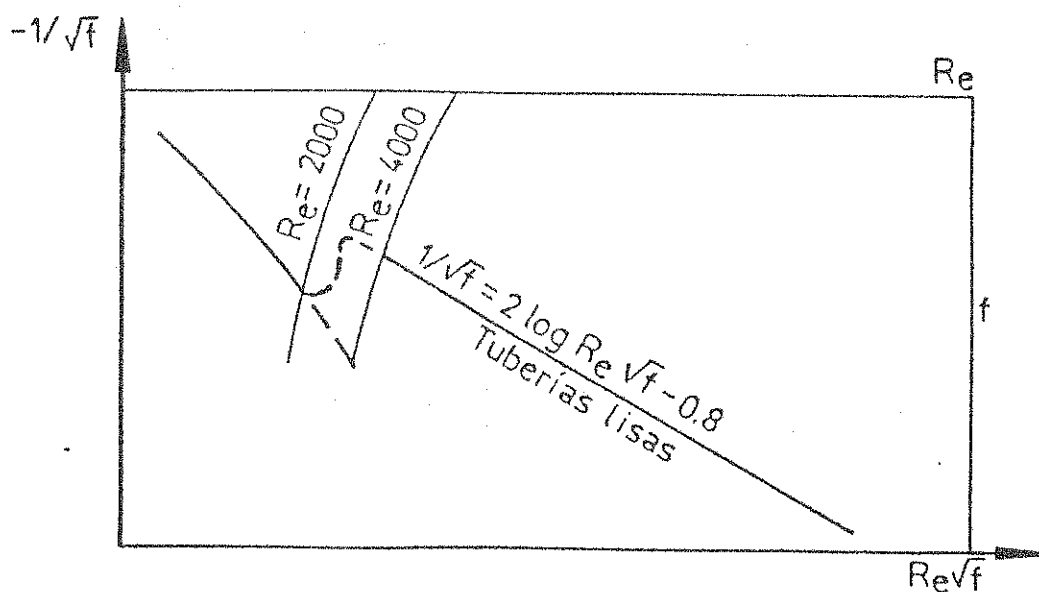


Figura 8.A.23

Representaciones de la ecuación de Von Karman

En los casos que nos ocupan el valor de Reynolds es elevado.

Los materiales reales no resultan ser absolutamente lisos por lo tanto se adopta la ecuación de Von Karman cuando la rugosidad del material, medida con el coeficiente  $k$ , resulta menor que la cuarta parte del espesor de la subcapa laminar. Esto se observa claramente en la figura 8.A.24.

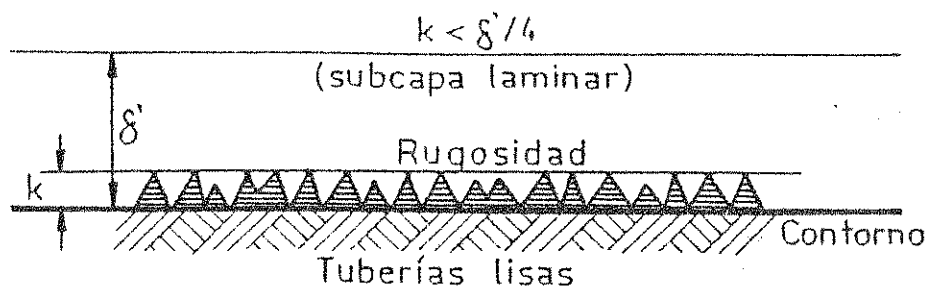


Figura 8.A.24

Escurrecimiento en tuberías que se comportan como "lisas"



### C.- Coeficiente de fricción para cañerías rugosas

Si la rugosidad aumenta o sea los valores de  $k$  son elevados, la experiencia indica que la subcapa laminar no se forma y que el coeficiente  $f$  depende sólo de la relación  $D/k$ . Esto sucede en los casos en que  $k$  sea 6 veces mayor que  $\delta'$  como muestra la figura 8.A.25.

La ecuación para calcular  $f$  es:

$$\frac{1}{f^{0,5}} = 2 \log \frac{D}{k} + 1,14 \quad (40)$$

Esta ecuación es válida a partir de la recta de Moody cuya ecuación es la siguiente:

$$\frac{\text{Re } f^{0,5}}{D/k} = 200 \quad (41)$$

y se representa en la figura 8.A.26.

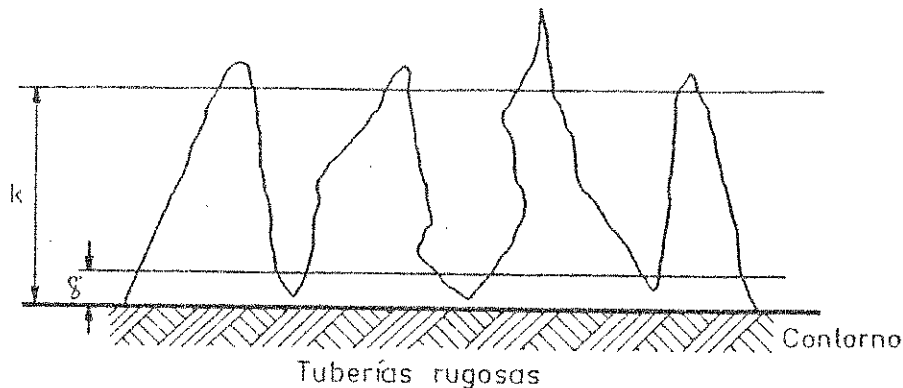


Figura 8.A.25

### Escurrecimiento en tuberías que se comportan como rugosas

Los valores de  $D/k$  de la figura 8.A.26 son crecientes hacia abajo y la rectas correspondientes a la ecuación (40) son horizontales.

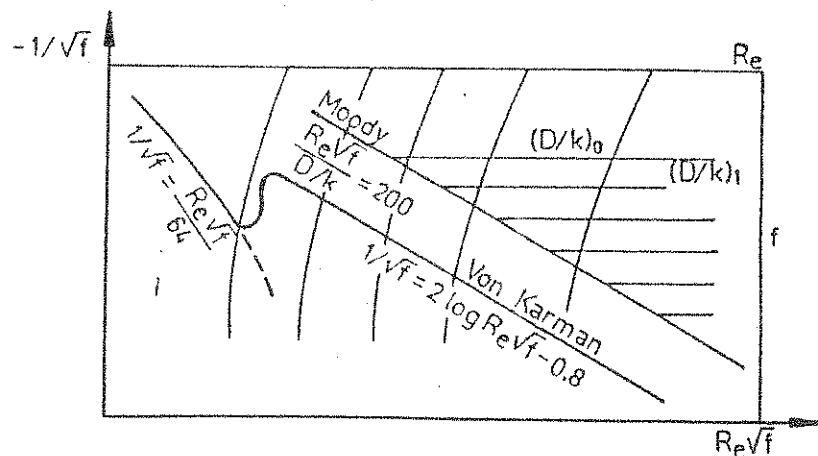


Figura 8.A.26

### Configuración del diagrama de Rouse

Es muy importante destacar que en el caso de cañerías rugosas el coeficiente de fricción  $f$  no depende del número de Reynolds.

### D.- Coeficiente de fricción para la zona de transición

Cuando la rugosidad toma valores entre  $\delta'/4$  y  $6\delta'$  como muestra la figura 8.A.27 estamos en una zona de transición en la cual el coeficiente  $f$  depende del número de Reynolds y de la relación  $D/k$ .

Nikuradze, White y Colebrook determinaron mediante experimentación la ecuación para este caso:

$$\frac{1}{f^{0,5}} = 2 \log \left( \frac{D}{2k} \right) - 2 \log \left( 1 + 18,7 \frac{D/2k}{Re f^{0,5}} \right) + 1,74 \quad (42)$$

así hemos completado el diagrama de Rouse que se muestra en la figura 8.A.28.

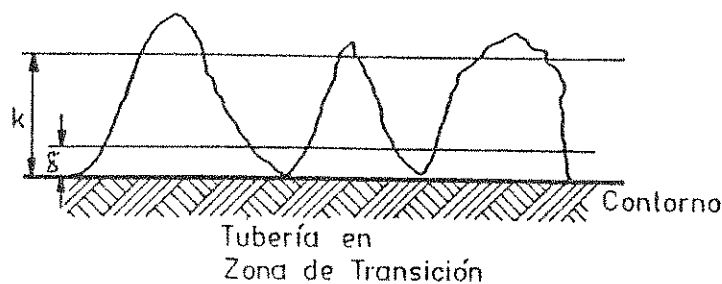


Figura 8.A.27

### Escurrecimiento en conductos en "zonas de transición"

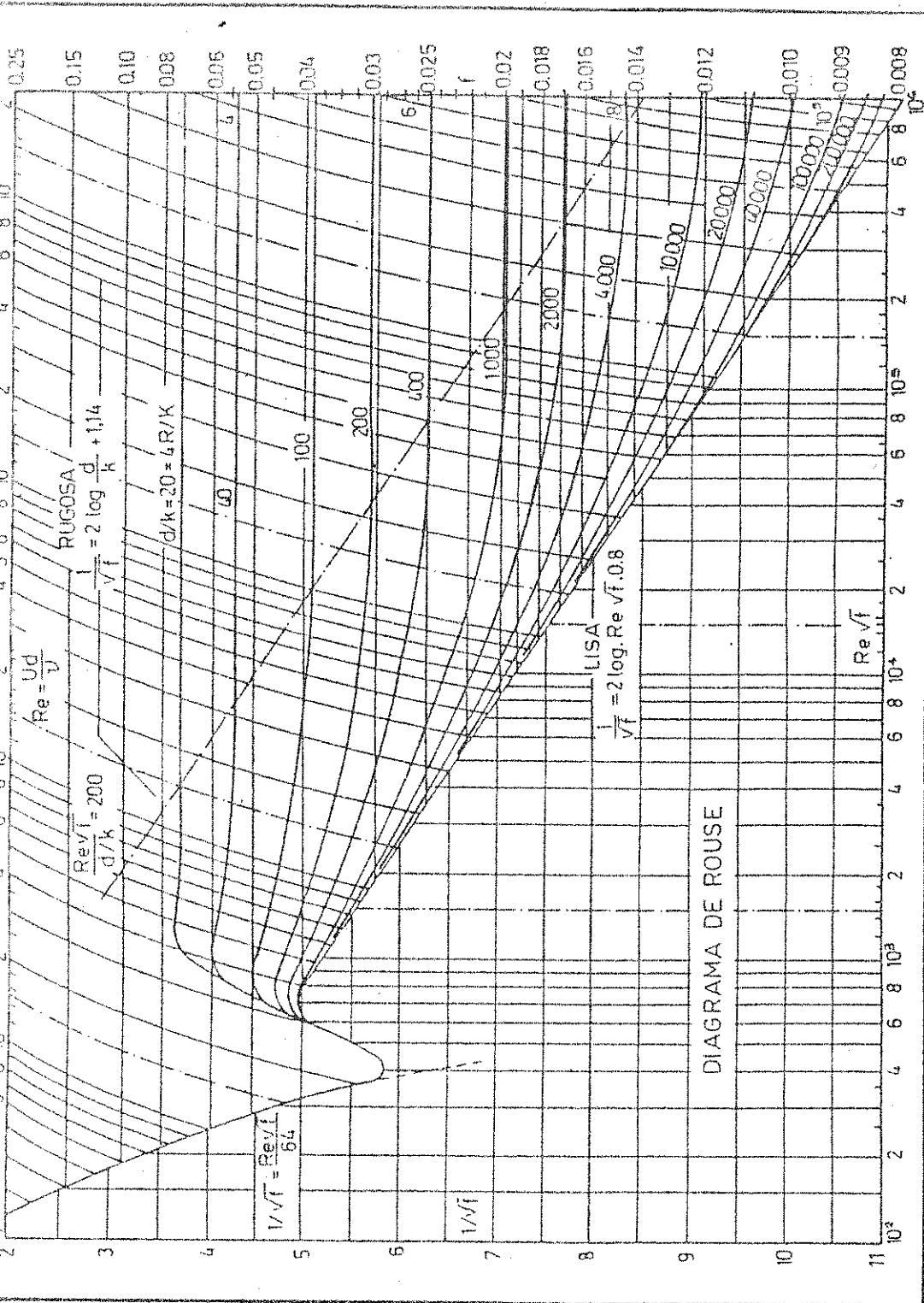


Figura 8.A.28

#### 8.A.5.3.c.- Criterios de Cálculo Recomendables

No resulta sencillo sugerir cual es el criterio que se debe utilizar, porque por un lado tenemos fórmulas racionales que implican teóricamente una mejor aproximación, pero los parámetros que deben ser estimados experimentalmente (tal como  $k$  que se define muchas veces por rangos) o la viscosidad pueden traer aparejados errores que pueden ser relativamente importantes.

Las fórmulas empíricas, por su parte, si bien son aplicables cuando las condiciones son similares a las de experimentación son muy prácticas por su simplicidad, tal es el caso de la fórmula de Hazen y Williams cuyos coeficientes se han ido actualizando.

Las fórmulas racionales son válidas para cualquier fluido en escurrimiento incompresible y para cualquier temperatura la que es tomada en cuenta en el valor de la viscosidad indispensable para el cálculo del número de Reynolds. Otra ventaja del diagrama universal es que permite el cálculo aproximado en conductos cuya sección no es circular, solamente reemplazando el concepto de diámetro por el de "radio medio hidráulico multiplicado por 4". En efecto, el radio medio hidráulico está expresado por:

$$R = \frac{\Omega}{X}$$

para una sección circular:

$$R = \frac{D}{4}$$

por lo tanto;

$$D = 4 * R$$

Se puede utilizar este criterio mientras que la relación ancho/profundidad no sea ni muy grande ni muy pequeña o sea cuando la sección no difiera mucho de la circular.

#### 8.A.5.4.- Aplicación a Escurrimientos a Superficie Libre

La fórmula de Chezy, que es experimental, establece que la velocidad media en una sección está dada por la expresión:

$$U = C * (R * i)^{0,5} \quad (43)$$

donde:

U = velocidad media.

i = pendiente de la solera.

R = radio medio hidráulico.

C = coeficiente que depende de la naturaleza de las paredes.

Para estimar el valor de C existen varias fórmulas, pero la más habitual es la de Manning, según la cual:

$$C = \frac{1}{n} * R^{1/6} \quad (44)$$

Reemplazando la ecuación (44) en la (43) se tiene:

$$U = \frac{1}{n} * R^{1/6} * R^{1/2} * i^{1/2}$$
$$U = \frac{1}{n} * R^{2/3} * i^{1/2} \quad (45)$$

Si queremos obtener el caudal Q, éste será:

$$Q = U * \Omega$$

$$Q = \frac{\Omega}{n} * R^{2/3} * i^{1/2}$$

La ecuación de Chezy es la ecuación de Darcy-Weisbach expresada en forma diferente ya que:

$$U = c * (R * i)^{0,5}$$

$$U^2 = c^2 * R * i$$

$$i = \frac{U^2}{c^2 * R}$$

$$i = \frac{2g}{c^2} * \frac{1}{R} * \frac{U^2}{2g}$$

En el caso de movimiento uniforme  $i = j = j^*$  y sustituyendo  $R = D/4$  para el caso de conducto circulares, se tiene que:

$$i = j = j^* = \frac{2g}{c^2} * \frac{1}{D/4} * \frac{U^2}{2g}$$

$$j = \frac{8g}{c^2} * \frac{1}{D} * \frac{U^2}{2g}$$

si hacemos:  $f = \frac{8g}{c^2}$  tendremos

$$j = f * \frac{1}{D} * \frac{U^2}{2g}$$

que es la ecuación de Darcy-Weisbach.

#### 8.A.5.5.- Pérdidas de Energía Localizadas

Se denominan pérdidas de energía localizadas a aquellas que se producen por algún accesorio o singularidad en una longitud pequeña de la conducción y que pueden considerarse en una sección dada, en oposición a las generalizadas, que se deben al rozamiento a lo largo del recorrido.

Las pérdidas localizadas se producen tanto en los conductos a presión como en conducciones a superficie libre. En los primeros se deben a la presencia de válvulas, curvas, reducciones, etc y en el segundo caso en las obras de arte que éstas pudieran poseer.

Las pérdidas localizadas en conducción a presión dependen de la energía cinética del escurrimiento, es decir:

$$J_1 = k \frac{U^2}{2g}$$

donde:

$U$  = velocidad media.

$g$  = aceleración de la gravedad.

$J_1$  = pérdida localizada en m.

$k$  = constante propia para cada accesorio.

La figura 8.A.29 muestra el trazado de la líneas de energía y piezométrica; en ellas se producen una caída vertical de la línea de energía en la sección donde se encuentra el accesorio.

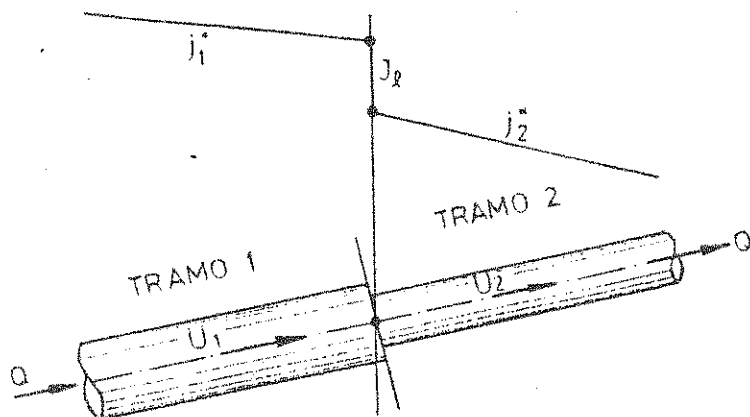


Figura 8.A.29

#### Pérdidas localizadas en conducciones a presión

En la misma figura se presenta una cañería de diámetro  $D_1$  que pasa a otro diámetro  $D_2$  menor a través de una transición brusca. La línea de energía del primer tramo tiene una pendiente  $j_1^*$ , en coincidencia con el accesorio se produce la pérdida localizada  $J_1$  y la línea de energía continúa con una pendiente  $j_2^*$  mayor por ser el diámetro del segundo tramo menor que el del primero.

El origen físico de la pérdida localizada se esquematiza en la figura 8.A.30 en la cual se observa un borde que diverge y analizaremos dos secciones una con velocidad media  $U_1$ , presión  $p_1$  y superficie  $\Omega_1$  y la segunda con  $U_2$ ,  $p_2$  y  $\Omega_2$ .

Al ser mayor la sección  $\Omega_2$  debido a la divergencia en virtud de la ecuación de continuidad será menor  $U_2$  y por lo tanto mayor  $p_2$ . Se origina entonces por la divergencia un gradiente adverso de presiones es decir en sentido opuesto al del escurrimiento.

En la subcapa laminar, en la cercanías del borde, existe una gran variación de velocidades, entonces una partícula que se halla en la sección 1 a una distancia  $\delta'$  del contorno cuya velocidad sea  $V_1$  y su energía cinética  $V_1^2/2g$  tal que esta última sea la necesaria para vencer el gradiente adverso de presiones  $(p_2 - p_1)/\tau$ , podrá alcanzar la sección 2 transformando toda su energía cinética en energía de presión, de modo que su velocidad en dicha sección será nula.

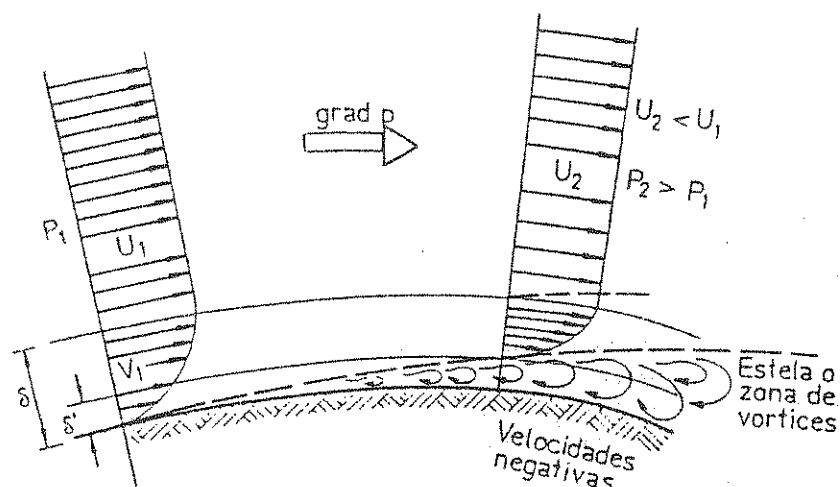


Figura 8.A.30

#### Separación de la capa límite

Todas las partículas que se encuentren por debajo del nivel  $\delta'$  del borde tienen menos energía aún y obviamente no podrán superar al gradiente adverso de presiones y su movimiento se convertirá en uno de sentido contrario al del escurrimiento.

El sector de velocidades negativas que se observa en la sección 2, representa una área de baja presión que tiene en sus inmediaciones un área de mayor presión la que produce la formación de una zona de vórtices denominada estela.

El proceso descrito es conocido como "separación de la capa límite"; en el cual el sentido opuesto de la velocidad en la zona vorticosa produce resistencias adicionales al escurrimiento. Esto se ve claramente en la figura 8.A.31 en la cual hay un escurrimiento alrededor de una forma cilíndrica, también se observa esto con la forma en movimiento y el líquido en reposo, lo cual es físicamente equivalente.



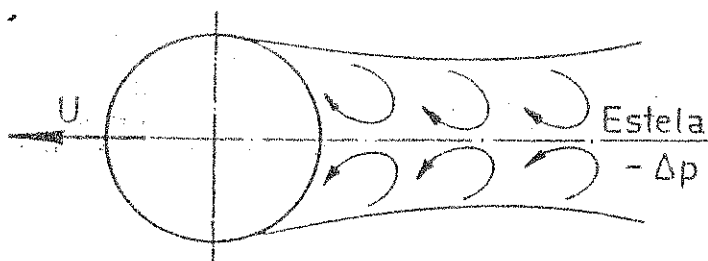


Figura 8.A.31

### Formación de "Estela" o "Resistencia de Forma"

Para conservar una velocidad \$U\$ del cilindro se debería vencer la resistencia debida a la subcapa laminar (zona convergente) y la que se origina en la depresión de la estela que se llama resistencia de forma, es por ello que se trata de utilizar formas fluidodinámicas que minimicen estos efectos reduciendo la estela.

### 8.A.6.- Aplicaciones de las Ecuaciones Básicas

#### 8.A.6.1.- Aplicación a una Conducción de dos Tramos con Diámetro Creciente

En este punto se aplicarán las ecuaciones básicas y se podrá así obtener importantes conclusiones conceptuales para el cálculo de conducciones.

La figura 8.A.32 muestra una instalación constituida por dos reservorios \$R\_1\$ y \$R\_2\$ comunicadas por una conducción que presenta dos tramos de diámetros \$D\_1\$ y \$D\_2\$, siendo \$D\_2\$ mayor que \$D\_1\$. Entre ambos reservorios existe una diferencia de cotas \$H\_t = cte\$. con la cual el caudal \$Q\$ que ingresa al reservorio \$R\_1\$ es igual al saliente \$Q\$ del reservorio \$R\_2\$ lo que conforma un régimen permanente.

El primer paso será trazar las líneas de energía y piezométrica para el estudio del escurrimiento desde el punto de vista hidrodinámico. Planteamos entonces la ecuación de continuidad.

$$Q = U * \Omega = U_1 * \frac{\pi D_1^2}{4} = U_2 * \frac{\pi D_2^2}{4} \quad (46)$$

y la ecuación de Darcy-Weisbach

$$\Delta J^*_{i-j} = f * \frac{\Delta l_{i-j}}{D} * \frac{U_i^2}{2g} \quad (47)$$

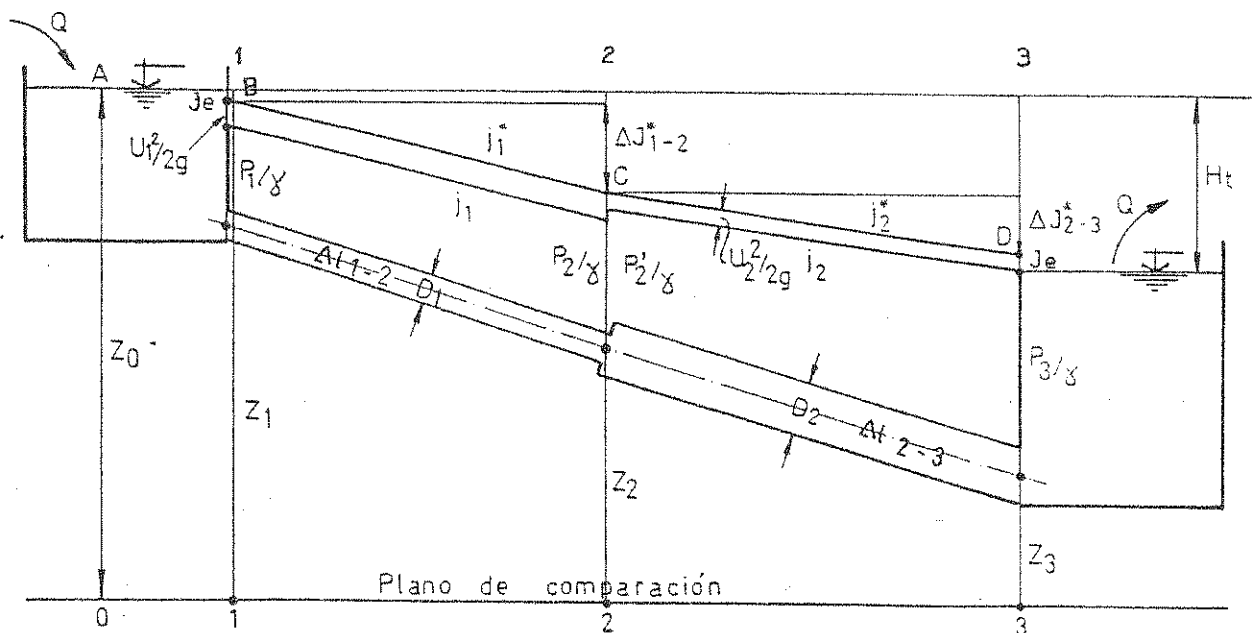


Figura 8.A.32

### Conducción de diámetro creciente

Conocido el caudal y el diámetro se pueden calcular con la ecuación (46) las velocidades  $U_1$  y  $U_2$ .

Con la aplicación de la ecuación (47) se obtiene la pérdida de energía en el primer tramo:

$$\Delta J^*_{1-2} = f * \frac{\Delta l_{1-2}}{D_1} * \frac{U_1^2}{2g} = j_1^* * \Delta l_{1-2} \quad (48)$$

Para obtener el nivel de energía en la sección 2-2 (punto C de la figura 8.A.32) debemos restarle el valor  $\Delta J^*_{1-2}$  al nivel del líquido en el reservorio  $R_1$ .

La línea que se extiende entre los puntos B y C constituye la línea de energía que es una recta de "pendiente"  $j_1^*$ .

La línea piezométrica se obtiene descontando a la línea de energía el valor  $U_1^2/2g = \text{cte}$ , y dado que el primer tramo el diámetro  $D_1$  se mantiene constante,  $U_1$  no varía.

Planteando la ecuación de Bernoulli entre las secciones 1-1 y 2-2, se tendrá:

$$Z_1 + \frac{P_1}{\tau} + \frac{U_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\tau} + \frac{U_2^2}{2g} + \Delta J_{1-2}^*$$

Esta última expresión es válida y corresponde a la sección que se encuentra un infinitésimo antes del cambio de sección.

En el segundo tramo, trazamos una horizontal por el punto C de la figura 8.A.32 que representa el nivel de energía en la sección 2-2.

La pérdida de energía en el segundo tramo será:

$$\Delta J_{2-3}^* = f * \frac{\Delta l_{2-3}}{D^2} * \frac{U_2^2}{2g} = j_2^* * \Delta l_{2-3} \quad (49)$$

Para determinar el nivel de energía de la sección 3-3, es decir, la sección antes de entrar en el reservorio  $R_2$ , se debe restar el valor dado por la (49) al valor de la longitud que pasa por C. Si unimos D con C obtenemos la línea de energía cuya "pendiente" es  $j_2^*$ .

Si restamos el valor  $U_2^2/2g$  a la línea de energía podremos determinar la línea piezométrica, que deberá pasar por el punto D' o sea nivel del líquido en el recipiente  $R_2$ . En la embocadura se produce una pérdida de energía localizada cuyo valor es el segmento DD' y coincide con el valor de la energía cinética.

Es importante remarcar que se ha despreciado la pérdida localizada en la sección 2-2.

Analizando la expresión de la ecuación de continuidad para este caso particular (ecuación 46) se puede observar que  $U_2$  es menor  $U_1$  y por lo tanto la energía cinética en el primer tramo es mayor que en el segundo. La "pérdida de energía" es función de la energía cinética como expresan las ecuaciones (47) y (49), por lo tanto la "pendiente" en el segundo tramo será también menor que en el primero cuyo diámetro es menor.

Entonces:

$$j_1^* = \frac{f}{D_1} * \frac{U_1^2}{2g}$$

$$j^*_2 = \frac{f}{D_2} * \frac{U_2^2}{2g}$$

y al ser  $D_1 < D_2$  y  $U_1^2/2g > U_2^2/2g$ :

$$j^*_1 > j^*_2$$

Observando el figura 8.A.32, podremos notar que la línea piezométrica no solo ha cambiado su pendiente sino que también ha ascendido, con lo cual el cambio de sección produce un aumento de la presión de  $P_2$  a  $P_2'$ .

Si planteamos la ecuación de Bernoulli en dos puntos infinitamente próximos, uno a cada lado de la sección de cambio de diámetro, será:

$$Z_2 + \frac{P_2}{\tau} + \frac{U_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2'}{\tau} + \frac{U_2^2}{2g}$$

$$\frac{P_2' - P_2}{\tau} = \frac{U_1^2 - U_2^2}{2g} \quad (50)$$

La ecuación (50) indica que se produce una transformación de energía cinética en potencial. Despejando  $P_2'/\tau$  de la ecuación (50), se obtiene:

$$\frac{P_2'}{\tau} = \frac{P_2}{\tau} + \frac{U_1^2 - U_2^2}{2g} \quad (51)$$

Enunciamos aquí las conclusiones del análisis que hemos realizado:

- a - La línea de energía no puede ascender en ninguna circunstancia, ya que esto significaría generar energía de la nada.
- b - Donde exista un cambio de diámetro, la línea de energía presenta un quiebre.
- c - Además del cambio de pendiente, en el cambio de diámetro se produce un salto en la línea piezométrica (en este caso hacia arriba).

#### 8.A.6.2.- Aplicación a una Conducción de dos Tramos con Diámetro Decreciente

La resolución de este tipo de conducciones es similar al caso anterior, con la diferencia que el diámetro del primer tramo  $D_1$  es mayor que el segundo  $D_2$  (figura 8.A.33) y por lo tanto la velocidad del primero  $U_1$  será menor que el segundo  $U_2$ , entonces.

$$\frac{U_2^2}{2g} > \frac{U_1^2}{2g}$$

lo que implica que la pendiente en el segundo tramo es mayor que en el primero, es decir

$$j^*_2 > j^*_1$$

Si planteamos Bernoulli a ambos lados de la sección 2-2, resulta:

$$Z_2 + \frac{P_2}{\tau} + \frac{U_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2'}{\tau} + \frac{U_2^2}{2g} \quad (52)$$

$$\frac{P_2'}{\tau} = \frac{P_2}{\tau} + \frac{U_1^2 - U_2^2}{2g} \quad (53)$$

Al ser  $U_2 > U_1$  el segundo término de la ecuación (53) es sustractivo y por lo tanto será  $P_2'$  menor que  $P_2$ .

Las condiciones obtenidas en el punto anterior son válidas en este caso, con la salvedad que el salto de la piezométrica es hacia abajo.

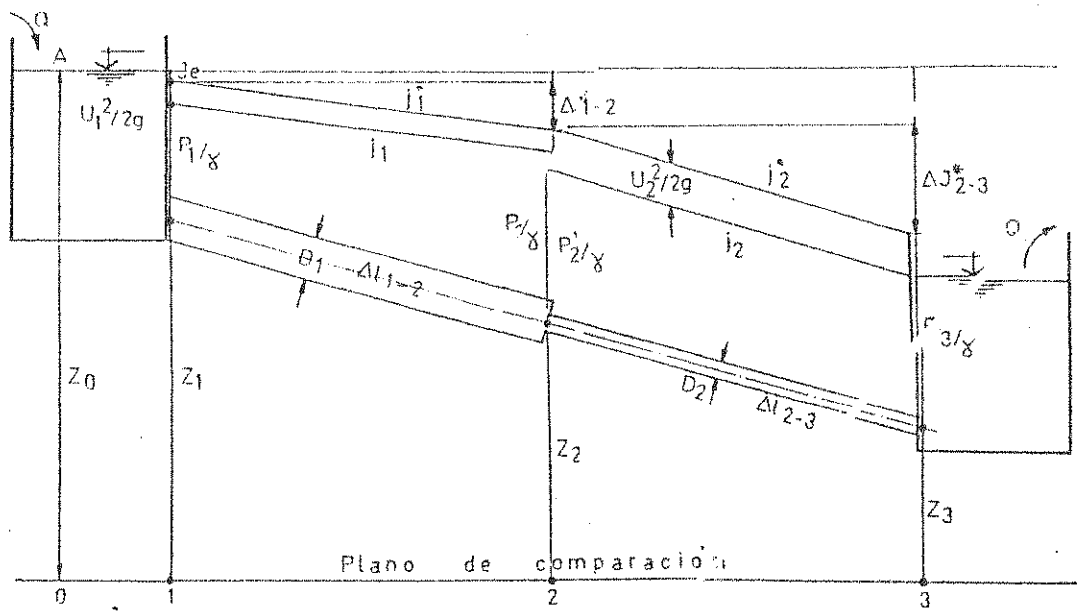


Figura 8.A.33

Conducciones de diámetro decreciente

## 8.B.- MOVIMIENTOS VARIADOS EN ESCURRMIENTOS A SUPERFICIE LIBRE

### 8.B.1 - El Concepto de Energía Propia

La energía propia está dada por la siguiente expresión:

$$H = h + \frac{U^2}{2g} = f(h) \quad (1)$$

Como podemos observar, la misma es función del tirante.

En el movimiento permanente y uniforme  $H$  es constante en todas las secciones, por lo que la derivada respecto de la longitud  $l$ , vale cero:

$$\frac{dH}{dl} = 0 \quad (2)$$

La curva de energía propia se representa en la figura 8.B.1; cada punto de la misma corresponde a una pendiente determinada. La curva presenta dos asíntotas, una recta a  $45^\circ$  que es tangente a la rama superior o sea  $U^2/2g \rightarrow 0$  cuando  $h \rightarrow \infty$  con lo que  $H \rightarrow \infty$  y la otra rama es tangente al eje de las abscisas en la que  $h \rightarrow 0$ ,  $U^2/2g \rightarrow 0$  y por lo tanto  $H \rightarrow \infty$ .

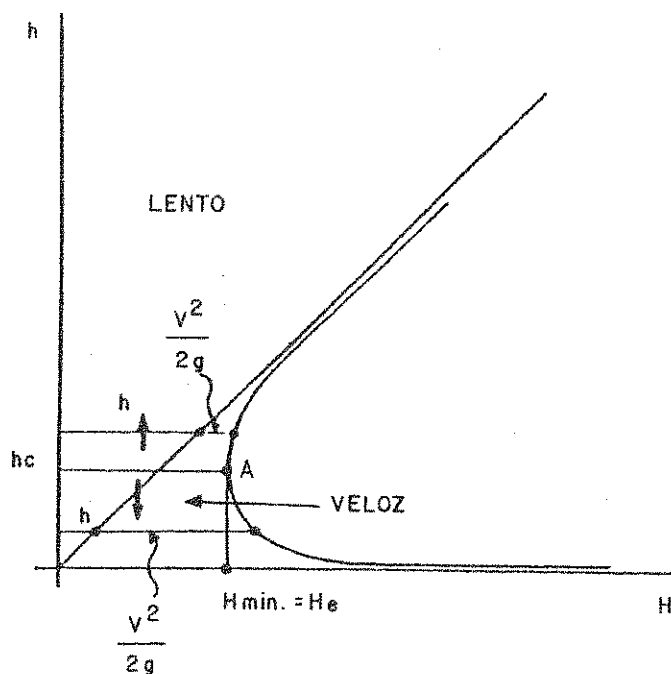


Figura 8.B.1

Energía propia en función del tirante

Si efectuamos la derivada de la energía propia respecto del tirante resulta:

$$\frac{dH}{dh} = 1 - 2 \frac{Q^2 * \Omega^{-3}}{2g} * \frac{d\Omega}{dh} = 1 - \frac{Q^2 * B}{g * \Omega^3} \quad (3)$$

observando la figura 8.B.2 vemos que:

$$d\Omega = B * dh \quad (4)$$

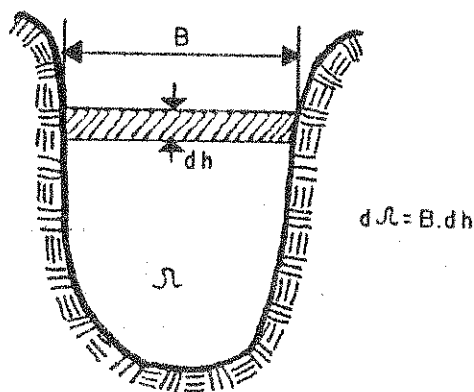


Figura 8.B.2

Ancho superficial y sección

Cuando la derivada es nula tendremos una energía propia mínima o sea el mínimo de energía para que el gasto  $Q$  pueda escurrir. A esta energía mínima le corresponde un tirante que denominaremos "tirante crítico", el que a su vez es límite entre los escurrimientos de régimen veloz y lento, como se muestra en la figura 8.B.1.

Por lo tanto el valor mínimo de la función se obtiene haciendo:

$$\frac{dH}{dh} = 0 \quad (5)$$

con lo que:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{\Omega_c^3}{B} \quad (6)$$



La expresión (6) es la condición de tirante crítico (punto A de la figura 8.B.1) que para la sección rectangular resulta:

$$h_c^3 = \frac{Q^2}{B^2 * g} \quad (7)$$

Los restantes parámetros correspondientes al mencionado punto A también reciben la denominación de "críticos" (por ejemplo, la pendiente crítica i).

## 8.B.2.- Movimientos Variados

### 8.B.2.1.- Generalidades

El movimiento permanente variado a superficie libre se presenta cuando con gasto invariante, la velocidad (y otras características) en cada punto es constante e independiente del tiempo, pero varía de una sección a otra.

Podemos tener dos tipos de movimiento, en el primero que se denomina gradualmente variado, las variaciones son paulatinas a lo largo de un tramo considerable del escurrimiento y un segundo tipo llamado bruscamente variado cuando las variaciones son locales y se desarrollan en longitudes cortas.

Las Figuras 8.B.3 y 8.B.4 muestran dos ejemplos. En particular el caso de la figura 8.B.4 es característico de las instalaciones cloacales, las cuales presentan habitualmente cambios de pendiente.

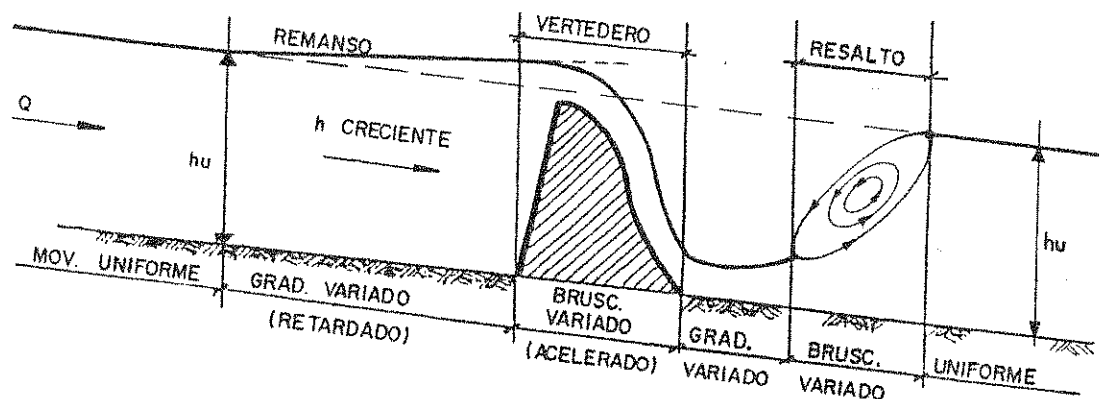


Figura 8.B.3

Movimientos variados en canales (Remansos y Resaltos)

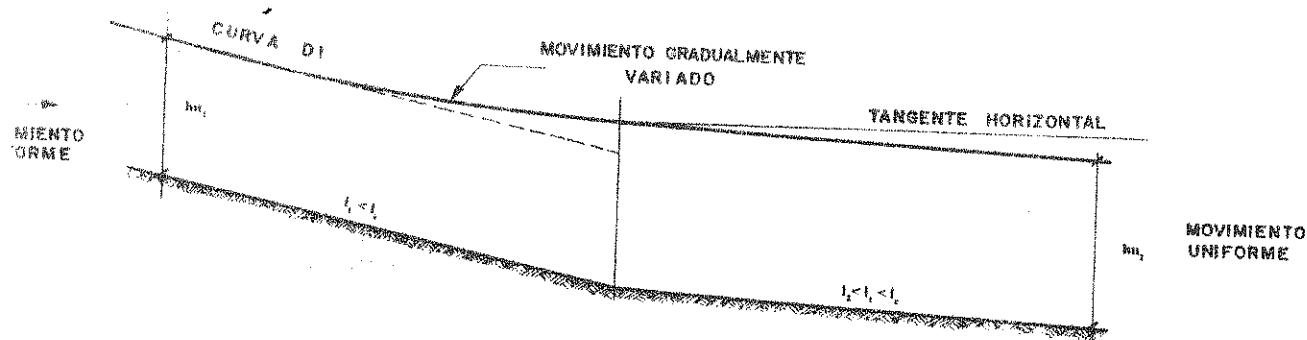


Figura 8.B.4

Movimiento gradualmente variado por cambio de pendiente

#### 8.B.2.2.- El Resalto Hidráulico

Es un fenómeno local por el cual se pasa de una manera brusca del régimen veloz al lento. Presenta una gran agitación, turbulencia y formación de espuma con una gran "pérdida" de energía.

Los tirantes  $h'$  y  $h''$  antes y después del resalto se denominan tirantes conjugados y la distancia entre ellos longitud del resalto. (figura 8.B.5).

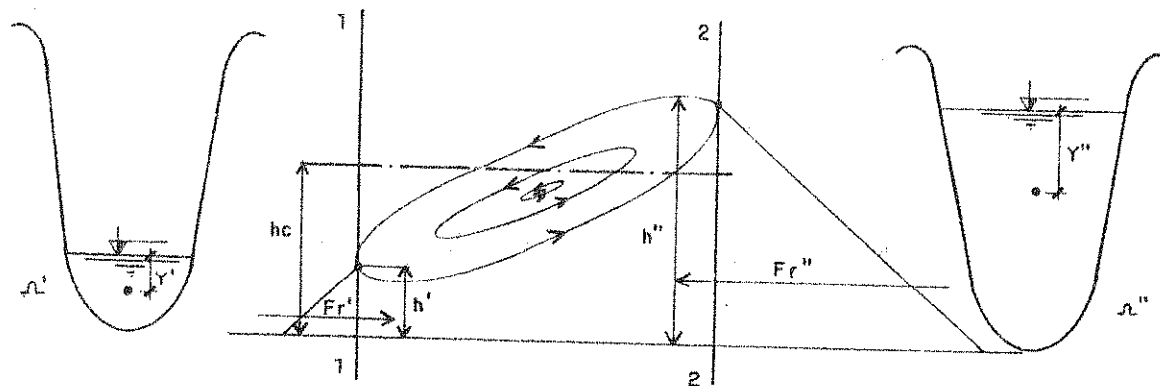


Figura 8.B.5

Tirantes conjugados del resalto

Hay tres tipos de resalto:

- Vivo, cuando  $h'' > 2h'$
- Ondulado, cuando  $2h' > h'' > 1,1h'$
- Contrapendiente, cuando  $h'' < 1,1h'$

El resalto vivo se caracteriza por una superficie libre ascendente en forma continua y es típico de resaltos de relativa altura. Es el que el proyectista debe lograr, puesto que es bien definido.

La forma ondular, por su parte, es característica de resaltos de altura pequeña. Cuando el resalto es particularmente pequeño la superficie libre puede ser continua y en algunos casos formarse rulos locales.

Debemos aclarar que el fenómeno del resalto es considerado permanente solamente en el sentido de presentar una forma media estable en un determinado período de tiempo. Los problemas que se presentan en relación al resalto vivo son:

- Determinación de los tirantes conjugados
- Cálculo de la pérdida de energía  $J^*_R$
- Cálculo de la longitud del resalto
- Localización del resalto

Para la determinación de los tirantes conjugados se aplica la ecuación de la cantidad de movimiento ya que las hipótesis del Teorema de Bernoulli no se cumplen debido a que en el escurrimiento se produce la rotura de la vena líquida, la densidad no es constante por la incorporación de aire y las líneas de corriente tienen gran curvatura.

Desarrollando la ecuación de la cantidad de movimiento suponiendo canal horizontal, despreciando los frotamientos y despreciando la viscosidad tendremos que:

$$\bar{A} = 0 = \int \rho \cdot Q \cdot (U_1 - U_2) + p_1 \cdot \Omega_1 - p_2 \cdot \Omega_2$$

$$0 = \int \rho \cdot Q \cdot U_1 - \int \rho \cdot Q \cdot U_2 + \tau \cdot y' \cdot \Omega' - \tau \cdot y'' \cdot \Omega''$$

en la que  $\tau$  es el peso específico del fluido e  $y$  es la altura del centro de gravedad de la sección.

Si dividimos por  $\tau$  y recordamos que

$$Q = U \cdot \Omega \quad ; \quad U = \frac{Q}{\Omega}$$

$$\text{será:} \quad \frac{Q^2}{g \cdot \Omega'} + y' \cdot \Omega' = \frac{Q^2}{g \cdot \Omega''} + y'' \cdot \Omega'' = \text{cte} = M \quad (8)$$

Definimos entonces la función Momenta como:

$$M = \frac{Q^2}{g \Omega} + \Omega * y \quad (9)$$

y como muestra la expresión (8) las momenta de los tirantes conjugados del resalto son iguales, es decir:

$$M' = M'' \quad (10)$$

Condición de resalto

Estudiaremos los límites de la función momenta:

- Cuando  $h \rightarrow 0$   $\Omega \rightarrow 0$   $\frac{Q^2}{g \Omega} \rightarrow \infty$  entonces  $M \rightarrow \infty$
- Cuando  $h \rightarrow \infty$   $\Omega \rightarrow \infty$   $g \Omega \rightarrow \infty$  entonces  $M \rightarrow \infty$

Para el cálculo de la mínima momenta se efectúa la derivada de la función momenta respecto del tirante. El valor del tirante que hace nula dicha expresión será, como puede demostrarse, el tirante crítico. Tendremos, por lo tanto:

Cuando M es mínimo  $\frac{dM}{dh} = 0$ , entonces se cumple:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{\Omega^3}{B}; \quad \text{que es la condición de tirante crítico}$$

No es fácil, a priori, conocer uno de los tirantes conjugados, pero si conocemos los tirantes uniformes  $h_{u1}$  y  $h_{u2}$  aguas arriba y aguas abajo del resalto, usamos entonces la siguiente regla práctica ya que los tirantes conjugados deben cumplir una de las tres condiciones:

- 1)  $h' > h_{u1}$   $h'' = h_{u2}$
- 2)  $h' = h_{u1}$   $h'' = h_{u2}$
- 3)  $h' = h_{u1}$   $h'' < h_{u2}$

¿Cómo utilizamos la regla anterior? Según la figura 8.B.6 suponemos primero, por ejemplo, que  $h' = h_{u1}$ , entrando con el punto A y conocidas las curvas de energía propia y de

momenta hallamos el punto B en la curva de momenta y luego C, sabiendo que antes y después del resalto las momentas son iguales. Con una horizontal que intercepte la curva H obtenemos el punto D y  $h''$ ; si este último es menor que el tirante uniforme  $h_{u2}$  tendremos resuelto el problema y habremos hallado la pérdida de energía  $H$ . En caso contrario probamos una de las otras dos alternativas.

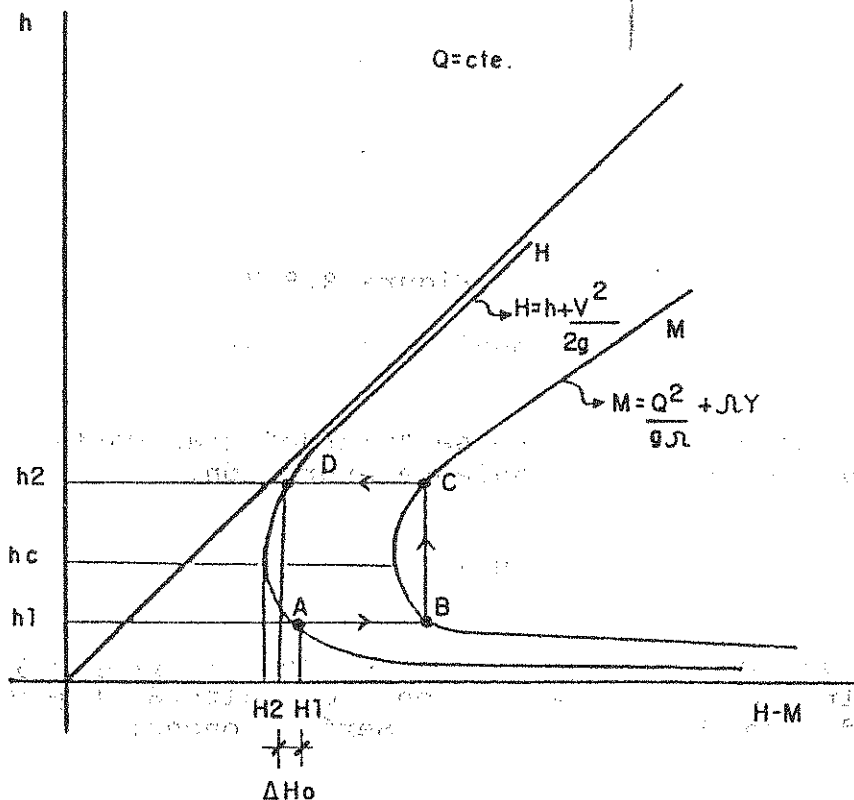


Figura 8.B.6

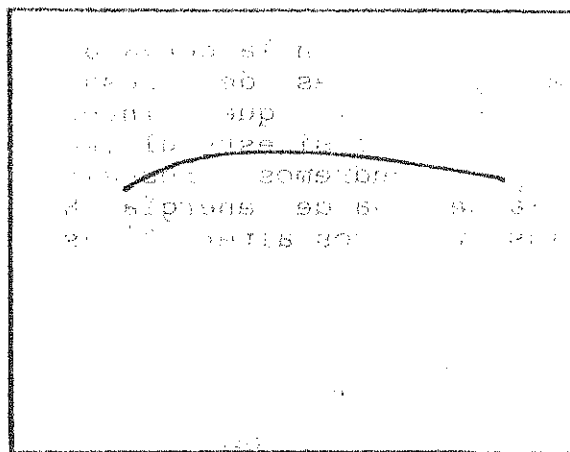
La forma de la superficie libre no se puede determinar. Existen algunas expresiones para la estimación de la longitud del resalto vivo, entre ellas tenemos las siguientes:

$$\Delta l_r = 6 * (h'' - h')$$

$$\Delta l_r = 4,5 * h'$$

y también curvas empíricas, como muestra esquemáticamente la figura 8.B.7, la que posibilita el cálculo de  $\Delta l_r$  en función de los tirantes conjugados y sobre todo, de la relación indicada en las abcisas, denominada Número de Froude.

$\frac{\Delta e}{h^2}$   
 celeridad



$$F1 = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h'}}$$

Figura 8.B.7

Longitud del resalto

En el resalto se "pierde" gran cantidad de energía hidráulica según la siguiente expresión:

$$\Delta J^* = H + i * \Delta l_r \quad (11)$$

en la que  $H$  es la variación de energía propia y el término  $i * \Delta l_r$  es la variación de altura topográfica que consideraremos despreciable. Será entonces:

$$\Delta J^* = \left( h' + \frac{U'^2}{2g} \right) - \left( h'' + \frac{U''^2}{2g} \right) \quad (12)$$

La localización del resalto no se puede realizar con precisión, y debe efectuarse el análisis de las curvas de remanso como veremos en el punto siguiente.

### 8.B.2.3.- Las Curvas de Remanso

Una curva de remanso es el perfil longitudinal de la superficie libre en un movimiento gradualmente variado.

Nos interesará entonces estudiar la expresión:

$$\frac{dh}{dl} = \frac{dh/dl}{dh/dh} \quad (13)$$

Se puede demostrar que:

$$\frac{dH}{dl} = i - j^* \quad (14)$$

en la que:

$$\text{según Chezy} \quad i = \frac{Q^2}{\Omega u^2 * C u^2 * R u} \quad (15)$$

$$j^* = \frac{Q^2}{\Omega^2 * C^2 * R} \quad (16)$$

siendo  $\Omega u$ ,  $C u$  y  $R u$  el área, coeficiente de Chezy y el radio hidráulico del escurrimiento uniforme respectivamente.

$$(13) \quad \frac{dH}{dl} = Q^2 * \left( \frac{1}{\Omega u^2 * C u^2 * R u} - \frac{1}{\Omega^2 * C^2 * R} \right) \quad (17)$$

$$\text{de donde:} \quad \begin{array}{l} \frac{dH}{dl} > 0 \\ \frac{dH}{dl} < 0 \end{array} \quad \begin{array}{l} > \\ < \end{array} \quad \text{según } h = h_u$$

Derivando la expresión de la energía propia respecto del tirante tendremos:

$$\frac{dH}{dh} = 1 - \frac{Q^2 * B}{g * \Omega^3} \quad (18)$$

$$\text{de donde:} \quad \begin{array}{l} \frac{dH}{dh} > 0 \\ \frac{dH}{dh} < 0 \end{array} \quad \begin{array}{l} > \\ < \end{array} \quad \text{según } h = h_c$$

Si reemplazamos en la (13) resulta:

$$\frac{dH}{dl} = \frac{i - j^*}{1 - \frac{Q^2 * B}{g * \Omega^3}} \quad (19)$$

que es la Ecuación Diferencial de la Curva de Remanso.

Si consideramos que  $\frac{Q^2}{g} = \frac{\Omega_C^3}{B_C}$  podremos escribir:

$$\frac{dh}{dl} = i * \frac{1 - \frac{j^*}{i}}{1 - \frac{Q^2 * B}{g * \Omega^3}} = i * \frac{1 - \frac{\Omega_u^2 * C_u^2 * R_u}{\Omega^2 * C^2 * R}}{1 - \frac{\Omega_C^3 * B}{B_C * \Omega^3}} \quad (20)$$

Si llamamos  $\frac{\Omega_C}{B_C} = h_{mc}$  y  $\frac{\Omega}{B_C} = h_m$  tendremos que:

$$\frac{dh}{dl} = i * \frac{1 - \frac{\Omega_u^2 * C_u^2 * R_u}{\Omega^2 * C^2 * R}}{1 - \frac{\Omega_C * h_{mc}}{\Omega^2 * h_m}} \quad (21)$$

Teniendo en cuenta que:

$$\Omega_u^2 * C_u^2 * R_u = \frac{Q^2}{i} \quad (22)$$

obtendremos:

$$\frac{dh}{dl} = i * \frac{1 - \frac{Q^2}{\Omega^2 * C^2 * R_i}}{1 - \frac{Q^2 * B}{g * \Omega^3}} \quad (23)$$

En la práctica se presentan dos tipos de canales: el primero, cuya pendiente es menor que la denominada crítica o "canales de débil pendiente" y el segundo, de pendiente mayor a la crítica o canales de "fuerte pendiente". En cada uno de ellos podremos definir tres zonas y en ellas se producen seis curvas que denominaremos  $D_1$ ,  $D_2$ ,  $D_3$  o  $F_1$ ,  $F_2$ ,  $F_3$  según se produzcan en canales de débil o fuerte pendiente respectivamente. (figura 8.B.8).



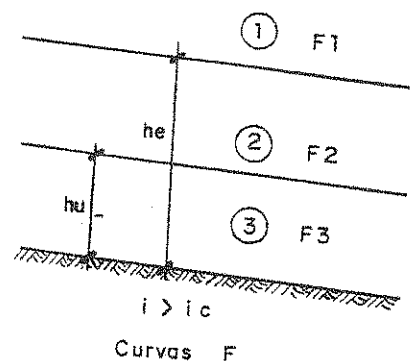
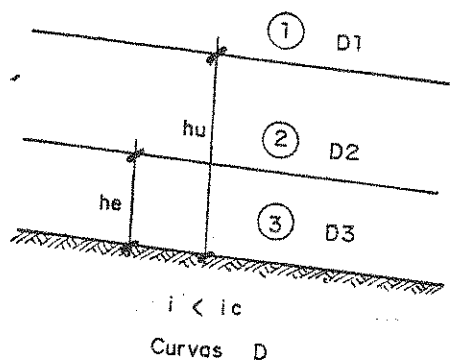


Figura 8.B.8

Las condiciones límites características de las curvas de remanso son:

$$\begin{aligned} \text{Si } h \rightarrow \infty & ; \frac{dh}{dl} \rightarrow i \text{ (horizontal)} \\ \text{Si } h \rightarrow h_u & ; \frac{dh}{dl} \rightarrow 0 \text{ (asintótica a } h_u) \\ \text{Si } h \rightarrow h_c & ; \frac{dh}{dl} \rightarrow \infty \text{ (normal a } h_c) \\ \text{Si } h \rightarrow -\infty & ; \frac{dh}{dl} \rightarrow i \text{ (horizontal)*} \end{aligned}$$

\* Esto es para el estudio matemático, en la práctica  $h \rightarrow 0$ .

Daremos entonces las principales características de las curvas mencionadas, las que se muestran en las Figuras 8.B.9 y 8.B.10 junto con ejemplos reales de los casos en que ellas se producen:

- En la zona 1 de un escurrimiento lento se formará la curva  $D_1$ . Avanzando en su recorrido, esta curva aumenta su tirante y la superficie libre tiende hacia la horizontal. Aguas arriba el tirante tiende al tirante uniforme.

- En la zona 2 de un escurrimiento lento se formará la curva  $D_2$ . Avanzando en su recorrido, esta curva disminuye su tirante, el que tiende al crítico y la superficie libre se dispone normal a este último. Aguas arriba el tirante tiende al uniforme y la superficie libre es asintótica al mismo.

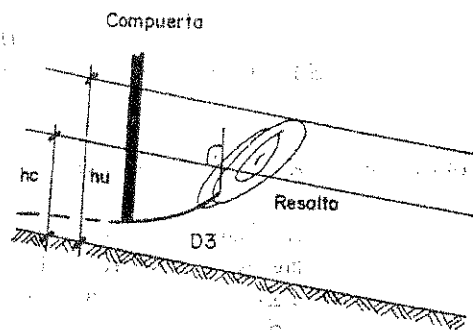
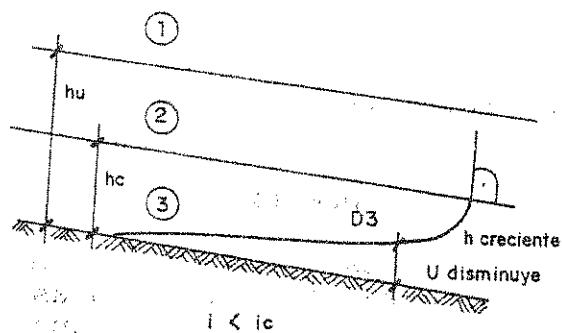
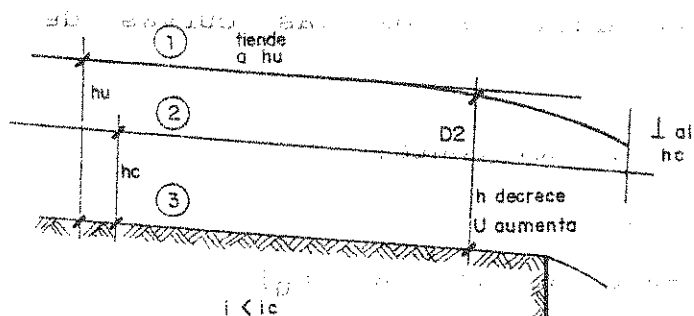
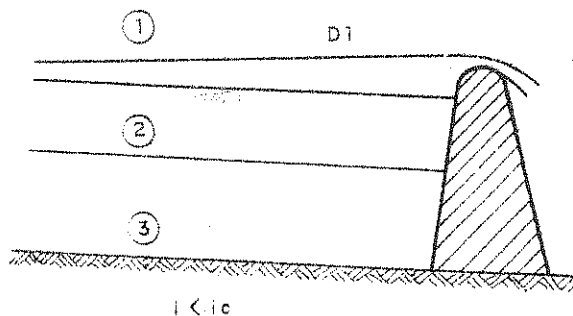
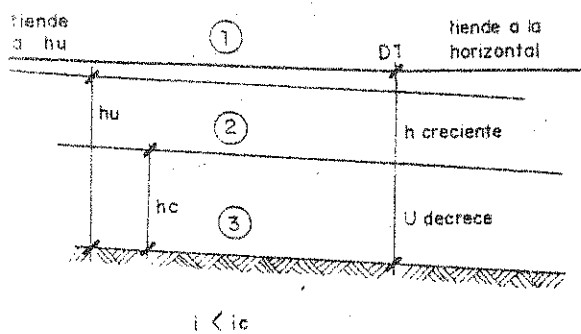


Figura 8.B.9

Remanso en canal de débil pendiente

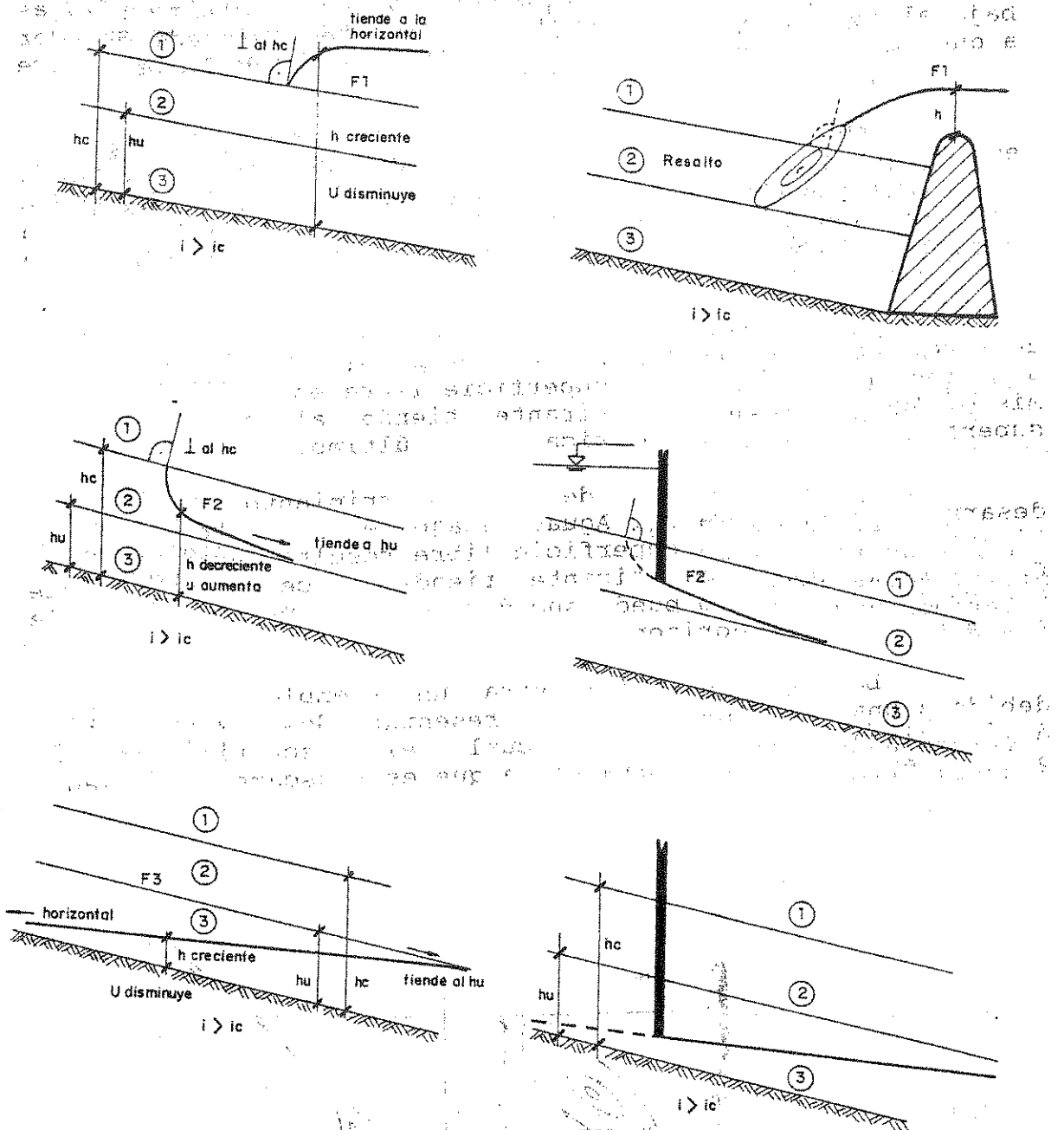


Figura 8.B.10

Remanso en canal de fuerte pendiente

- En la zona 3 de un escurrimiento lento se formará la curva  $D_3$ , que constituye un régimen veloz dentro de un canal con pendiente menor a la crítica. Aguas abajo el tirante aumenta, tendiendo al tirante crítico y por tanto la superficie libre se dispone normal a este último y aguas abajo el tirante tiende a anularse (lo que no puede suceder ya que debe escurrir el caudal  $Q$ )— y la superficie libre tiende a la horizontal.

- En la zona 1 de un escurrimiento veloz, se desarrollará la curva  $F_1$ , que representa una corriente lenta en un canal con pendiente mayor que la crítica. Aguas abajo el tirante aumenta y la superficie libre tiende a la horizontal. Aguas arriba el tirante tiende al crítico y la superficie libre es normal al mismo.

- En la zona 2 de un escurrimiento veloz se desarrollará la curva  $F_2$ . Aguas abajo el tirante tiende al uniforme, por lo que la superficie libre es asintótica al mismo. Aguas arriba el tirante tiende al crítico y la superficie libre es asintótica a este último.

- En la zona 3 de un escurrimiento veloz se desarrollará la curva  $F_3$ . Aguas abajo el tirante tiende al tirante uniforme y la superficie libre resulta asintótica al mismo. Aguas arriba el tirante tiende a cero (nuevamente aclaramos que esto no puede suceder) con lo que la superficie libre tiende a la horizontal.

La figura 8.B.11 muestra un ejemplo en el cual debido a una compuerta se presentan dos zonas bien diferenciadas, una en la cual el escurrimiento es gradualmente variado y otra en la que es bruscamente variado.

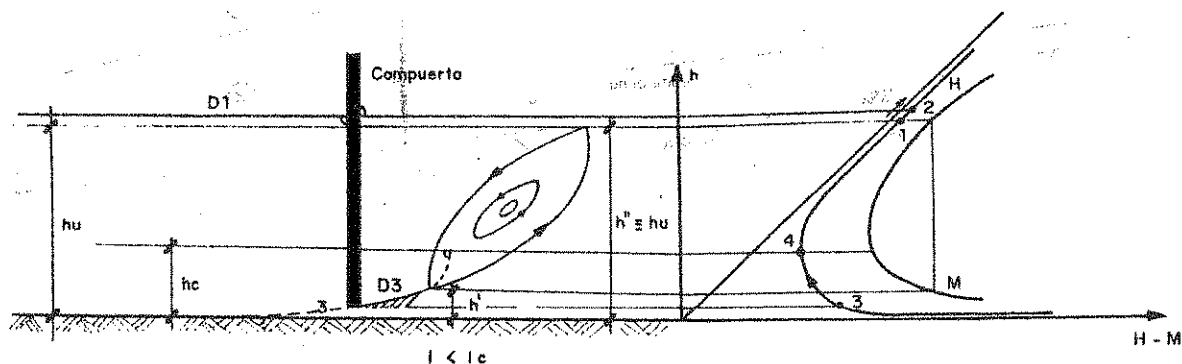


Figura 8.B.11

Ejemplo de resolución de "Remanso y Resalto" debidos a una singularidad (compuerta)

Para la determinación de la superficie libre deberán calcularse los tirantes conjugados, la longitud del resalto y para su localización se deberá analizar la curva de remanso que corresponde al caso en particular.

En realidad se esquematiza la solución del perfil de la superficie libre para el caso de la singularidad que representa una compuerta que posibilita el escurrimiento con tirante menor que el crítico en un canal de débil pendiente.

## 8.C.- TEORIA DEL CALCULO ESTRUCTURAL DE CAÑERIAS

### 8.C.1.- Teoría Tradicional

#### 8.C.1.1.- Generalidades

En el caso más general, una conducción enterrada en una zanja, está sometida a las solicitaciones que se desprenden de la figura 8.C.1.

En la misma se puede apreciar la zanja excavada, y el apoyo del caño en una cama de material adecuado.

Para tener en cuenta todas las solicitaciones posibles, y además, para evidenciar mejor la interacción caño-suelo, se ha elegido un caño flexible, entendiendo como tal, en primera aproximación, a aquel que se deforma significativamente en relación al diámetro, por acción de las cargas externas y antes de que se produzca su colapso.

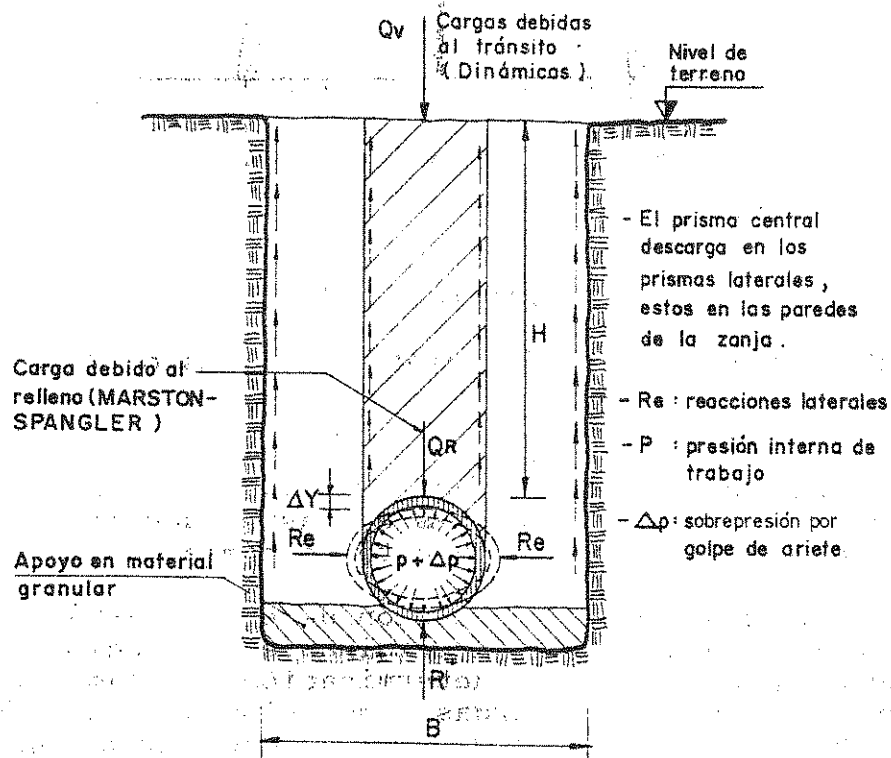


Figura 8.C.1. Solicitaciones en caño flexible (caso de zanja ancha)

Las presiones internas pueden desdoblarse en las debidas al régimen permanente (estática en caso de conducciones a gravedad y piezométrica en impulsiones) y las originadas en los movimientos transitorios o "golpes de ariete".

$p.D.1$   
 $T = V$   
 $e = 4$

Esfuerzo de tracción debido a la presión interna

Justamente, la evaluación de estas cargas, teniendo en cuenta las reacciones que originan en el suelo de apoyo y los laterales del caño y la determinación de las deflexiones y su correlación con las cargas y reacciones, constituyen la esencia del cálculo estructural que nos proponemos desarrollar.

Es de destacar, que el caso particular de caños rígidos (pequeña deformación previa al colapso), constituye un capítulo en que, la relación carga deformación juega un rol distinto que en el caso del caño flexible. Este concepto se evidencia claramente en el esquema de la figura 8.C.1 puesto que una menor ovalización, dará lugar a una menor reacción lateral del suelo de relleno circundante.

Por otra parte, los caños para conducciones de drenaje, no estarán, obviamente, solicitados por presión interna, con lo que se profundiza aún más, la necesidad de un criterio de selección en base a las "cargas externas" el que será en realidad la consecuencia lógica de toda la teoría a exponer y que contraría a la errónea práctica usada en la actualidad de seleccionar únicamente en base a la "clase" del caño.

En resumen, para la selección y/o verificación de caños en presión deben ser considerados ambos tipos de solicitaciones, es decir la debidas a la presión interna y las debidas a las cargas externas. En las cañerías de drenaje, sin presión interna, solamente las cargas externas definen los espesores necesarios para soportarlas.

De todo lo expuesto surge claramente que la capacidad de soportar cargas por parte de un caño enterrado depende de:

- a) La resistencia intrínseca del caño y consecuentemente su capacidad relativa de deformación.
- b) La magnitud y distribución de cargas alrededor del caño.
- c) El soporte brindado por el terreno circundante.

Los dos primeros factores están vinculados directamente con el tipo de suelo del relleno, y el grado de compactación del suelo de apoyo y lateral. Es decir el grado de rigidez relativo entre caño y suelo de apoyo.

La Teoría de Marston, originalmente aplicada al caso de los caños rígidos y luego extendida a los flexibles, permitirá evaluar las magnitudes de las cargas debidas al relleno. En cambio, los estudios de Spangler, perfeccionados en la Universidad de Iowa, posibilitará el encare del análisis de las deflexiones, de gran aplicación en el caso del cálculo de los caños flexibles.

#### **8.C.1.2.- Condiciones de Instalación, Definiciones y Conceptos de Utilidad Posterior**

El ancho de la zanja juega un rol importante, puesto que la fricción entre el relleno y el material de suelo no alterado al excavarla, tienen influencia en las cargas actuantes sobre el caño.

Esa acción, fundada en el "efecto de arco", tendrá una influencia distinta según sea el ancho de la zanja, por ello se definen los dos tipos fundamentales de instalación:



- a) En zanja angosta, en la que el caño de diámetro externo  $De$  está instalado en una zanja de ancho  $B$  relativamente pequeño frente a  $De$ . Una vez instalado, se lo rellena hasta la tapada  $H$  tal como puede apreciarse en la figura 8.C.3.

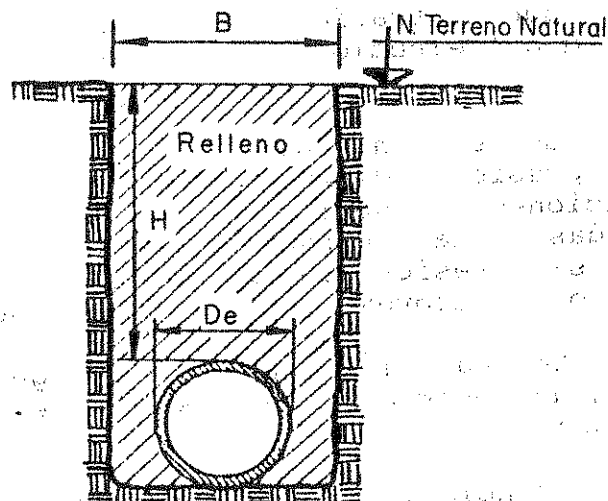


Figura 8.C.3

Caño en condición de "zanja angosta"

- b) En terraplén. Este caso admite a su vez dos posibilidades, a saber:

- b1) Terraplén en proyección positiva. Corresponde a la instalación del caño sobre un terreno que previamente recibirá un relleno y que presenta su extrados por encima del terreno natural, tal como puede apreciarse en la figura 8.C.4. En este caso  $B$  es  $\infty$ . El caso de "zanja ancha" resulta un caso particular de la instalación en "terraplén proyección positiva", en el que el ancho  $B$  es considerablemente mayor que  $De$ .

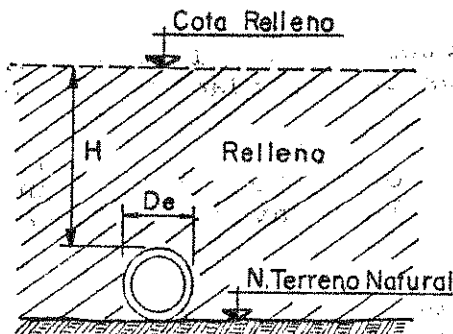


Figura 8.C.4

Caño en proyección positiva

- b2) Terraplén en "proyección negativa" Es el caso de la figura 8.C.5, en el que se aprecia el caño instalado en una zanja excavada en el suelo natural y con su "extradós" por debajo del nivel del mismo. Posteriormente se practica un relleno que supera al nivel del terreno natural. En realidad constituye una alternativa más favorable que la "proyección positiva", puesto que parte de las cargas son transferidas a los costados de la zanja excavada, por causa del "efecto de arco".

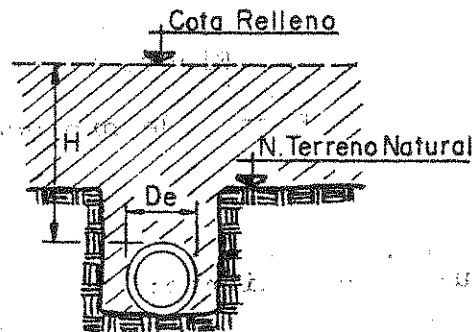


Figura 8.C.5

Caño en proyección negativa

A continuación, se definen conceptos necesarios para desarrollar posteriormente las teorías centrales del presente capítulo.

**- Factor de Proyección:**

Se define como la relación:

$$f = h/D \quad (1)$$

De la figura 8.C.6, se deduce el significado de los parámetros en juego y la relación:

$$f = 1 - 0,5 * (1 - \cos \alpha) \quad (2)$$

Es un concepto utilizado para instalaciones en "zanja angosta".

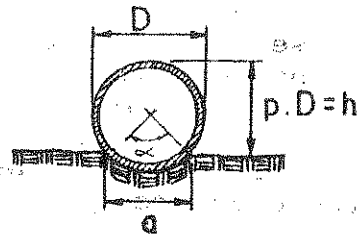


Figura 8.C.6

### Factor de proyección

#### - Plano de igual asentamiento:

Para tapadas relativamente grandes, existe un plano de altura  $H_e$  a partir del cual los asentamientos no son perturbados por la presencia del caño.

Lo definimos como plano de "igual asentamiento" y puede tener existencia real o imaginaria. Es un concepto de suma utilidad para las instalaciones en terraplén.

#### - Coeficiente de Asentamiento:

Se define como la relación entre el asentamiento del terreno a ambos lados del caño y el hundimiento del extradós del mismo.

De la figura 8.C.7, en la que se esquematizan los distintos asentamientos, se deduce que el "coeficiente de asentamiento" definido es:

$$\Gamma_{SD} = \frac{(\Delta_S'' + \Delta_S') - (\Delta_S + \Delta_D)}{\Delta_S''} \quad (3)$$

En la que:

- $\Delta_S''$  es el asentamiento del relleno de espesor  $pD$ .
- $\Delta_S'$  es el asentamiento del terreno de apoyo.
- $\Delta_S$  es el asentamiento del apoyo del caño.
- $\Delta_D$  es el acortamiento del diámetro vertical del caño.

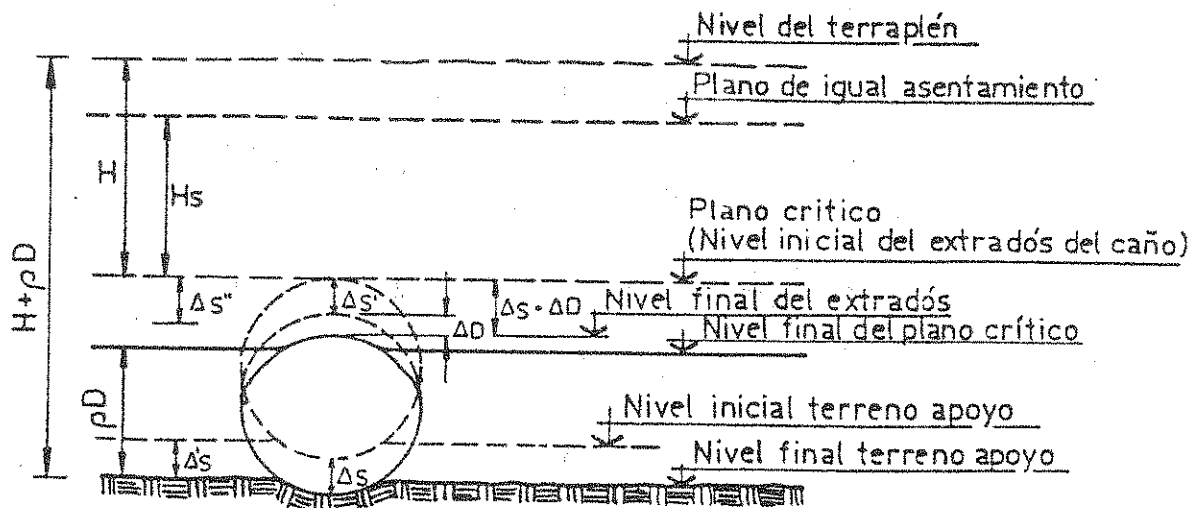


Figura 8.C.7

#### Asentamientos

De la figura 8.C.7 se deduce que:

- Si los dos asentamientos (laterales y del extradós) son iguales, resulta  $\Gamma_{SD} = 0$ .
- Si el extradós cede más que los laterales - caso del caño flexible en el que el peso del prisma de tierra es aliviado por la fricción en los planos verticales tangentes al caño -  $\Gamma_{SD}$  resulta negativo (figura 8.C.8.a).
- Si el extradós cede menos que el terreno adyacente,  $\Gamma_{SD}$  resulta positivo y el peso del prisma de tierra sobre el caño es aumentado por el efecto de "arrastre" de la fricción en los planos verticales tangentes (figura 8.C.8.b).

Este concepto de coeficiente de asentamiento, es utilizado para instalaciones en terraplén y en particular, para el caso del caño flexible, dá lugar a un "efecto de arco" evidenciado en la figura 8.C.8.b. configurando lo que llamamos "efecto de zanja inducida".

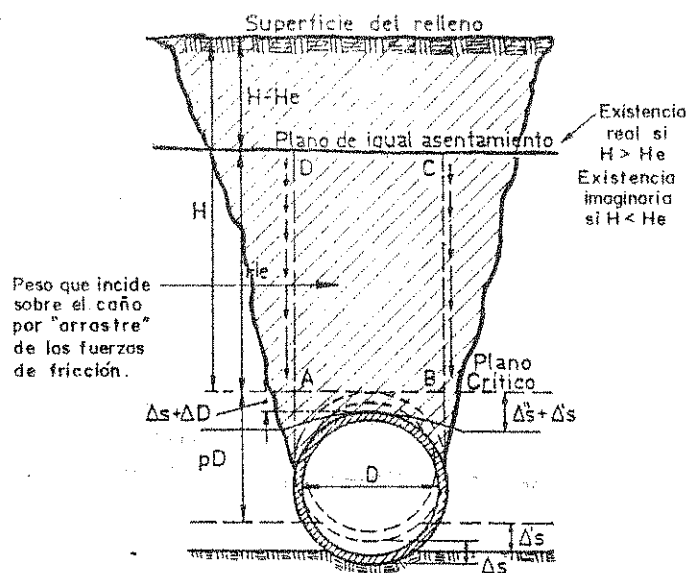


Figura 8.C.8.a

Proyección positiva incompleta ( $H > H_e$ )  
(caños rígidos en terraplén)

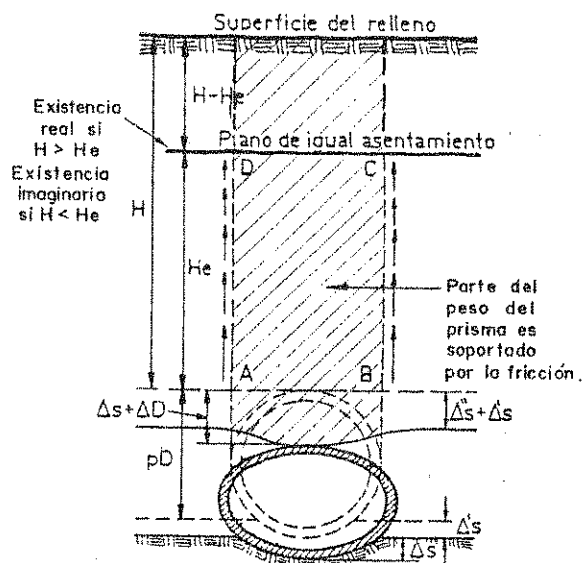


Figura 8.C.8.b

Zanja inducida incompleta ( $H > H_e$ )  
(caños flexibles en terraplén)

Si  $Q_R$  es la carga debida al terreno que efectivamente actúa sobre el caño y  $P$  es el peso del prisma de tierra delimitado por los planos verticales tangentes al mismo, podemos completar y acotar el concepto de "coeficiente de asentamiento" (cuadro 8.C.1).

Cuadro 8.C.1

Instalación en terraplen proyección positiva

Relación $Q$ $Q_R/P$	Signo de $\Gamma_{SD}$	Comportamiento del caño respecto al terreno	Observaciones
$>1$	$+$	Rígido	Completa, si $H < H_e$ Incompleta, si $H > H_e$
$<1$	$-$	Flexible (zanja "inducida")	Completa, si $H < H_e$ Incompleta, si $H > H_e$

La caracterización de "completa" o "incompleta" implica si el plano de igual asentamiento tiene existencia real o imaginaria.

Si  $H$  es  $< H_e$  el efecto de la fricción en los planos laterales se da en forma completa. En cambio, es incompleta la acción de la fricción, cuando  $H > H_e$ , puesto que a partir del plano de igual asentamiento, no existe fricción originada en el desplazamiento relativo de los laterales y el prisma central.

8.C.1.3.- Ecuación de Marston para Zanja Angosta

8.C.1.3.a.- Aplicación a Caños Rígidos

Tal como puede apreciarse en la figura 8.C.9, en el caso de caño rígido, colaboran las fuerzas debidas al rozamiento en los laterales de la zanja.

Al ser el caño rígido, la deformación del prisma del relleno es superior al del relleno adyacente, por lo que se deforma menos y en consecuencia la presión ejercida sobre el caño es mayor que en los laterales.

Ello implica una distribución de presiones como la indicada, mayor sobre el caño que en los laterales. Se acepta como hipótesis de carga, la que se obtiene de distribuir a la presión media según todo el ancho de la zanja.

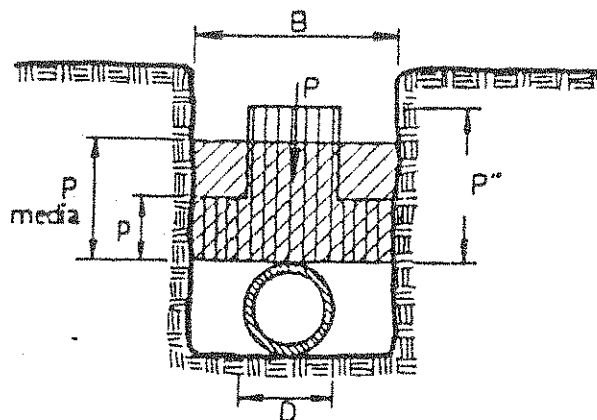


Figura 8.C.9

#### Hipótesis de carga para caños rígidos

El esquema de la figura 8.C.10, posibilita evaluar el equilibrio del elemento de "suelo de relleno" de altura infinitésima  $dh$ , definido por la igualdad:

$$P + \tau * B * dh = P + dP + 2R \quad (4)$$

Donde:

$P$  = fuerza por unidad de longitud debida a la tierra.

$\tau * B * dh$  = peso, por unidad de longitud, del elemento de tierra de relleno.

$P + dP$  = reacción, por unidad de longitud, de la tierra situada debajo del elemento en estudio.

$R$  = es el rozamiento, por unidad de longitud, con las paredes laterales de la zanja.

El rozamiento está dado por:

$$R = \frac{K * \mu' * P}{B} * dh \quad (5)$$

Donde:

$\mu'$  = coeficiente de rozamiento entre relleno y paredes de la zanja ( $\mu = \tan \phi$ ).

$\phi$  = ángulo de fricción interna del material de relleno y que se supone igual al del suelo en que se excavó la zanja.

K = coeficiente de Rankine que posibilita determinar la fuerza horizontal en función de la vertical.

Reemplazando en (4), operando e integrando entre 0 y H (para  $h = H$  resulta  $P = Q$ ), se obtiene la expresión de Marston:

$$Q = \frac{\tau * B^2}{2 * k * \mu'} * (1 - e^{\frac{-2 * k * \mu' * H}{B}}) \quad (6)$$

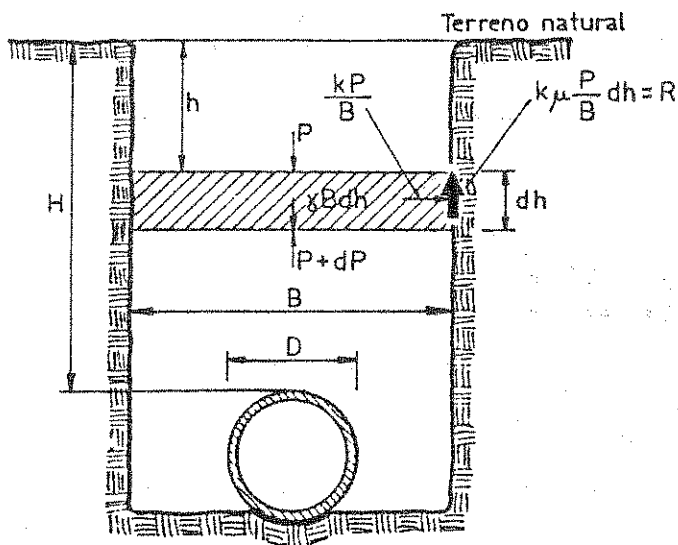


Figura 8.C.10

Fuerzas actuantes en un estrato del relleno

En la que, si hacemos:

$$C_d = \frac{1 - e^{\frac{-2 * k * \mu' * H}{B}}}{2 * k * \mu'} \quad (7)$$



Se transforma en:

$$Q = C_d * \tau * B^2 \quad (8)$$

Que es la conocida expresión de Marston para la carga debida al relleno donde:

Donde:

$Q$  = carga vertical sobre el caño (kg/m).

$C_d$  = coeficiente de carga.

$\tau$  = peso específico del relleno (kg/m<sup>3</sup>).

$B$  = ancho de la zanja a nivel del extrasdós del caño (m).

#### 8.C.1.3.b.- Aplicación a Caños Flexibles

Tal como puede apreciarse en la figura 8.C.11, existe en este caso un "doble efecto de arco", puesto que el mayor asentamiento del caño posibilita una descarga del prisma central en los planos laterales.

Pero los esfuerzos de fricción en los mismos, inducen a su vez una descarga de todo el relleno en las paredes laterales de la zanja.

En este caso, para dilucidar si el caño es flexible o no, con respecto al suelo de la zanja, estimamos suficientes la estimación "a priori" en función del material.

Es decir, los caños de materiales plásticos en general, o de acero de poco espesor, pueden ser considerados flexibles directamente.

En realidad y en términos más rigurosos, será necesario algún criterio más preciso, como lo es el "coeficiente de asentamiento", de utilidad para la evaluación en las instalaciones en terraplén.

Algunos autores fijan criterios basados en un "módulo de compresibilidad equivalente" de un cilindro homogéneo que hipotéticamente se deformaría en forma idéntica al caño que ocupa el lugar del nombrado cilindro ideal.

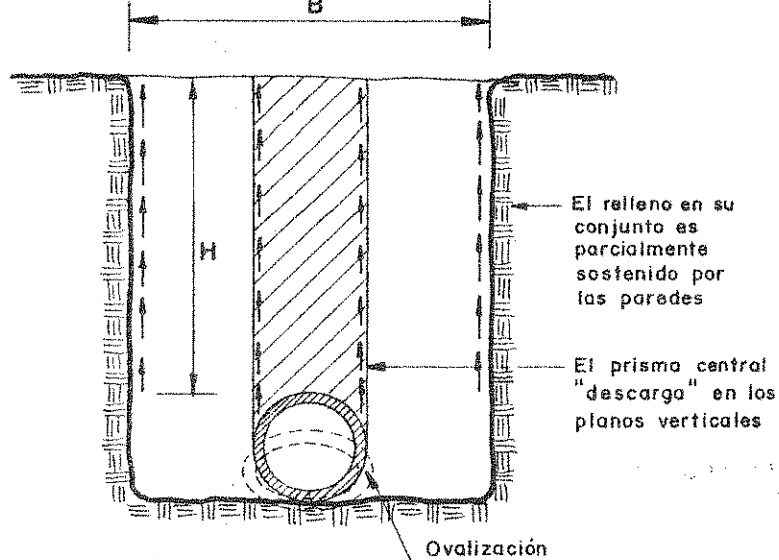


Figura 8.C.11

### Caño flexible en "zanja angosta"

La teoría que se fundamenta en el concepto anterior y algunas hipótesis de primera aproximación adoptadas -que son discutidas por los especialistas- llevan a la ecuación:

$$E_c = \frac{2 E * e^3}{\delta_c * D^2} \quad (9)$$

En la que:

$E_c$  = "módulo de compresibilidad equivalente".

$E$  = módulo de elasticidad del material del caño.

$e$  = espesor del caño.

$D$  = diámetro del caño.

$\delta_c$  = deflexión del diámetro vertical del caño que surge de la definición de "deformación unitaria del diámetro vertical" dada por:

$$E_c = \frac{\delta_c}{D} \quad (10)$$

En general, los materiales flexibles presentan grandes deformaciones ante las cargas externas y se admite que colapsan cuando esta llega a  $E_c = 0,20$ .

Para quedar del lado de una relativa seguridad, se adopta:

$$E_{cadm} = 0,05$$

por lo que:

$$\delta c = 0,05 * D$$

la que reemplazada en la (9) nos lleva al concepto de "módulo de compresibilidad equivalente admisible"

$$E_{cadm} = 400 * E * \frac{e^3}{D^2} \quad (11)$$

Si el caño es más rígido que el terreno de apoyo (menos deformable) y llamando  $E_t$  al módulo de compresibilidad del terreno, se tiene que:

$$E_{cadm} > E_t$$

para igual deformación (rigidez idéntica):

$$E_{cadm} = E_t$$

y en el caso de caño más flexible que el terreno de apoyo (más deformable):

$$E_{cadm} < E_t$$

Para el caso de "caño flexible en zanja angosta" se adopta la "hipótesis de carga" de la figura 8.C.12, la que implica menor presión -consecuentemente mayor deformación del caño que del prisma- en correspondencia con el mismo.

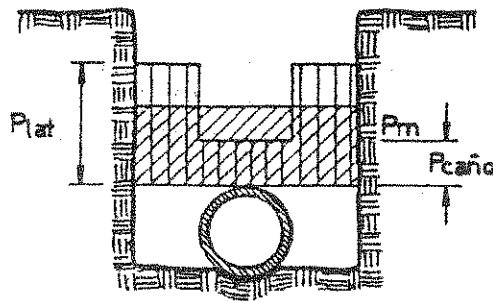


Figura 8.C.12

#### Hipótesis de cargas para caños flexibles

La carga sobre el caño se determina partiendo de la base de la ecuación (8) de Marston, considerando que la presión media a lo ancho de la zanja vale  $P_m = Q/B$ ; con lo que se obtiene:

$$P_m = \frac{Q}{B} = \frac{C_D * \tau * B^2}{B} = C_D * \tau * B$$

La fuerza actuante por unidad de longitud, de acuerdo a la hipótesis de carga adoptada será:

$$Q = P_m * D = C_D * \tau * B * D \quad (12)$$

Spangler adopta esta expresión, válida para el material de relleno lateral, compactado de manera tal que su asentamiento sea igual al del caño. Para el caso que estos difieran Voellmy corrige a la anterior con un coeficiente de concentración  $m$  el que en general resulta menor que la unidad.

Como la determinación de  $m$  es dificultosa, puesto que implica un conocimiento acabado del módulo del relleno lateral una vez compactado, y como por otra parte, más precisión sería incompatible con el grado de aproximación de las ecuaciones a la realidad práctica, en general se adopta  $m = 1$ , a menos que el proyectista tome los recaudos necesarios para su correcta evaluación.

#### 8.C.1.3.c.- Límite de Validez del Concepto de Zanja Angosta

Las ecuaciones anteriores son aplicables para el caso de "zanja angosta", pero en los trabajos de Marston no queda claramente definido el límite entre uno y otro tipo de zanja.

Es importante fijar criterios al respecto, puesto que tanto en la (8) como en la (12), la carga de relleno resulta función precisamente del ancho B.

Spangler fija la condición:

$$B_{\max} = 3 * D$$

en cambio Escorel estipula:

$$B_{\max} = 1,5 * D$$

En general, se aconseja adoptar las recomendaciones dadas por las normas de cálculo, las que reglamentan los criterios de selección de caños de los distintos materiales que oferta la industria.

#### 8.C.1.4.- La Ecuación de Marston para Proyección Positiva

El caso de "zanja ancha" puede considerarse un caso particular de la instalación en terraplen. En las Figuras 8.C.13 y 8.C.14 se observan los casos de proyección positiva y zanja inducida incompleta y completa, respectivamente.

En el segundo caso, (llamado de "zanja inducida completa" por manifestarse en forma completa, es decir en toda la tapada H, el efecto de fricción) consideramos la ecuación de Marston con un proceso deductivo similar al caso de "zanja angosta" teniendo en cuenta las diferencias entre hipótesis que se detallan a continuación:

- a) El ancho a considerar es D en lugar de B.
- b) La diferencia entre caño "rígido" o "flexible" está dada por el signo de las fuerzas resistentes debidas a la fricción en los planos verticales tangentes al caño. Las ecuaciones, entonces, contemplarán el doble signo.
- c) El coeficiente de rozamiento es  $\mu$ , el que es ahora propio del mismo material, mientras que en el caso de "zanja angosta",  $\mu'$  es el coeficiente entre material de relleno y el de la zanja.

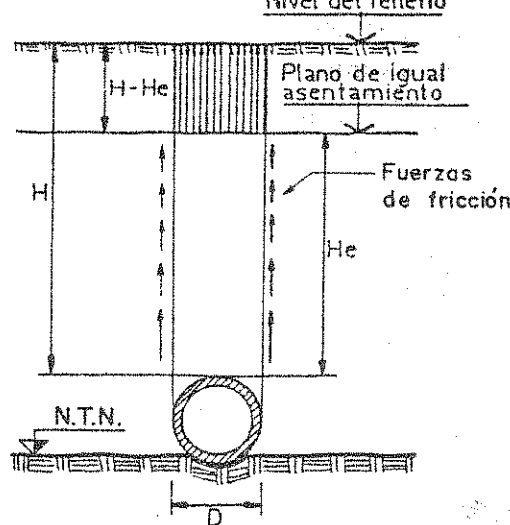


Figura 8.C.13

Proyección positiva  
incompleta

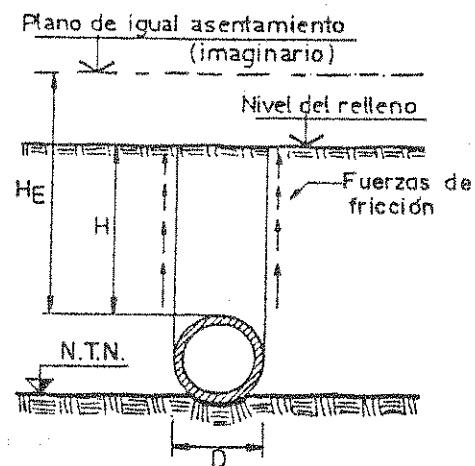


Figura 8.C.14

Proyección positiva  
completa

Con las consideraciones apuntadas, la ecuación de Marston queda:

$$Q_R = \frac{e^{\pm 2\mu H/D} - 1}{\pm 2k\mu} * \tau * D^2 \quad (13)$$

haciendo:

$$C_C = \frac{e^{\pm 2k\mu H/D} - 1}{\pm 2k\mu}$$

la (13) resulta:

$$Q_R = C_C * \tau * D^2 \quad (14)$$

En cambio, para aplicar la ecuación de Marston al primer caso -proyección positiva y zanja inducida incompleta- deberá adicionarse el efecto debido al prisma de altura (H-He), tal como puede apreciarse en la figura 8.C.15.

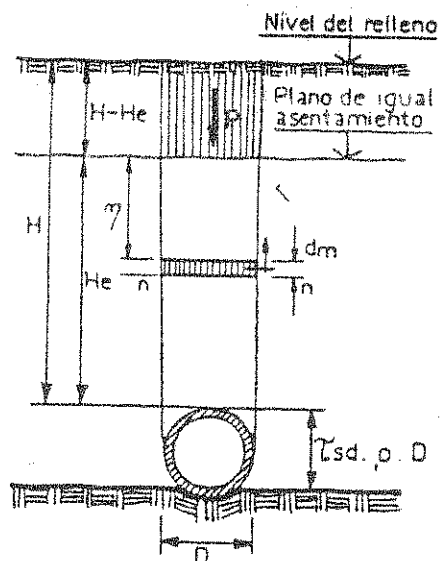


Figura 8.C.15

Acción debida al prisma de altura (H-He)

Ese efecto resulta:

$$Q' = (H-He) * \tau * D * e^{\pm 2k\mu He/D} \quad (15)$$

La carga total resulta ahora de la suma de la (13) y la (15):

$$Q = \frac{e^{\pm 2k\mu H/D} - 1}{\pm 2k\mu} * \tau * D^2 + (H-He) * \tau * D * e^{\pm 2k\mu He/D}$$

Multiplicando y dividiendo al 2do. sumando de la anterior por D y sacando  $D^2$  como factor común, se obtiene:

$$Q = \left[ \frac{e^{\pm 2k\mu H/D} - 1}{\pm 2k\mu} + \frac{(H-He)}{D} * e^{\pm 2k\mu He/D} \right] * \tau * D^2 \quad (16)$$

Haciendo a todo el corchete igual a  $C_c$ , la ecuación (16) queda:

$$Q = C_c * \tau * D^2 \quad (17)$$

Se destaca el hecho de que, en el caso de "proyección positiva" (caños rígidos) el terreno adyacente se asienta más que el prisma central, por lo tanto está imposibilitado de ejercer empuje activo contra el mismo.

Queda por analizar el caso de "zanja inducida completa o incompleta" con empuje activo, que es justamente el caso en la que esta acción puede ponerse de manifiesto al deformarse más el prisma central que los laterales.

En la figura 8.C.16 pueden apreciarse los parámetros intervinientes y nuevamente se analizan por separado las acciones debidas al prisma por encima de He y al empuje activo del suelo lateral, que se manifiesta por debajo del plano de "igual asentamiento".

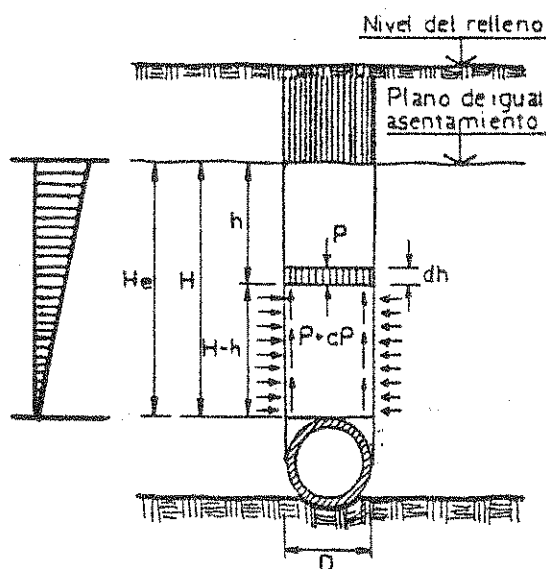


Figura 8.C.16

Equilibrio de fuerzas cuando  $H > H_e$  (caño flexible)

La presión a la altura h, debida al empuje activo vale:

$$(H-h) * \tau * dh$$

y la fuerza de rozamiento originada por debajo del plano de "igual asentamiento", debida a esta presión, será:

$$R = (H-h) * \tau * k * \mu * dh$$

Procediendo al planteo de la ecuación de equilibrio del estrato diferencial dh, elaborando e integrando, se llega a la expresión:

$$Q = [H/D - k * \mu * (H/D)^2] \tau * D^2 \quad (18)$$



Haciendo:

$$Cc = H/D - k * \mu * (H/D)^2$$

la anterior se transforma en:

$$Q = Cc * \tau * D^2 \quad (19)$$

La acción adicional proveniente del prisma situado por encima de He, lleva a la expresión:

$$Q' = (H-He) * \tau * D^2 - 2 * k * \mu * (H-He) * He \quad (20)$$

por lo que la expresión de la carga total será:

$$Q = [H/D - k * \mu * (H/D)^2] * \tau * D^2 + (H-He) * \tau * D - 2 * k * \mu * (H-He) * He$$

multiplicando y dividiendo por D el 2do sumando del segundo miembro y por D<sup>2</sup> al 3ro, sacando finalmente D<sup>2</sup> como factor común, la anterior queda:

$$Q = \left\{ \frac{H}{D} \left[ 1 - k * \mu * \left( \frac{H}{D} \right) \right] + \left( \frac{H}{D} - \frac{He}{D} \right) - 2 * k * \mu * \left( \frac{H}{D} - \frac{He}{D} \right) \frac{He}{D} \right\} * \tau * D^2$$

haciendo el contenido de la llave igual a Cc obtenemos nuevamente;

$$Q = Cc * \tau * D^2 \quad (18)$$

Nótese que las ecuaciones (14), (17) y (18) tienen la misma forma, pero es necesario destacar que los valores de Cc difieren en los 3 casos...

Esta es la forma en que es presentada en las normas la carga debida al relleno en todos los casos de proyección positiva. Las mismas brindan en general la forma de obtener Cc.

En los cuadros 8.C.2 y 8.C.3, se resumen las ecuaciones para las distintas posibilidades de instalación en terraplen y zanja angosta.

Cuadro 8.C.2.

Caños instalados en terraplen	
Ecuación General: $Q = C_C * \tau * D^2$	
Cond. de Instalación	Expresión de $C_C$
Proyección positiva completa (caño rígido)	$C_C = \frac{e^{2k\mu * H/D} - 1}{2k\mu}$
Zanja inducida completa (caño flexible y sin empuje activo)	$C_C = \frac{e^{-2k\mu * H/D} - 1}{2k\mu}$
Proyección positiva incompleta (caño rígido)	$C_C = \frac{e^{2k\mu * H/D} - 1}{2k\mu} + \left( \frac{H}{D} - \frac{H_e}{D} \right) e^{2k\mu H_e/D}$
Zanja inducida incompleta (caño flexible y sin empuje activo)	$C_C = \frac{e^{-2k\mu * H/D} - 1}{-2k\mu} + \left( \frac{H}{D} - \frac{H_e}{D} \right) e^{-2k\mu H_e/D}$
Zanja inducida completa y con empuje activo (caño flexible)	$C_C = \frac{H}{D} - k\mu \left( \frac{H}{D} \right)^2$
Zanja inducida incompleta y con empuje activo (caño flexible)	$C_C = \frac{H}{D} \left[ 1 - k\mu \left( \frac{H}{D} \right) + \left( \frac{H}{D} - \frac{H_e}{D} \right) - 2k\mu \left( \frac{H}{D} - \frac{H_e}{D} \right) \frac{H_e}{D} \right]$

Cuadro 8.C.3

Caños instalados en zanja angosta	
Caño Rígido	Caño Flexible
$Q = C_D * \tau * B^2$ $C_D = \frac{1 - e^{-2k\mu' * H/B}}{2k\mu'}$	$Q = C_D * \tau * D * B$ $C_D = \frac{1 - e^{-2k\mu' * H/B}}{2k\mu'}$

Para los casos de terraplén, proyección positiva o zanja inducida, incompletos, es necesario determinar  $H_e$ . Este valor se encuentra formulando ecuaciones basadas en que las deformaciones medidas a través del prisma central o de los prismas laterales, deben ser iguales por encima del plano de "igual asentamiento".

Para el caso "sin empuje activo" la ecuación resultante es:

$$-2K\mu \frac{H_e}{D} - 2k\mu * \Gamma_{SD} * + 1 = e^{-2k\mu H_e/D} \quad (20.1)$$

La (20.1) es una ecuación trascendente, cuya solución es posible a partir de los datos que dan las normas correspondientes.

El caso de instalaciones en que se considere el empuje activo, la ecuación es más directa:

$$H_e = D \frac{-\Gamma_{SD} * \int}{k\mu} \quad (20.2)$$

#### 8.C.1.5.- La Ecuación de Marston para Proyección Negativa

En este caso deberán tenerse en cuenta dos cargas: la  $Q_1$  debida al relleno de altura  $H_1$  y la  $Q_2$  debida al terraplén de altura  $H_2$ . La acción de la primera puede tomarse en cuenta con los conceptos ya evaluados de Marston para el caso de "zanja angosta". En cambio, para tener en cuenta la segunda, deberán considerarse las fuerzas de fricción originadas en las paredes de la zanja y debidas a la acción del terraplén.

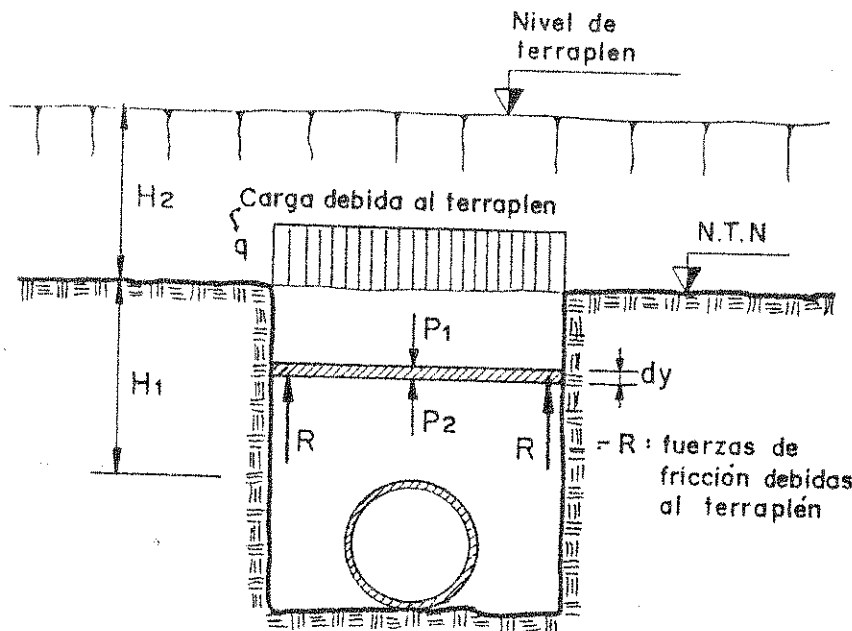


Figura 8.C.17

Cargas actuantes en proyección negativa

El valor de  $Q_1$  está dado directamente por la expresión (8). En cambio, para determinar  $Q_2$ , deberá plantearse la ecuación de equilibrio de un estrato de altura diferencial, solicitado por la carga debida al terraplén, la reacción del apoyo del estrato y las fuerzas de fricción debidas solamente a la acción del terraplén, es decir:

$$P_1 - P_2 - 2R = 0$$

La integración de la ecuación anterior, previamente elaborada y en función de los parámetros correspondientes lleva a la expresión:

$$Q_2 = C_t * \tau * B^2$$

La suma de las dos acciones resulta:

$$Q_R = (C_d + C_t) * \tau * B^2$$

y haciendo  $C_n = C_d + C_t$ , obtenemos finalmente:

$$Q_R = C_n * \tau * B^2 \quad (21)$$

La forma de calcular  $C_n$  puede obtenerse de normas o de los manuales correspondientes para el cálculo de caños de distintos materiales, editados por los fabricantes.

Es oportuno señalar, que este tipo de instalación es prácticamente ignorada por los proyectistas de nuestro medio, puesto que implica una obra "aparentemente costosa".

Ello no obstante, este prejuicio debería corroborarse en la práctica, puesto que a una obra de excavación e instalación mas cara, le corresponde un caño de menor espesor -dado el alivio de cargas de la zanja- y consecuentemente de menor costo.

Probablemente, el estudio económico que presenta y lo laborioso del mismo, sea motivo también para que no resulte atractiva ni frecuente su aplicación.

#### 8.C.1.6.- Conceptos Generales Relativos a Deflexiones, Momentos Ovalizantes y Ensayos

Es interesante ahondar algo más sobre los conceptos de caños "rígidos" o "flexibles". Desde el punto de vista de las cargas externas, el primero, con una relativamente baja deformación, presenta la propiedad de resistir la sollicitación predominantemente por su "resistencia intrínseca".

En cambio, el caño flexible aporta muy poco de sí y su capacidad de soporte de las cargas verticales se deriva de las reacciones que la ovalización del caño origina en los prismas laterales del relleno adyacente.

El colapso de los caños rígidos sobreviene súbitamente y con deformaciones muy pequeñas frente a grandes sollicitaciones.

En cambio, el colapso de los caños flexibles puede sobrevenir por pandeo o excesiva deflexión.

En cuanto a la primera causal de colapso, con pequeñas deformaciones, los especialistas no se han puesto aún de acuerdo, a pesar de avances evidentes y recientes en sus formulaciones. Ello no obstante, algunas normas para caños flexibles exigen la verificación.

En cambio, el colapso debido a deflexiones excesivas, se ha impuesto en general, debido a teorías y experimentación en general sumamente satisfactorias.

El concepto básico para la "teoría de la deflexión" es poder predecir la misma en función de la sollicitación y además acotarla convenientemente. El criterio generalizado es el de aceptar, tal como adelantamos, un 5% del diámetro original como máxima deflexión admisible.

Estudiaremos el caso de un caño sollicitado por una carga  $P$  concentrada (en realidad distribuida a lo largo del extradós) lo que constituye la base de los ensayos obligados por las normas para los distintos materiales. (figura 8.C.18).

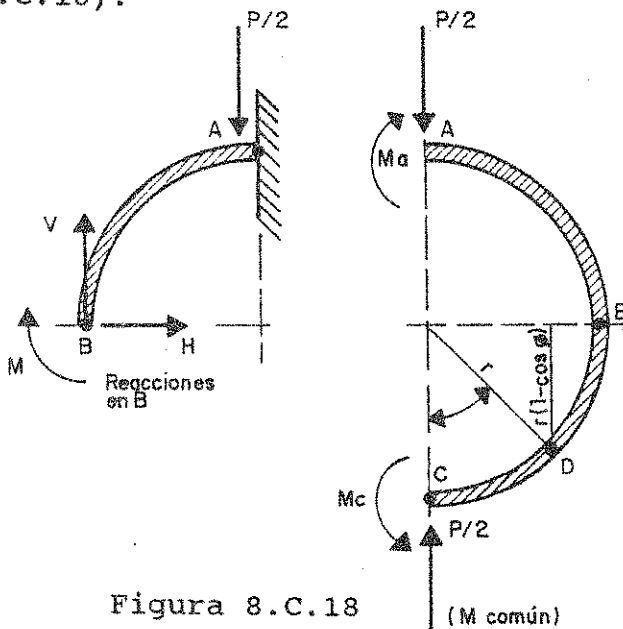


Figura 8.C.18

(M común)

Semianillo y sus sollicitaciones y 1/4 de anillo como viga empotrada en A.

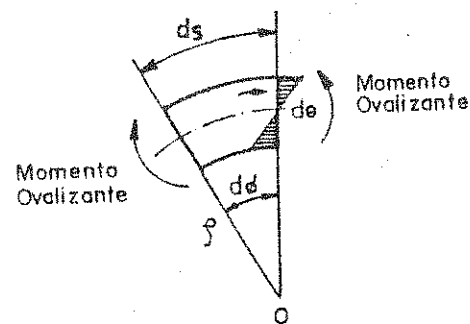


Figura 8.C.19

Deformación angular de la sección.

De la teoría elástica para anillos delgados se obtiene:

$$\frac{1}{f} - \frac{1}{r} = \frac{M}{EI} = \frac{d\theta}{ds} \quad (22)$$

Donde:

$f$  = radio de curvatura del anillo cargado.

$r$  = radio del anillo previo a ser cargado.

$M$  = momento flector en cualquier sección.

$E$  = módulo de elasticidad del material.

$I$  = momento de inercia de la sección transversal del caño.

$d\theta$  = deformación angular de una sección del anillo cargado.

$ds$  = elemento del anillo.

Considerando  $f \approx r$  de la, figura 8.C.19 se deduce:

$$ds = f * d\phi = r * d\phi$$

reemplazando en la (22) se obtiene:

$$\frac{d\theta}{r * d\phi} = \frac{M}{EI}$$

$$d\theta = \frac{M * r}{EI} d\phi \quad (23)$$

Al ser simétricas las cargas externas, la sumatoria de las deformaciones angulares es necesariamente nula, por lo que la integral de la ecuación anterior vale cero:

$$\int_A^C d\theta = \frac{r}{EI} \int_0^\pi M d\phi = 0$$

dado que:

$$\frac{r}{E * I} = \text{cte}$$

resulta:

$$\int_0^{\pi} M d\phi = 0 \quad (24)$$

Consideramos al punto A de la figura 8.C.18 como "punto fijo" y al punto C como de "movimiento libre".

La ordenada de un punto arbitrario como el D surge de la figura y vale:

$$r (1 - \cos \phi)$$

La teoría nos recuerda que el "desplazamiento horizontal de un punto" es el producto del momento en el mismo por su ordenada. Si por otra parte se considera a D (genérico) coincidente con B, se obtiene que el desplazamiento horizontal de este último vale:

$$\Delta X = \int_0^{\pi/2} r (1 - \cos \phi) d\theta$$

de la (23)

$$\Delta X = \frac{r^2}{EI} \int_0^{\pi/2} M (1 - \cos \phi) d\phi$$

al ser simétricas las cargas actuantes, la deformación en B será  $\Delta X/2$  y si se recuerda la condición dada por la (24), se tiene:

$$\Delta X = \frac{2r^2}{EI} \int_0^{\pi/2} M \cos \phi d\phi \quad (25)$$

la deflexión vertical resulta:

$$\Delta Y = \frac{2r^2}{EI} \int_0^{\pi/2} M \sin \phi d\phi \quad (26)$$

En cuanto a los diagramas de "momentos ovalizantes", estos se obtienen de la condición dada por la (24), la que resuelta brinda los valores máximos siguientes:

$$M_A = M_C = 0,318 * P * r \quad (27)$$

$$M_B = 0,182 * P * r \quad (28)$$

Las deflexiones para los mismos puntos resultan:

$$\Delta X = 0,136 * \frac{P * r^3}{E * I} \quad (29)$$

$$\Delta Y = 0,149 * \frac{P * r^3}{E * I} \quad (30)$$

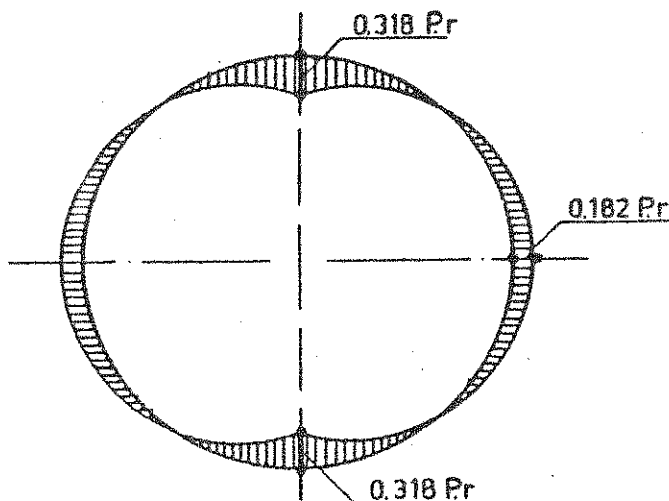


Figura 8.C.20

Momentos ovalizantes

En la figura 8.C.20 puede apreciarse la distribución de "momentos ovalizantes" en todo el perímetro del anillo cargado con la carga concentrada P.

Para el máximo momento, y considerando 1/4 de anillo como viga empotrada en A, se puede considerar que la tensión en función del módulo resistente de la sección W vale

$$\sigma = \frac{M}{W} \quad (31)$$



El módulo para un elemento de longitud L es:

$$W = \frac{1}{6} * L * e^2$$

En la que e es el espesor. Reemplazando en la (31) y considerando el radio medio  $r_m$ , se obtiene:

$$\sigma_A = \frac{0,318 * P * r_m}{1/6 * L * e^2}$$

como  $r_m = \frac{d + e}{2}$ , resulta:

$$\sigma_A = \frac{0,955 * P * (d + e)}{L * e^2} \quad (32)$$

Spangler define como factor de rigidez al producto EI y lo despeja de las expresiones (29) y (30), de las que:

$$EI = 0,149 * \frac{P * r^3}{\Delta y} \quad (33)$$

$$EI = 0,136 * \frac{P * r^3}{\Delta x} \quad (34)$$

Las expresiones (32), (33) y (34) definen los ensayos a realizar.

En el caso de los caños rígidos, donde la hipótesis  $r \approx \rho$  es ajustada a la realidad, se procede con la (32) realizando el denominado ensayo de "las tres aristas".

En el mismo, se somete a una probeta de  $L = 30$  cm, a una carga P hasta llegar a la rotura. Con el valor de  $P_r$  y los valores de L y e medidos en la probeta se determina la tensión  $\sigma_r$ . Al fijar un valor mínimo de tensión de rotura, debe cumplirse que:

$$\sigma_r > \sigma_{r\text{mín}} \quad (35)$$

Además, fijando un coeficiente de seguridad se define  $\sigma_{radm}$ , y en la conducción en servicio debe cumplirse que la tensión de trabajo verifique la condición:

$$\sigma_T < \sigma_{adm} = \frac{\sigma_{rmin}}{v} \quad (36)$$

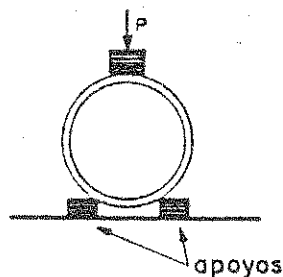


Figura 8.C.21

#### Esquema del ensayo de las tres aristas

En cambio, para el caso de los caños flexibles, se utiliza el ensayo especificado en la norma IRAM 13439, calculándose el "factor de rigidez" EI, dado por la ecuación (34) a partir de la medición de la deformación del tubo y de la carga aplicada en una prensa de platos paralelos.

#### 8.C.1.7.- La Teoría de Spangler

Este autor, en base a determinaciones experimentales y criterios racionales sobre solicitaciones en caños flexibles, arribó a las siguientes conclusiones:

- La magnitud de la presión originada con motivo del desplazamiento hacia los laterales del caño flexible, es función del grado de compactación del material de relleno.
- La relación entre la presión horizontal y la variación del diámetro horizontal permanece prácticamente constante e independiente, en particular, de la tapada del terreno.
- Como la variación del diámetro horizontal del caño es igual a la suma de los desplazamientos horizontales contra el relleno, puede formularse la hipótesis de una relación constante entre la presión horizontal ejercida por el caño y el desplazamiento horizontal de los puntos de las distintas secciones del caño.

En base a lo anterior, se define como "módulo  $\epsilon$  de presión pasiva del material de relleno" al cociente entre la presión aludida y el desplazamiento horizontal para cada sección, la que resulta, según lo dicho, independiente de la tapada H y constante para todas ellas.

Obviamente, el valor de  $e$ , implica que para un valor dado del desplazamiento horizontal, se puede determinar el valor de la presión, por lo que sería inmediato el trazado del diagrama de presiones.

Para el caso de deflexiones moderadas (del orden del 5 al 6% del diámetro nominal) la deformación del círculo original y de la elipse cargada (caño ovalizado) puede ser considerada la misma.

En base a las hipótesis formuladas, se puede calcular el desplazamiento horizontal de cualquier punto de la periferia del caño, conforme éste se deforma tomando una forma elíptica y siempre que las deflexiones se encuentren por debajo del límite del 5% en que ambas deformaciones -círculo o elipse- se confunden.

En la figura 8.C.22 se esquematizan y acotan los conceptos señalados.

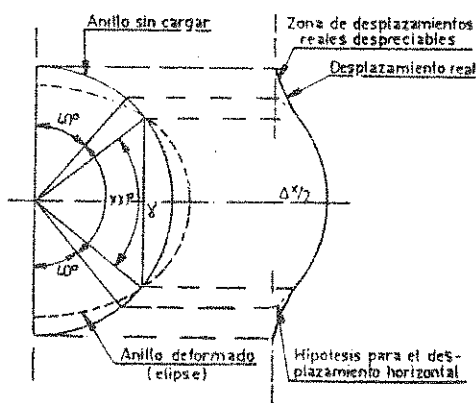


Figura 8.C.22

#### Desplazamientos horizontales

Sin embargo, considerando que el desplazamiento de los puntos ubicados a una distancia angular menor a  $40^\circ$  del eje vertical es pequeño, sin mayor error se puede aceptar que la deformación cumple una curva parabólica para el arco central de  $100^\circ$ .

Todo lo expuesto previamente permite plantear el diagrama de presiones, al multiplicar por el "módulo de presión pasiva  $e$  del material de relleno", a los desplazamientos  $\Delta X/2$ .

presiones obtenido con las consideraciones precedentes destacándose que, mientras la presión actuante sobre el caño en su parte superior debe distribuirse sobre todo el diámetro horizontal, la presión originada por el apoyo debe distribuirse sobre el arco que subtiende al ángulo de apoyo  $\alpha$ .

Es evidente que ambas distribuciones de presiones deben dar una fuerza de igual módulo y sentido contrario.

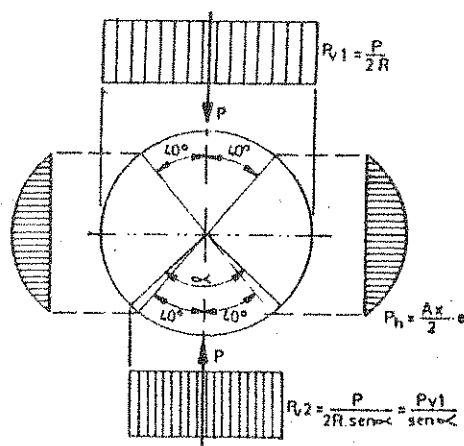


Figura 8.C.23

#### Diagrama de presiones

En efecto, debe cumplirse que:

$$p = p_{v1} * 2R = p_{v2} * 2R * \text{sen} \alpha$$

de donde:

$$p_{v2} = p_{v1} / \text{sen} \alpha$$

En cuanto a los diagramas horizontales, se obtienen de considerar, de acuerdo a lo analizado precedentemente, la expresión:

$$p_h = e * \Delta x / 2 \quad (37)$$

El próximo paso consiste en calcular los momentos flexores en base a la hipótesis de carga planteada en la figura 8.C.23. Se observa en la figura 8.C.24 un segmento de caño, de ángulo al centro  $\alpha$ , y se analiza su equilibrio:

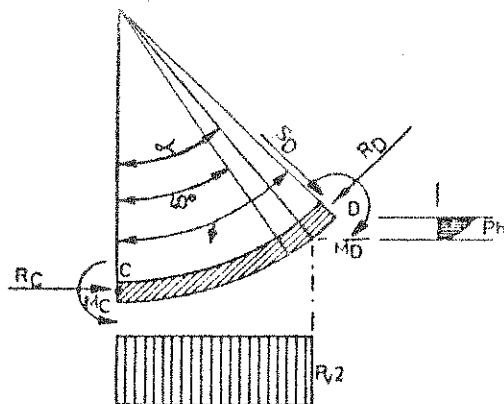


Figura 8.C.24

Se analizan a continuación las solicitaciones para un segmento de caño en equilibrio

Los momentos en el punto D, de ángulo al centro  $\alpha$ , se obtienen del planteo de las ecuaciones correspondientes a la sollicitación indicada en la figura de referencia.

Recordando la (24) y reemplazando en ella la compleja ecuación resultante de los momentos, se puede despejar el correspondiente al punto C,  $M_C$ . Si se considera a este punto como fijo, se puede hallar el desplazamiento de cualquier punto del anillo relativo a éste, con la expresión (25).

Omitimos los engorrosos pasos de reemplazo e integraciones que no agregan nada a los conceptos expuestos y damos lugar a la expresión final a que se arriba luego de realizadas todas las operaciones en las ecuaciones del desplazamiento  $\Delta X$  dada por la (25), la que se transforma en:

$$\Delta X = \frac{Q * r^3}{E * I} * [0,5 \operatorname{sen} \alpha - 0,082 \operatorname{sen}^2 \alpha + 0,08 \alpha / \operatorname{sen} \alpha -$$

$$- 0,16 \operatorname{sen} \alpha (\pi - \alpha) - 0,04 \operatorname{sen} 2\alpha / \operatorname{sen} \alpha + 0,318 \cos \alpha -$$

$$- 0,208] + 0,122 P R^h r^4 / E * I \quad (38)$$

El corchete resulta función de  $\alpha$  y lo designamos como "constante de apoyo k". Reordenando la (37) y reemplazando en la (38), se tiene:

$$\Delta X = k * \frac{Q * r^3}{E * I} - \frac{0,122 * x * r^4 * e}{2 * E * I}$$

Donde:

$$\Delta X (1 + 0,061 * e * r^4) = Q * r^3 * k / E * I$$

despejando:

$$\Delta X = \frac{k * Q * r^3}{E * I * (1 + 0,061 * e * r^4) / E * I}$$

o lo que es lo mismo:

$$\Delta X = \frac{k * Q * r^3}{E * I + 0,061 * e * r^4} \quad (37)$$

En la que:

$\Delta X$  = deflexión horizontal en el plano que contiene al eje.

$Q$  = carga vertical por unidad de longitud.

$r$  = radio del caño.

$E$  = módulo de elasticidad del material del caño.

$I$  = momento de inercia de la sección transversal del caño y por unidad de longitud.

$e$  = valor ya definido por Spangler del "módulo de presión pasiva del material adyacente"

$k$  = constante de apoyo, función de  $\alpha$  y con límite de variación entre 0,11 y 0,083 para  $\alpha$  entre  $0^\circ$  y  $90^\circ$ .

Son de destacar los conceptos que siguen:

- a) La carga vertical se distribuye uniformemente sobre el diametro horizontal del caño.
- b) La carga vertical es igualada por la reacción vertical, la que se distribuye sobre la cuerda que subtiende al ángulo de apoyo  $\alpha$ .
- c) La presión horizontal a ambos laterales del caño y debida al material de relleno, se distribuye según una ley parabólica en un sector de caño con ángulo al centro de  $100^\circ$ .

- d) Los valores de la "presión horizontal" se obtienen del producto del "módulo de presión horizontal" por la deflexión correspondiente.
- e) El modulo "e" aludido varía con el grado de compactación del relleno adyacente y permanece constante con la tapada H.

Spangler determinó experimentalmente que:

- a) La máxima carga se alcanza casi una semana después de haber completado el relleno.
- b) En el caso de caños flexibles, el compactado eficiente del relleno lateral y del apoyo puede llegar a duplicar la capacidad de resistencia del conjunto caño-suelo.
- c) La máxima tensión debida a la flexión, se encuentra en la generatriz inferior del caño. Esto es debido a que la reacción -igual a la carga vertical- está distribuida en una longitud menor que la sollicitación.
- d) Las deflexiones tienden a continuar en el tiempo, dando lugar a una suerte de "deformación lenta" a tener en cuenta con un "coeficiente de mayoración de las cargas  $D_L$ ", con lo que la expresión de SPANGLER queda:

$$\Delta X = \frac{D_L * k * Q * r^3}{E * I + 0,0061 * e * r^4}$$

- e) Existe una relación lineal entre el grado de compactación (densidad del terreno) y el "módulo e de presión horizontal".

Esta última aseveración, que llevó a la adopción de un valor constante para "e", dio lugar a algunas discrepancias entre deflexiones reales y las previstas por la teoría, sobre todo en los grandes diámetros.

El Dr. Watkins, de la Universidad de Utah, utilizando el análisis dimensional y modelos reducidos, concluyó que la presión pasiva del suelo en ambos laterales, está influenciada por un "factor de tamaño" y que en realidad lo que se mantiene constante es el producto del "módulo" por el radio, al que se define como  $E'$ , es decir:

$$E' = e * R = \text{cte.}$$

con lo que, la expresión (40) queda:

$$\Delta X = \frac{De * k * Q * r^3}{E * I + 0,061 * E' * r^3}$$

la que puede ser transformada en:

$$\Delta X = \frac{De * k * Q}{(E * I / r^3) + 0,061 * E'}$$

Adicionando además, las cargas  $P_v$  debidas al tránsito (las que se estudiarán en el capítulo que sigue) la expresión general queda:

$$\Delta X = \frac{(De * Q + P_v) * k}{\frac{E * I}{r^3} + 0,061 E'} \quad (41)$$

Si se hace:

$$F_C = (De * Q + P_v) * k \quad ; \quad \text{"factor de carga"}$$

$$F_{RC} = \frac{E * I}{r^3} \quad ; \quad \text{"factor de rigidez del caño"}$$

$$F_{RS} = 0,061 * E' \quad ; \quad \text{"factor de rigidez del suelo"}$$

la (41) queda:

$$\Delta X = \frac{F_C}{F_{RC} + F_{RS}} \quad (42)$$

la que posibilita un encare conceptual de la participación de las cargas, la resistencia intrínseca del caño y la resistencia o soporte brindado por el suelo, en la estimación de la máxima deflexión horizontal.

Si se tiene en cuenta que para las instalaciones con caños flexibles  $F_{RC}$  aporta con un 15 a 20% a la resistencia del conjunto, puede deducirse la importancia del correcto diseño de la zanja y sobre todo la necesidad de realizar en obra el diseño proyectado. Para ello es necesaria una adecuada selección y compactación de los suelos de apoyo y lateral, los que son responsables del 80 al 85% de la resistencia del conjunto caño-suelo.



## 8.C.2.- Cargas Debidas al Tránsito

### 8.C.2.1.- Teoría de Boussinesq

En la figura 8.C.25 puede apreciarse una fuerza concentrada P, aplicada a una superficie horizontal de un "cuerpo infinitamente extenso, isotrópico y homogéneo y además elástico en el rango de variación de la fuerza P.

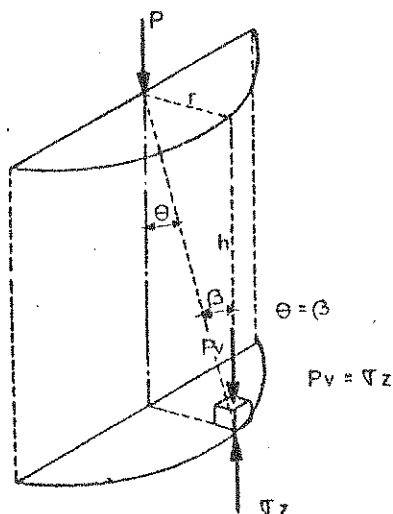


Figura 8.C.25

Fuerza concentrada y tensión resultante  
en el elemento del esquema

La tensión resultante en el elemento diferencial de la figura 8.C.25 y para suelos resulta:

$$\sigma_z = \frac{3 * P}{2 * \pi * r^2} * \cos^3 \theta \quad (43)$$

Teniendo en cuenta la relación entre h y r la expresión queda:

$$\sigma_z = \frac{3 * P}{2 * \pi * h^2} * \cos^5 \theta \quad (44)$$

haciendo:

$$I_\phi = \frac{3}{2 \pi} * \left[ \frac{1}{1 + (r/h)^2} \right]^{5/2}$$

resulta:

$$I_{\phi} = 0,4775 * \left[ \frac{1}{1 + (r/h)^2} \right]^{5/2}$$

reemplazando en la ecuación (44) queda:

$$\sigma_z = \frac{I_{\phi}}{h^2} * P \quad (45)$$

La ecuación (45) es la forma en que se encuentra en las normas europeas.

Frölich estableció que las hipótesis simplificativas apuntadas no son exactas, por lo que la expresión puede ser aplicada solamente con criterio práctico y resulta así satisfactoria.

En la figura 8.C.26 puede apreciarse la distribución de tensiones que resulta de la aplicación de la ecuación (43). Es de destacar que la misma aumenta con el aumento del diámetro y decrece con la tapada sobre el extradós del caño.

Nótese que a partir de una tapada relativamente importante, la distribución puede ser asumida como uniforme y ser utilizada para los cálculos prácticos.

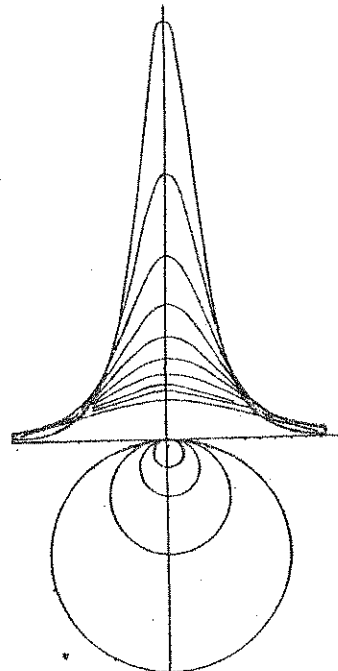


Figura 8.C.26.

Distribución de tensiones en función de D y h.

La experiencia enseña que la profundidad en que este supuesto puede adoptarse es de 1,00 m para diámetros menores de 700 mm y de 1.50 m para diámetros mayores. Se recomienda tapadas nunca menores de 1.20 m.

Para el caso de tapadas menores de 1,00 m o de aplicaciones mas exactas, el cálculo de las tensiones nos obliga a integrar la ecuación (43), con la condición de borde que implica que solo interesa la parte de carga que influye realmente sobre el caño, tal como puede apreciarse en la figura 8.C.27.

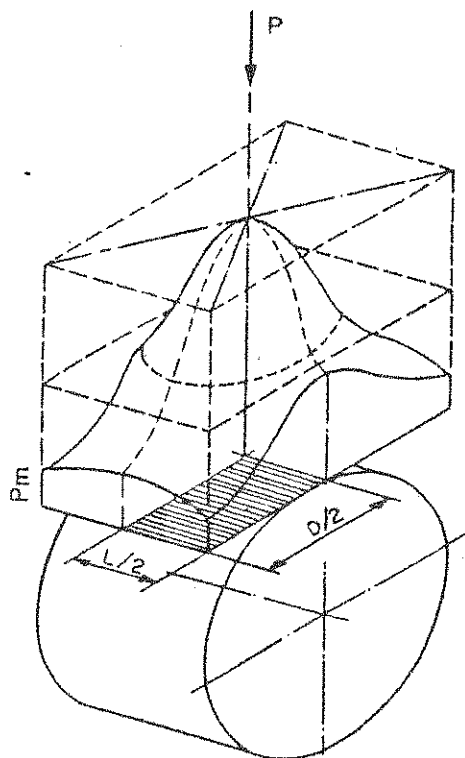


Figura 8.C.27

#### Distribución de tensiones actuantes

La superficie sobre la que la carga P actúa está dada por el producto  $D * L$ , en la que se adopta  $L = 1,00$  m en base a lo que sigue:

- a) La carga en realidad no es concentrada, sino que está definida por la "impronta" de un neumático, la que se acepta tiene 45 cm de ancho. Adoptando una tapada mínima de 40 cm y considerando un ángulo de distribución de la carga de  $35^\circ$ , la longitud L resulta de 1,01 m.

- b) Al ser mayor L, menor será la presión total promedio tomada en cuenta, por ello se adopta como condición límite la del ítem a) con lo que resulta  $L = 1,00$  m.

#### 8.C.2.2.- Integración de la Distribución de Tensiones

Hooll Newmark integró la "campana de tensiones" de la figura 8.C.27 y sobre la superficie  $D * L$  (con  $L = 1m$ ).

La integración de referencia, compuesta para el tren de cargas que configura cada camión, se resume en la ecuación:

$$P_{VC} = P_V * C_C * \phi \quad (46)$$

En la que:

$P_{VC}$  = carga vertical que actúa sobre el caño.

$P_V$  = máxima carga debida a una única rueda.

$C_C$  = coeficiente de carga, obtenido de la integración y composición con el resto de las acciones debidas a las ruedas restantes.

$D$  = diámetro de la cañería

$\phi$  = coeficiente de impacto, que mayor las cargas en función de su efecto dinámico.

La expresión de  $C_C$  es en general muy compleja y variable con los tipos de camiones y reglamentaciones respectivas de los distintos países.

#### 8.C.3.2.- Cálculo Tradicional de las Cargas de Tránsito en la República Argentina

Se aplica directamente la ecuación (46) considerando tapadas mayores de 1,00 m y en consecuencia una distribución de presiones uniforme.

En la figura 8.C.28 se interpreta la nomenclatura de las normas nacionales.

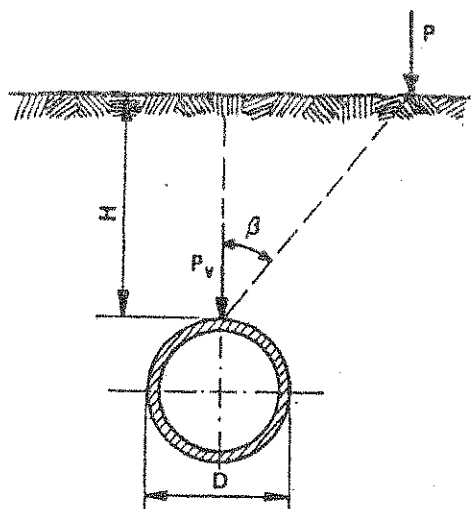


Figura 8.C.28

Presión actuante en el extrados por carga dinámica P

La expresión de Boussinesq se transforma ahora en:

$$P_V = 0,4775 * \frac{P * \cos^5 \beta}{H^2} \quad (47)$$

La expresión de cálculo surge de suponer una hipótesis de carga, dada por el tren de cargas de la figura 8.C.29 simétricamente dispuesto sobre el caño y correspondiente (hipotéticamente) al instante del cruce de dos camiones moviéndose en dirección contraria. Esta hipótesis es particularmente exigente y sumamente conservadora en relación con los criterios adoptados por los europeos.

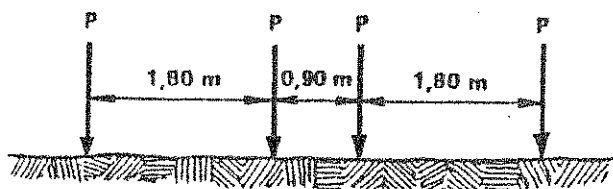


Figura 8.C.29

Tren de cargas adoptado

Al ser uniforme la distribución, la integración es inmediata puesto que  $P_V = \text{cte.}$

La expresión de la composición del tren de cargas resulta:

$$P_V = 0,475 * \frac{P}{H^2} * \sum_{i=1}^{i=4} \cos^5 \beta_i \quad (48)$$

haciendo:

$$C_S = \frac{0,4755}{H^2} * \sum_{i=1}^{i=4} \cos^5 \beta_i \quad (49)$$

la anterior queda:

$$P_V = C_S * P \quad (50)$$

Si se tiene en cuenta un coeficiente de mayoración  $\phi$  por "impacto dinámico", la (50) queda:

$$P_{VC} = \phi * C_S * P \quad (51)$$

La que resulta idéntica en su forma a la ecuación general (46) evaluada anteriormente, en la que  $C_S$  resulta mucho más sencillo, en función de la uniformidad de la distribución de tensiones supuesta.

Como la sumatoria de la ecuación (48) es una constante para el tren de cargas adoptado, resulta fácil deducir que  $C_S$  puede ser fácilmente graficada en función de la tapada  $H$ , tal como exigen las normas IRAM para los distintos materiales.

El coeficiente de impacto es evaluado tradicionalmente con la expresión:

$$\phi = 1 + \frac{0,3}{H} \quad (52)$$

Es de destacar que la anterior nos indica claramente como disminuye la influencia de las cargas dinámicas de tránsito al aumentar la tapada  $H$ , puesto que a medida que este valor aumente,  $\phi$  tiende a la unidad.

#### 8.C.2.4.- Cálculo Actualizado de las Cargas de Tránsito

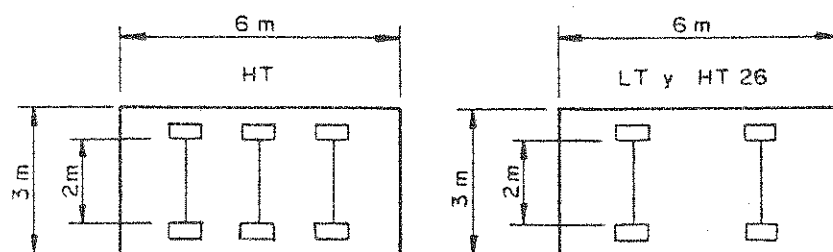
Actualmente, las técnicas europeas han perfeccionado aún más los criterios de cálculo, basados en la integración y composición del tren de cargas que constituye un camión y que ya está vigente en las normas ISO (y muchas normas europeas) desde hace una veintena de años.

La forma de la ecuación sigue siendo la de la expresión (46). En efecto:

$$P_{VC} = \phi * C_C * P_V$$

Hasta 1986, los coeficientes  $C_C$  se obtenían de considerar los distintos camiones tipo y el peso por rueda que se deduce de la figura 8.C.30.

A partir de ese año están vigentes las normas ISO con el coeficiente de cálculo  $C_C$  perfeccionado.



HT	Carga Total	Carga de la rueda	LT	Carga de la rueda	
				delantera	posterior
45	45	12	1	2,0	4,0
38	38	6	6	4,0	2,0
30	30	3	3	0,5	1,0
25	20				

Figura 8.C.30

Es de destacar que este criterio se encuentra ya vigente en la República Argentina, puesto que ha sido incorporado a la nueva norma IRAM N° 11536 para selección y verificación de caños de asbesto-cemento.

El coeficiente  $C_c$  resulta:

$$C_c = \frac{1}{D} - \frac{0,6366}{D} * [\arcsen(2 H \frac{X_1}{X_2 * X_3}) - \frac{2HD}{X_1} * (\frac{1}{X_2} + \frac{1}{X_3}) + \frac{\Sigma L}{H^2}]$$

en la que:

$$X_1 = 4 H^2 + D^2 + 1$$

$$X_2 = 4 H^2 + 1$$

$$X_3 = 4 H^2 + D^2$$

$\Sigma L$  = depende de la distancia entre ejes y ruedas de los distintos tipos de camiones.

En lo relativo al coeficiente de impacto  $\Phi$ , se ha modificado, teniendo en cuenta que las investigaciones más criteriosas han demostrado que no depende de las tapada, pero sí del peso del camión y sobre todo de su velocidad.

Investigaciones recientes demuestran que,  $\Phi$  varía fundamentalmente con la velocidad del vehículo y sustancialmente con la uniformidad del pavimento (en realidad con la altura de las irregularidades de la superficie).

El valor de  $\Phi$  varía así entre 1,2 y 1,5 para los distintos tipos de camiones y para caminos de pavimento liso. De ser la superficie irregular, se recomienda un aumento del coeficiente de hasta el 25%.

Los nuevos criterios han adoptado el concepto de "tapada equivalente", originado en la real distribución de cargas debidas a las distintas capas que componen los pavimentos.

Como estas capas presentan distintos módulos de elasticidad  $E_i$ , se comparan éstos con los del subsuelo y se encuentra para cada capa una "altura equivalente del mismo".

Por lo tanto, si la altura del relleno es  $H$  y sobre el mismo se construye un camino de  $n$  capas de pavimento, se obtiene la "altura equivalente" que sigue:

$$H_e = H + \frac{0,9}{(E_s)^{1/3}} \sum_{i=1}^{i=n} t_i * (E_s)^{1/3}$$

En la que:

$t_i$  = espesor de cada capa.



$E_i$  = módulo de material de cada capa.

$E_s$  = módulo de elasticidad del suelo.

Las normas ISO y las aludidas normas IRAM, brindan una tabla con el rango de valores para los distintos tipos de materiales con los que se construyen las distintas capas del camino.

### 8.C.3.- Teoría Moderna Sobre Cálculo Estructural de Caños

#### 8.C.3.1.- Generalidades

Desde 1986 están vigentes en las normas europeas de cálculo estructural de caños, criterios modernos, basados en:

- a) El sobredimensionamiento comprobado de las cañerías instaladas, sobre todo las de asbesto-cemento.
- b) La determinación dificultosa de muchas variables de la teoría tradicional. En especial, el "coeficiente de asentamiento  $\Gamma_{SD}$ " de aplicación en instalaciones en terraplén.
- c) La difícil diferenciación entre los casos de "zanja angosta" y "zanja ancha", la que es sumamente imprecisa en la teoría tradicional.
- d) Criterios irreales y sumamente conservadores en la evaluación de las cargas debidas al tránsito.

La moderna teoría se basa en la corroboración de resultados experimentales afinados, ajustados a cálculos fundados en útiles correcciones de la teoría clásica, lo que se logró con aplicación de la "teoría de los elementos finitos".

Esta herramienta de cálculo posibilitó, en consecuencia, una reformulación de la teoría de Marston Spangler que permite obtener resultados de cálculo similares a los parámetros que puedan medirse en la realidad.

Los nuevos criterios establecen que el grado de deformación del caño depende de:

- a - El tipo de material de relleno y de su compactación.
- b - El tipo de suelo natural en el fondo y los laterales.
- c - La distancia del caño a las paredes de la zanja.
- d - La profundidad de la zanja.
- e - El tipo de apoyo.

f - El tipo de caño.

g - Las dimensiones del caño y sus propiedades elásticas.

Todos los parámetros mencionados y su correcta evaluación permitirán determinar la distribución de presiones debidas al suelo alrededor del caño y correlacionarla con la deformación de este último.

El método planteado es válido para cualquier material del caño, por lo que la teoría es válida para ser aplicada en todos los casos, lo que implica un enorme avance conceptual sobre los criterios tradicionales, los que nacieron para caños rígidos y fueron luego "acondicionados" a los caños flexibles.

La nueva teoría nació del hecho comprobado que los caños de materiales rígidos se comportaban como tales para diámetros relativamente pequeños. Al proveer la industria diámetros cada vez mayores, se pudo observar que aparecieron comportamientos que podrían caratularse como de "semi-rígidos".

En particular para los caños de asbesto-cemento, este hecho empezó a notarse con caños de diámetros superiores a 1000 mm. Las relaciones entre cargas y deformaciones se hacen en este caso similares a caños de PVC entre diámetros 200 y 400 mm.

En base a lo expuesto, la nueva teoría, que puede considerarse "unificada", posibilita el cálculo de caños de cualquier material, los que pueden comportarse como "rígidos", "flexibles" o "semirrígidos".

Seguidamente, se exponen los criterios conceptuales distintivos de la teoría moderna, sin entrar en los procesos deductivos sumamente engorrosos y con la idea de presentarla como la posibilidad cierta de cálculo que habrá de imponerse en los próximos años, tal como lo hizo en Europa recientemente.

La presentación a que hacemos referencia, se completa con un programa de computadora, puesto que el cálculo resultaría sumamente engoroso de no disponerse del mismo.

Destacamos que la nomenclatura utilizada es la vigente en los cuerpos normativos europeos.

### 8.C.3.2.- Rigidez Relativa "Suelo - Caño"

Para determinar si el caño es "rígido", "semirrígido" o "flexible", se debe investigar la "rigidez relativa suelo - caño", la que se define como:

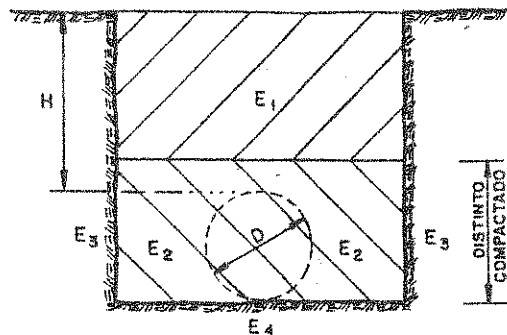


Figura 8.C.31

Módulo de compresibilidad en las distintas zonas de la zanja

$$V_{PS} = \frac{S_p}{S_{sh}} \quad (54)$$

En la que:

$S_p$  es la "Rigidez del caño"

$$S_p = \frac{E_p}{12} * \left(\frac{1}{r}\right)^3 \quad (55)$$

y  $S_{sh}$  es la "rigidez horizontal" del suelo que vale:

$$S_{sh} = 0,6 * \epsilon * E_2$$

En las que:

$$r = \frac{D - s}{2}$$

$D$  = diámetro interno del caño.

$s$  = espesor del caño.

$r$  = "radio medio"

$E_2$  = módulo del suelo de relleno compactado.

$E_p$  = "módulo de elasticidad" del material del caño.

$\xi$  = es un coeficiente que relaciona la influencia de la distancia hasta los laterales de la zanja y de la relación entre módulos  $E_2$  y  $E_3$  (ver figura 8.C.31)

En la figura 8.C.31, se aprecian los distintos módulos de compresión de las cuatros zonas de suelo que constituyen en realidad la zanja, en función de la alteración al suelo natural que implica la instalación del caño.

La determinación teórico experimental de  $\xi$  lleva al valor:

$$\xi = \frac{1,662 + 0,638 * (B/D - 1)}{(B/D - 1) + [1,662 - 0,361*(B/D-1)]*E_2/E_3} \quad (56)$$

Si  $E_2 = E_3$ , en la (56) resulta  $\xi = 1$ .

Los tres casos posibles son:

- a)  $V_{ps} \leq 0,1$ ; apoyo en suelo; "CAÑO FLEXIBLE".
- b)  $V_{ps} > 0,1$ ; apoyo en suelo; "CAÑO SEMI-RIGIDO".
- c)  $V_{ps} > 0,1$ ; apoyo en hormigón; "CAÑO RIGIDO".

En la figura 8.C.32, pueden apreciarse los tres tipos de apoyo y los comportamientos posibles en función de los mismos, con los correspondientes diagramas de presiones y reacciones.

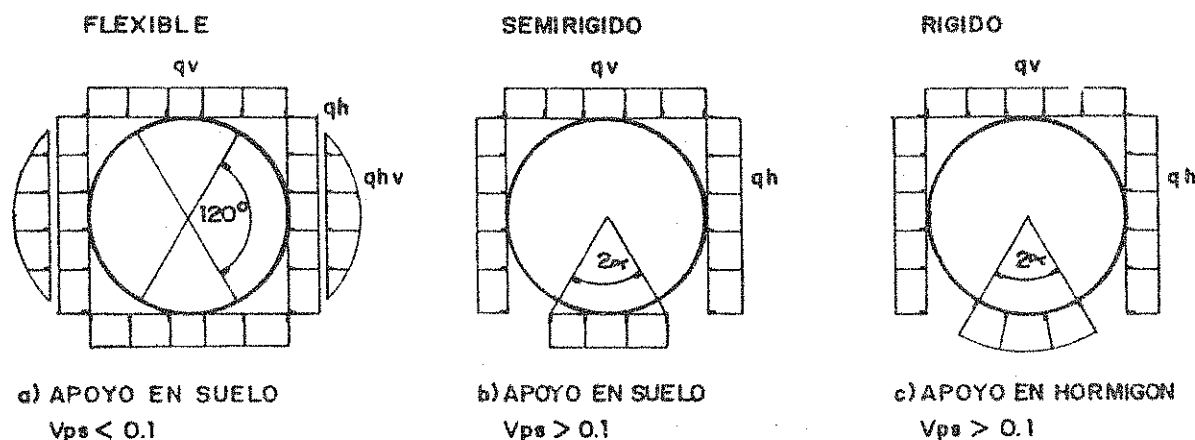


Figura 8.C.32

Es de destacar que  $q_v$  (presión vertical) se obtiene de la teoría de Marston con las correcciones que más adelante precisaremos.

La presión horizontal  $q_h$ , no es tenida en cuenta en la teoría tradicional y  $q_{hp}$ , es la presión propia del comportamiento como caño flexible y se origina en la reacción del suelo lateral, como contrapartida de una deformación importante del diámetro horizontal del caño.

En la figura 8.C.32 se aprecia también, que los tres casos implican reacciones de apoyo distintos, a saber:

- a) Caso de caño flexible, reacción del suelo vertical en todo el diámetro como respuesta a las 3 solicitaciones,  $q_h$ ,  $q_v$  y  $q_{hp}$ .
- b) En el caso de caño "semi-rígido", frente a las solicitaciones  $q_h$  y  $q_v$  (no actúa obviamente  $q_{hp}$ ), tenemos una reacción vertical en la cuerda que subtiende el ángulo de apoyo " $2\alpha$ ".
- c) En el caso de "empotramiento en hormigón", la reacción del suelo, para las mismas solicitaciones  $q_v$  y  $q_h$ , son radiales y a lo largo del perímetro abarcado por el ángulo de apoyo " $2\alpha$ ".

#### 8.C.3.3.- Adaptación de la Ecuación de Marston: Los Coeficientes de Concentración

En la determinación de los "coeficientes de concentración" descansa la gran diferencia con la teoría tradicional, en cuanto a la determinación de las cargas.

De acuerdo a la "rigidez relativa vertical caño - suelo" ya definida, habrá una mayor presión sobre el caño o sobre los laterales, tal como puede apreciarse en la figura 8.C.33.

Según sea el caño más flexible o más rígido que el suelo de apoyo, tendremos los valores  $m$  o  $n$ , "coeficientes de concentración", cuya determinación posibilita al trazado de los diagramas de presiones y la consecuente evaluación de las cargas actuantes, tal como puede apreciarse en la figura 8.C.33, de la que se deduce que:

- $m$  es el coeficiente de concentración de la presión vertical.
- $n$  es el coeficiente de concentración de la presión lateral.

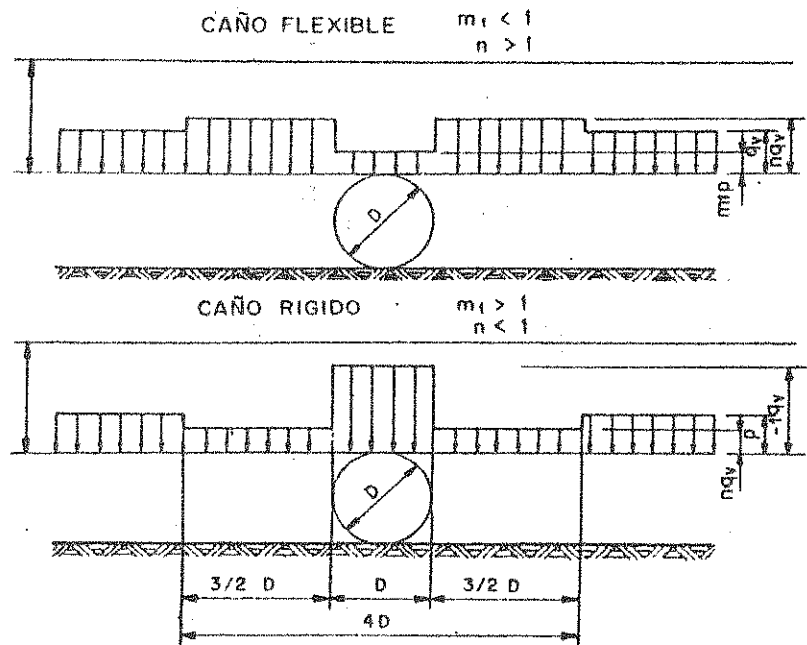


Figura 8.C.33

Redistribución de presiones debidas al suelo  
al nivel de "extrados del caño"

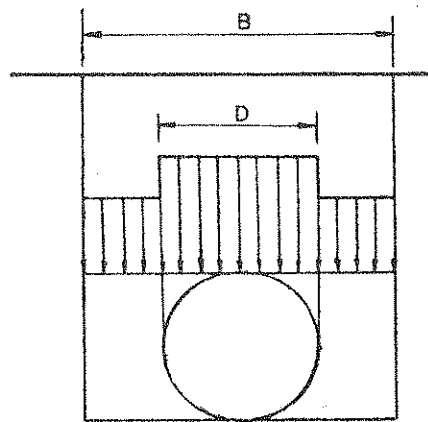


Figura 8.C.34

Distribución de presiones para  $B > 4D$

Si el ancho de zanja cumple la condición:

$$B \geq 4D$$

se adopta  $m_1 = m$

Pero si el ancho es menor que 4 D el planteo de equilibrio de cargas en toda la sección nos lleva a la relación:

$$m = \frac{4 - m_1}{3} + \left( \frac{n_1 - 1}{3} \right) * \frac{B}{D} \quad (57)$$

Recordemos que la ecuación de Marston tradicional, con la nueva nomenclatura vigente en las normas Europeas, queda.

$$Q = \frac{1 - e^{-2k\mu'H/B}}{2k_1\mu'} * W * B^2 \quad (58)$$

en las que:

$$Cd = \frac{1 - e^{-2k\mu'H/B}}{2k_1\mu'}$$

y W es el peso específico del material de relleno.

La ecuación, en su forma más simple, es:

$$Q = Cd * W * B^2$$

Si a la expresión anterior se la divide por B, se obtiene la carga  $q_v$  por unidad de ancho de zanja, sobre un caño de longitud unitaria:

$$q_v = \frac{Q}{B} = Cd * W * B = \frac{1 - e^{-2k\mu'H/B}}{2k_1\mu'} * W * B$$

Si se la multiplica y divide por H/B, la anterior, que se mide en unidades de presión, puede ser evaluada en función de la tapada H. En efecto:

$$q_v = \frac{1 - e^{-2k\mu'H/B}}{2k_1\mu'} * \frac{W * B}{H / B} * \frac{H}{B}$$

La que puede ser expresada como:

$$q_v = \frac{1 - e^{-2k\mu'H/B}}{2k_1\mu'H/B} * W * H$$

haciendo:

$$C = \frac{1 - e^{-2k\mu'H/B}}{2k_1\mu'H/B} \quad (59)$$

y teniendo en cuenta el coeficiente de concentración  $m$ , finalmente queda:

$$q_v = m * C * W * H \quad (60)$$

La (60) es la ecuación de Marston a utilizar en la nueva teoría.

#### 8.C.3.4.- Influencia de la Pendiente o "Talud" de las Paredes de la Zanja

Es un concepto que no fue tenido en cuenta en la teoría tradicional, a pesar de que es evidente que el coeficiente  $C$  de la ecuación de Marston tiene que ser afectado de alguna manera por el talud de las paredes laterales.

En la figura 8.C.35 puede apreciarse que en el caso límite de  $\beta = 0$ , el ancho  $B$  resulta  $\infty$ .

Haciendo en la (59):

$$X = 2 * \left(\frac{H}{B}\right) * K_1 * \text{tg } \beta'$$

se tiene que:

$$C = X^{-1} * (1 - e^{-X}) \quad (61)$$

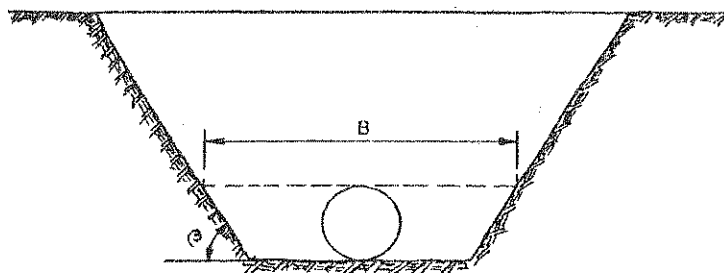


Figura 8.C.35

Zanja de paredes inclinadas



La función  $e^{-X}$  puede desarrollarse en serie tal como sigue:

$$e^{-X} = 1 - X + \frac{X^2}{2!} - \frac{X^3}{3!} + \frac{X^4}{4!} \dots$$

Por lo que la (61) queda:

$$C = 1 - \frac{X}{2!} + \frac{X^2}{3!} - \frac{X^3}{4!} + \dots \quad (62)$$

Para  $\beta = \infty$ ;  $X = 0$ , por lo que la (62) queda:

$$C = 1$$

Es factible, entonces, aceptar que para anchos  $B$  decrecientes ( $\beta$  decreciente de  $0^\circ$  a  $90^\circ$ ) el coeficiente  $C$  habrá de disminuir paulatinamente. Se acepta una variación lineal como la indicada en la figura 8.C.36, de la que se deduce:

$$C_\beta = 1 - a$$

Como por otra parte:

$$a = \frac{\beta}{90} * (1 - C_{90})$$

resulta:

$$C_\beta = 1 - \frac{\beta}{90} * (1 - C_{90}) \quad (63)$$

En resumen, si  $\beta$  es nulo o menor que el ángulo de fricción interna del suelo, el valor de  $C$  es la unidad. En cambio la (63) nos da el valor del coeficiente para  $\beta$  entre  $0$  y  $90^\circ$ .

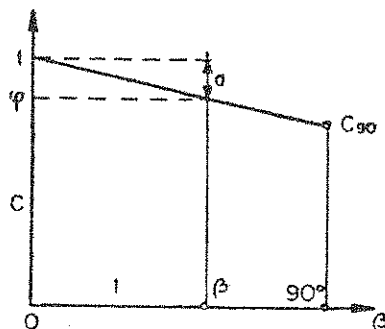


Figura 8.C.36

Coeficiente  $C$  en función del talud de las paredes

### 8.C.3.5.- Diagrama de Presiones Horizontales

La presión horizontal  $q_h$  se calcula en base a la presión vertical  $q_v$ , afectada por el coeficiente  $k_2$  de RANKINE, que posibilita conocer la presión horizontal si se conoce la vertical.

$$q_h = k_2 * q_v$$

Como la presión vertical en los laterales está afectada por el coeficiente de concentración  $n$ , la expresión buscada resulta:

$$q_h = n * k_2 * C * W * H \quad (64)$$

La presión horizontal de reacción del suelo  $q_{hp}$  originada en la ovalización del caño (comportamiento como "flexible") resulta lógicamente proporcional a la diferencia de las presiones activas vertical y horizontal.

Por lo que, para el máximo valor de  $q_{hp}$ , el que se producirá con el máximo desplazamiento, correspondiente al diámetro horizontal, se puede escribir que:

$$q_{hp} = \delta * (q_v - q_h) \quad (65)$$

En la que  $\delta$  es un coeficiente de deformación del caño, función de las rigideces relativas del mismo y del suelo de apoyo.

Los desarrollos teóricos, comprobados experimentalmente y que omitimos para dar más agilidad al presente texto, posibilitan expresar al "coeficiente de deformación  $\delta$ " en función de la rigidez relativa "suelo-caño" tratada en 8.C.3.2 y como sigue:

$$\text{para caños "flexibles"; } \delta = \frac{0,1026}{V_{ps} + 0,0658} \quad (66)$$

$$\text{para caños "rígidos"; } \delta = \frac{0,083}{V_{ps} + 0,0658} \quad (67)$$

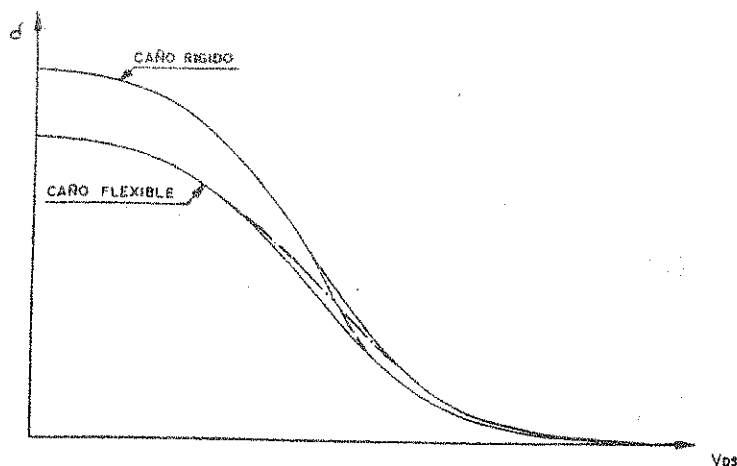


Figura 8.C.37

Coeficiente  $\delta$  en función de  $V_{ps}$

En la figura 8.C.37 se han graficado las funciones (66) y (67), observándose que:

- $\delta$  es despreciable para valores de  $V_{ps}$  mayor que la unidad.
- $\delta$  tiende a anularse cuando  $V_{ps}$  es mayor que 10.
- $\delta$  aumenta cuando  $V_{ps}$  decrece.
- El valor 0,1 para  $V_{ps}$  puede ser considerado como la transición a partir de la cual el comportamiento del caño enterrado cambia, puesto que para valores menores existe una marcada diferencia entre caños "flexibles" y "rígidos" mientras que para valores de  $V_{ps}$  mayor que la unidad la diferencia es despreciable y tiende a anularse.

#### 8.C.3.6.- Cálculo de los Coeficientes de Concentración $m$ y $n$

Para el cálculo de  $m$  y  $n$  es preciso definir primero la "rigidez vertical del suelo de apoyo":

$$S_{sv} = \frac{E_2}{P_j} \quad (68)$$

y la "rigidez relativa vertical caño-suelo":

$$V_s = \frac{S_p}{|C| * S_{sv}} \quad (69)$$

En la (68)  $E_2$  es el módulo de la compresibilidad del estrato de material de relleno en contacto con el caño y  $P_j$  es función del tipo de apoyo tal como se desprende de la figura 8.C.38.

El valor de  $|C|$  de la expresión (69) varía en función de la distribución de presiones alrededor del caño, la que es obviamente distinta según los distintos comportamientos.

Las normas ISO recomienda los tipos de apoyo de la figura 8.C.38 y sus correspondientes valores  $P_j$ .

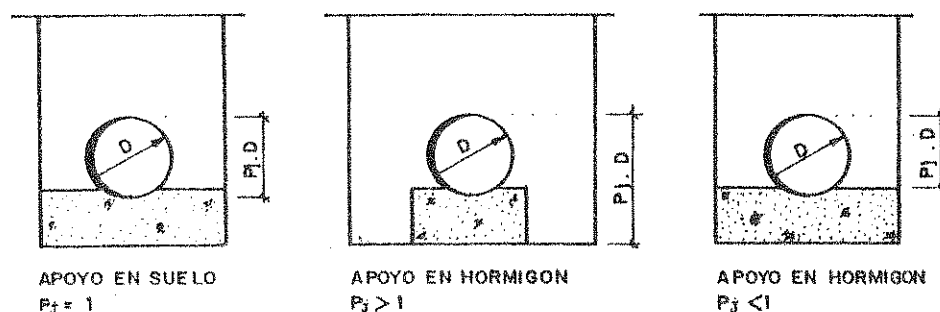


Figura 8.C.38

Factores de proyección  $p_j$  en función del tipo de apoyo

Una vez más omitimos engorrosas deducciones verificadas y corregidas experimentalmente y nos limitamos a exponer las ecuaciones que posibilitan el cálculo de los coeficientes de concentración  $m$  y  $n$ .

Así, se tiene la expresión (70):

$$m_m = 1 + \frac{H / D}{\frac{3,5}{P_j'} + 2,2 * \frac{E_1}{E_4} * \frac{1}{(P_j' - 0,25)} + \frac{H}{D} * \left[ \frac{0,62}{P_j} + 1,6 * \frac{E_1}{E_4} * \frac{1}{(P_j - 0,25)} \right]}$$

que es válida para "caño idealmente rígido" y en la que:

$$P_j' = \frac{E_1}{E_2} * P_j$$

Es necesario calcular:

$$m_0 = \frac{4k_2}{3 + k_2} \quad (71)$$

puesto que, para casos intermedios resulta:

$$m_1 = \frac{n_n * V_s + (n_n - 1) * \frac{n_0 * V_{s1}}{(1 - n_0)}}{V_s + (n_n - 1) * V_{s1} / (1 - n_0)} \quad (72)$$

Resta finalmente la ecuación para "ancho de zanja < 4D":

$$m = \frac{(n_1 - 1)}{3} * \frac{B}{D} + \frac{4 - m_1}{3} \quad \text{para } 1 \leq \frac{B}{D} \leq 4$$

$$m = n_1 \quad \text{para } 4 < \frac{B}{D}$$

El valor límite de concentración de tensiones resulta:

$$m_{\text{lím}} = 1 + 4 k_1 * \text{tg} \theta$$

por lo que debe cumplirse que:

$$n \leq n_{\text{lím}}$$

El factor de concentración de presiones laterales resulta:

$$n = \frac{4 - m}{3} \quad (73)$$

#### 8.C.3.7.- Los Momentos Ovalizantes

La distribución de momentos ovalizantes en la sección se obtiene siguiendo un laborioso proceso de cálculo similar al indicado en la teoría tradicional, pero con la diferencia que la hipótesis de carga planteada ahora es más completa y adecuada a la realidad.

Las hipótesis nombradas son las graficadas en la figura 8.C.32 para los distintos tipos de comportamiento del conjunto "suelo - caño".

El "máximo momento ovalizante de la sección", imprescindible para los cálculos de verificación estructural, resulta;

$$M_n = (k_v * q_{vt} + k_h * q_h + k_{hp} * q_{hp}) * r^2 + K_w * \tau * r^3 \quad (74)$$

En la que:

$q_{vt}$  = presión vertical total actuante sobre el caño (cargas del relleno y tránsito.

$q_h$  = presión lateral debida al relleno.

$q_{hp}$  = reacción lateral puesta de manifiesto para comportamiento del caño como flexible.

$\tau$  = peso específico del agua.

$r$  = radio del caño.

$k_w$ ,  $k_v$ ,  $k_h$  y  $k_{hp}$  = coeficientes numéricos que surgen de los cálculos apuntados (y omitidos) y que en general son brindadas en tablas por las normas de cálculo y selección de caños vigentes en EUROPA (normas ISO y normas nacionales europeas).

**8.D.- PROYECTO DE AGREGADO A LA NORMA IRAM Nº 11513 RELATIVA  
A "CAÑOS DE HORMIGON SIMPLE PARA CLOACAS"**

Los criterios actuales de selección de caños obligan a la verificación hidráulica y estructural de los mismos. Incluso los análisis de precios deben realizarse entre caños que prestan idéntico servicio.

La norma IRAM 11513 actual obliga al cálculo estructural mediante la verificación de la relación entre los valores obtenidos en los "ensayos de 3 aristas" y los valores de las sollicitaciones externas actuantes en el caño instalado en zanja. Ello no obstante, no brinda claras instrucciones de como se deben calcular las cargas externas de referencia.

El texto que sigue es el proyecto de agregado a la norma IRAM Nº11513 que pretende subsanar las falencias y que está acotado en función de la economía que implica la adopción de caños de H° simple. Por esta razón no se tiene en cuenta factores de apoyo que impliquen instalaciones en zanja sofisticadas y onerosas.

**Metodología de Cálculo de las Cargas Externas Actuantes**

**1 - Cálculo de las cargas del relleno**

Se verifican las condiciones de instalación

$$H > 1,5 * B \quad (1)$$

$$B < 2 * D$$

$$H \geq 3,5 * B \quad (2)$$

$$2 * D < B < 3 * D$$

En las que (ver figura 1):

- H es la "tapada" sobre el extrados del caño
- B es el ancho de la zanja
- D es el diámetro externo del caño

En caso de cumplirse alguna de las condiciones 1 o 2, el caño estará instalado en condición de "zanja angosta", en ese caso debe usarse la fórmula:

$$Q_R = C_D * \tau * B^2 \quad (3)$$

en caso contrario, el caño estará instalado en condición de "zanja ancha" o "terraplen en proyección positiva" y deberá usarse la fórmula (4)

$$Q_R = C_C * \tau * D^2 \quad (4)$$

En las ecuaciones (3) y (4), las variables son:

- $Q_R$  es la "carga debida al relleno" del suelo de relleno por m de zanja en N/m.
- $\tau$  es el peso específico del suelo de relleno en N/m<sup>3</sup>.
- $C_D$  es el coeficiente dado por la expresión:

$$C_D = \frac{1 - e^{-2k\mu' H/B}}{2k\mu'} \quad (5)$$

en la que:

- $k$  es el coeficiente de RANKINE
- $\mu'$  es el "coeficiente de rozamiento" entre relleno y pared de la zanja, el que a su vez está dado por:

$$\mu' = \operatorname{tg} \varphi \quad (6)$$

En la que  $\varphi$  es el "ángulo de fricción interna" entre el material del relleno y el del suelo de la pared de la zanja, se adopta igual, es decir igual ángulo de fricción para ambos materiales.

- $C_C$  es el coeficiente dado por la expresión

$$C_C = \frac{e^{2k\mu' H/D} - 1}{2k\mu'} \quad (7)$$

en la que:

- $\mu'$  es el coeficiente de fricción interna del material de relleno.



## 2 - Cálculo de las Cargas debidas al Tránsito

La carga de tránsito se calcula con las expresiones:

$$Q_V = P_V * D * \phi \quad (8)$$

$$P_V = \frac{3}{2\pi} * \frac{P}{H^2} * \sum_{i=1}^{i=4} \cos^5 \alpha_i \quad (9)$$

$$\phi = 1 + \frac{0,3}{H} \quad (10)$$

en las que:

- $Q_V$  es la carga de tránsito por unidad de zanja
- $P_V$  es la presión debido al tren de carga de la figura 2
- $D$  es el diámetro externo
- $\phi$  es un coeficiente de impacto función de la tapada  $H$
- $P$  es la carga de cada rueda; debe tomarse  $P = 6000 \text{ kg} \approx 60.000 \text{ N}$
- $\alpha_i$  son los ángulos de las fuerzas concentradas del tren de cargas que se deducen de la figura 2.

Nota: Los gráficos de la figura 3 a 6 y la tabla adjunta posibilitan todos los cálculos.

## 3 - Carga Total y Verificación

La carga total resulta:

$$Q_T = Q_R + Q_T \quad (11)$$

La carga de cálculo es:

$$Q_C = \frac{Q_T}{T} \quad (12)$$

En la que  $T$  es el "factor de apoyo" que vale:

T = 1,7 para instalación en terraplén

T = 1,2 para instalación en zanja angosta sin compactado del relleno lateral.

T = 1,7 para caño bien apoyado en cama especial de arena de por lo menos 0,10 m de espesor y relleno compactado hasta el nivel de extrados del caño.

Se debe verificar que:

$$\frac{Q_{ROT}}{Q_C} > 1,5 \quad (13)$$

En el que  $Q_{ROT}$  es la carga de rotura que debe obtenerse de la tabla "Coeficientes  $C_d$  y  $C_c$  para rellenos de poca altura".

H/B	Conducto en zanja Cd					Conducto en terraplen Cc				
H/D	Tipo de terreno: valores de ku									
	0.192	0.165	0.15	0.13	0.11	0.192	0.165	0.15	0.13	0.11
1.00	0.83	0.85	0.86	0.88	0.90	1.22	1.18	1.17	1.14	1.12
1.10	0.90	0.92	0.94	0.96	0.98	1.37	1.33	1.30	1.27	1.24
1.20	0.96	0.99	1.01	1.03	1.05	1.52	1.47	1.44	1.41	1.37
1.30	1.02	1.06	1.08	1.10	1.13	1.69	1.62	1.59	1.55	1.50
1.40	1.08	1.12	1.14	1.17	1.20	1.85	1.78	1.74	1.69	1.64
1.50	1.14	1.18	1.21	1.24	1.28	2.03	1.94	1.89	1.83	1.78
1.60	1.20	1.24	1.27	1.31	1.35	2.21	2.11	2.05	1.98	1.92
1.70	1.25	1.30	1.33	1.37	1.42	2.40	2.28	2.22	2.14	2.06
1.80	1.30	1.36	1.39	1.44	1.49	2.59	2.46	2.39	2.30	2.21
1.90	1.35	1.41	1.45	1.50	1.55	2.80	2.64	2.56	2.46	2.36
2.00	1.40	1.46	1.50	1.56	1.62	3.01	2.83	2.74	2.62	2.51

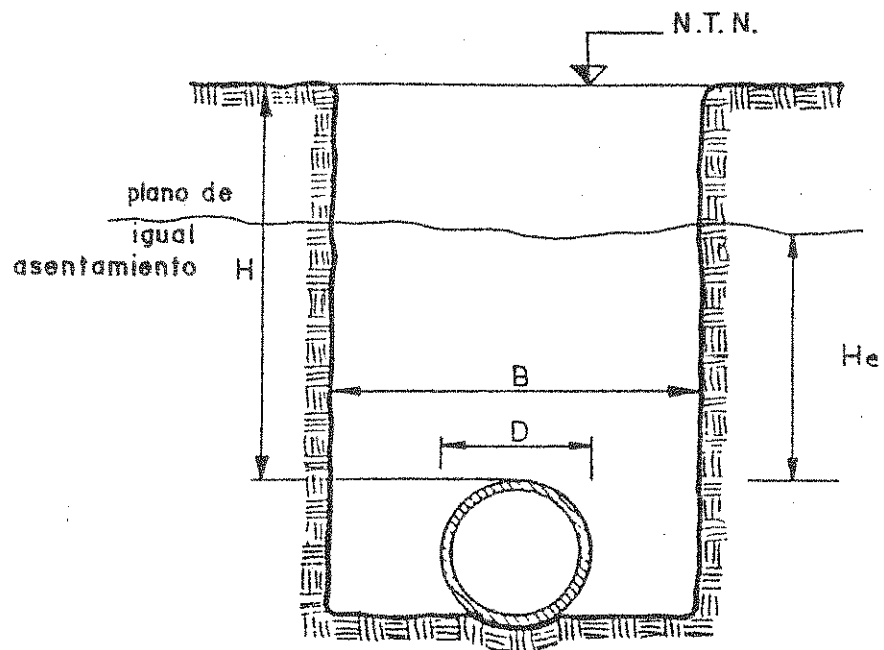


Figura 8.D.1

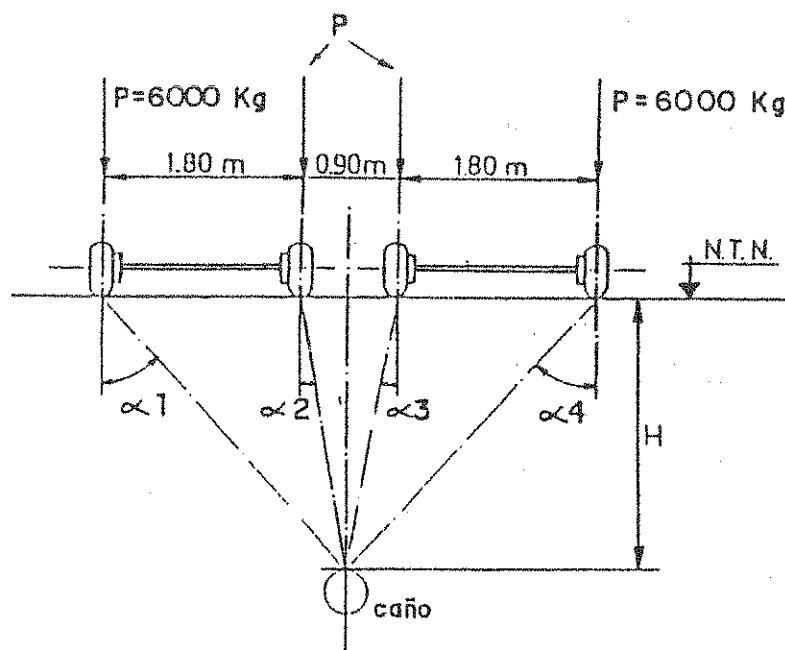


Figura 8.D.2

VALORES de  $\gamma$ ; de  $K_{\mu} = K_{\mu}$  y de  $\rho$   
PARA DIVERSOS TIPOS DE TERRENO

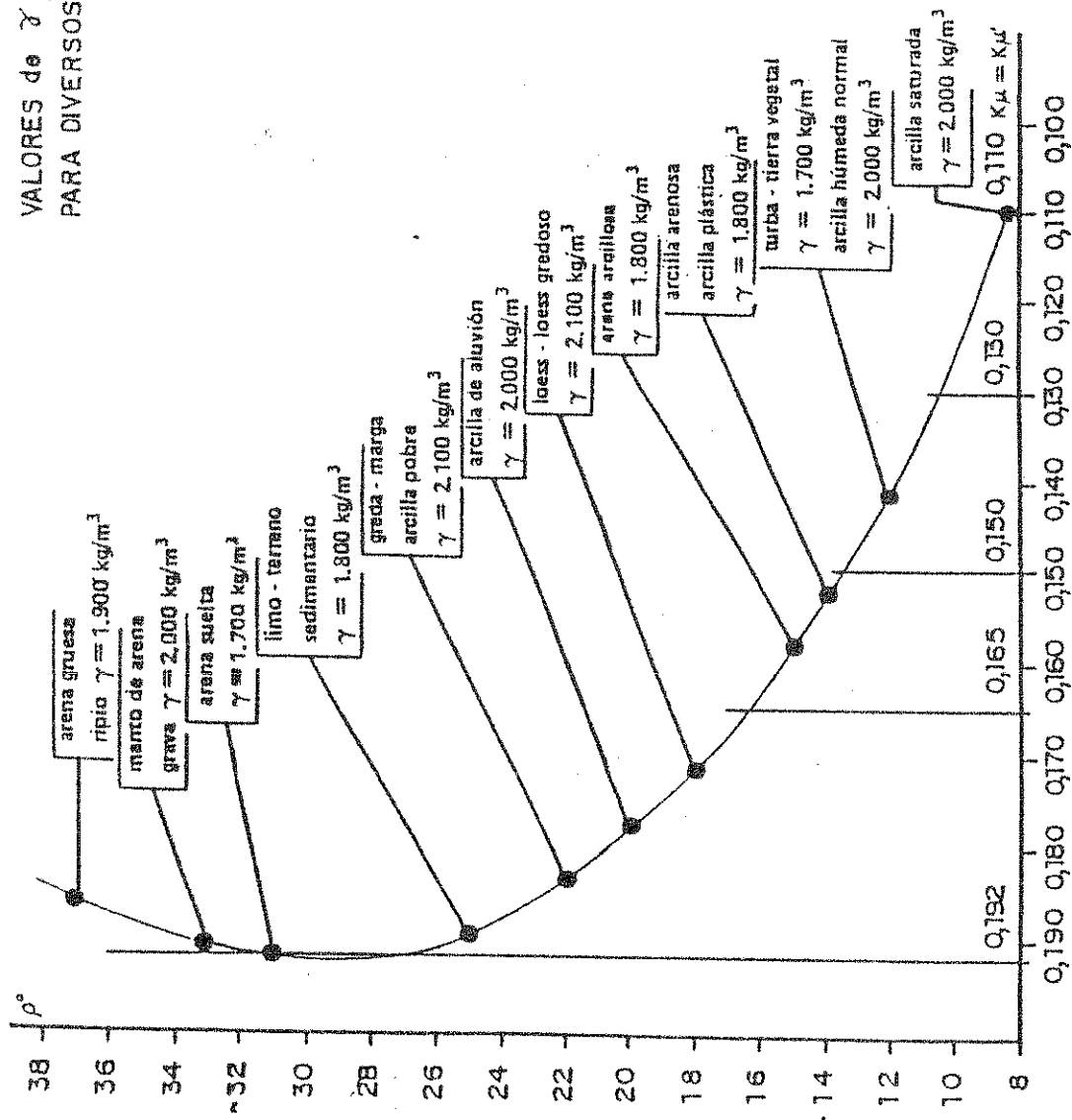


Figura 8.D.3

**COEFICIENTE  $C_d$  PARA CALCULO DE CARGAS  
DE RELLENO PARA CONDUCTOS EN ZANJAS**

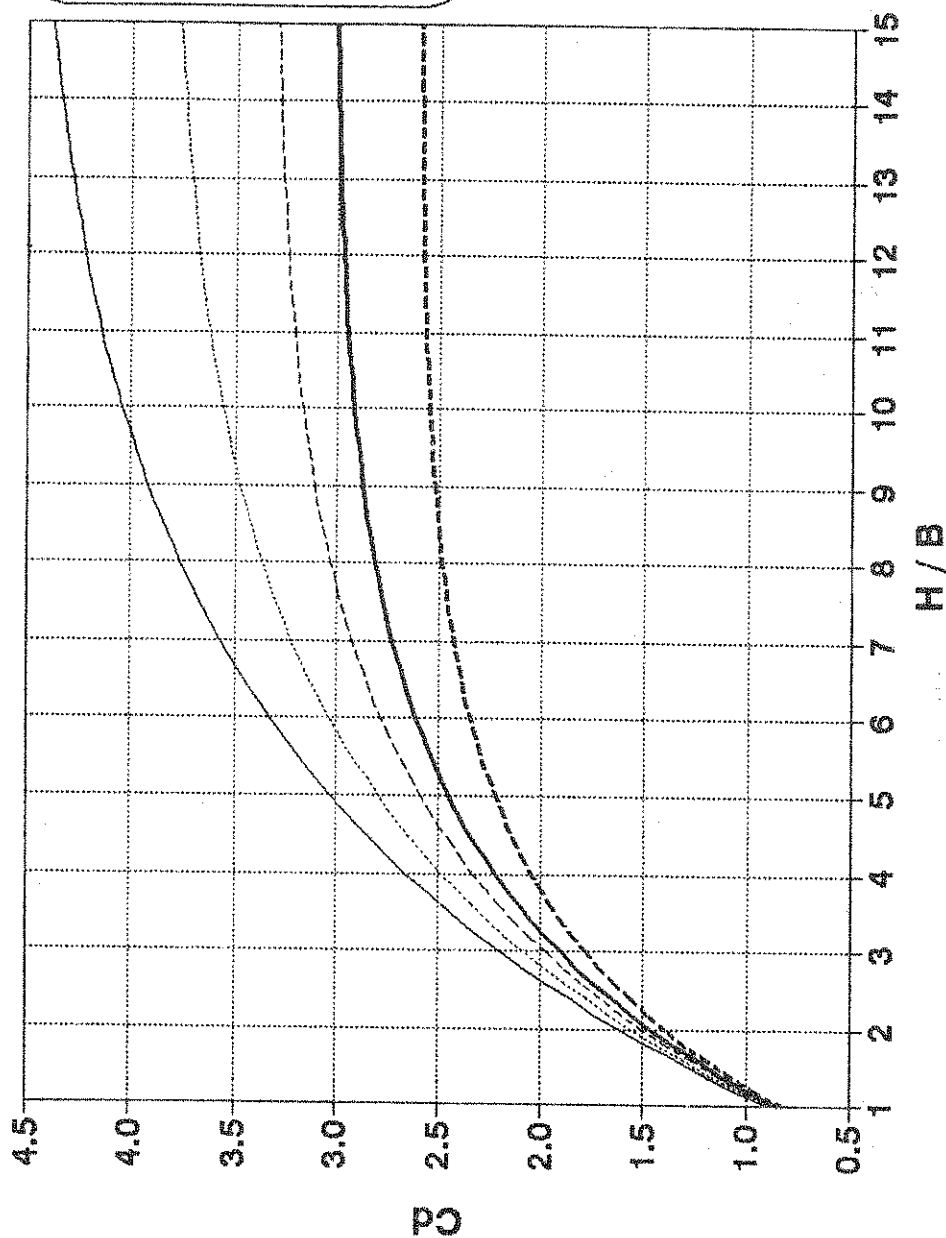


Figura 8.D.4

COEFICIENTE  $C_c$  PARA CALCULO DE CARGAS  
DE RELLENO PARA CONDUCTOS EN TERRAPLEN

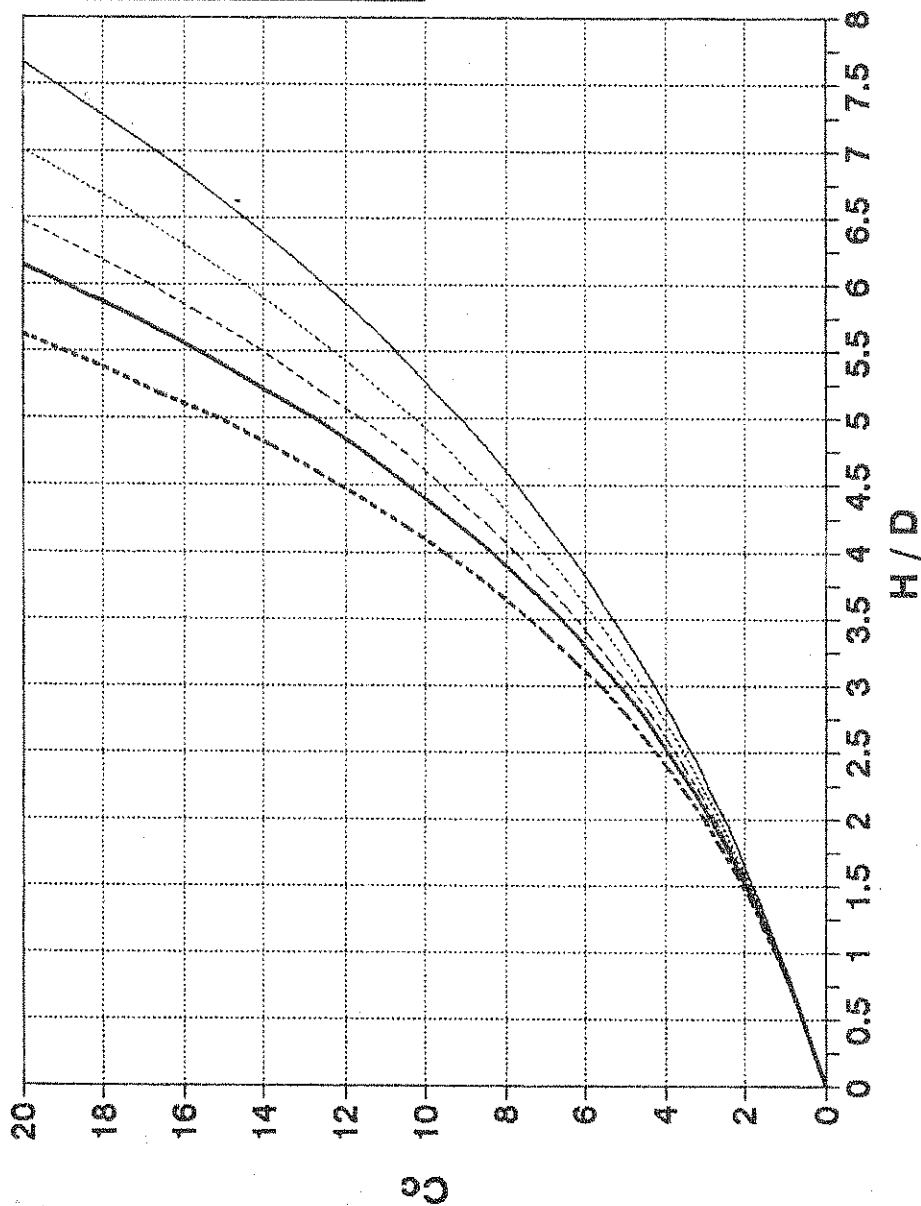


Figura 8.D.5

**PRESION Pv DEBIDA AL TREN DE CARGAS**  
**P = 6.000 Kg**

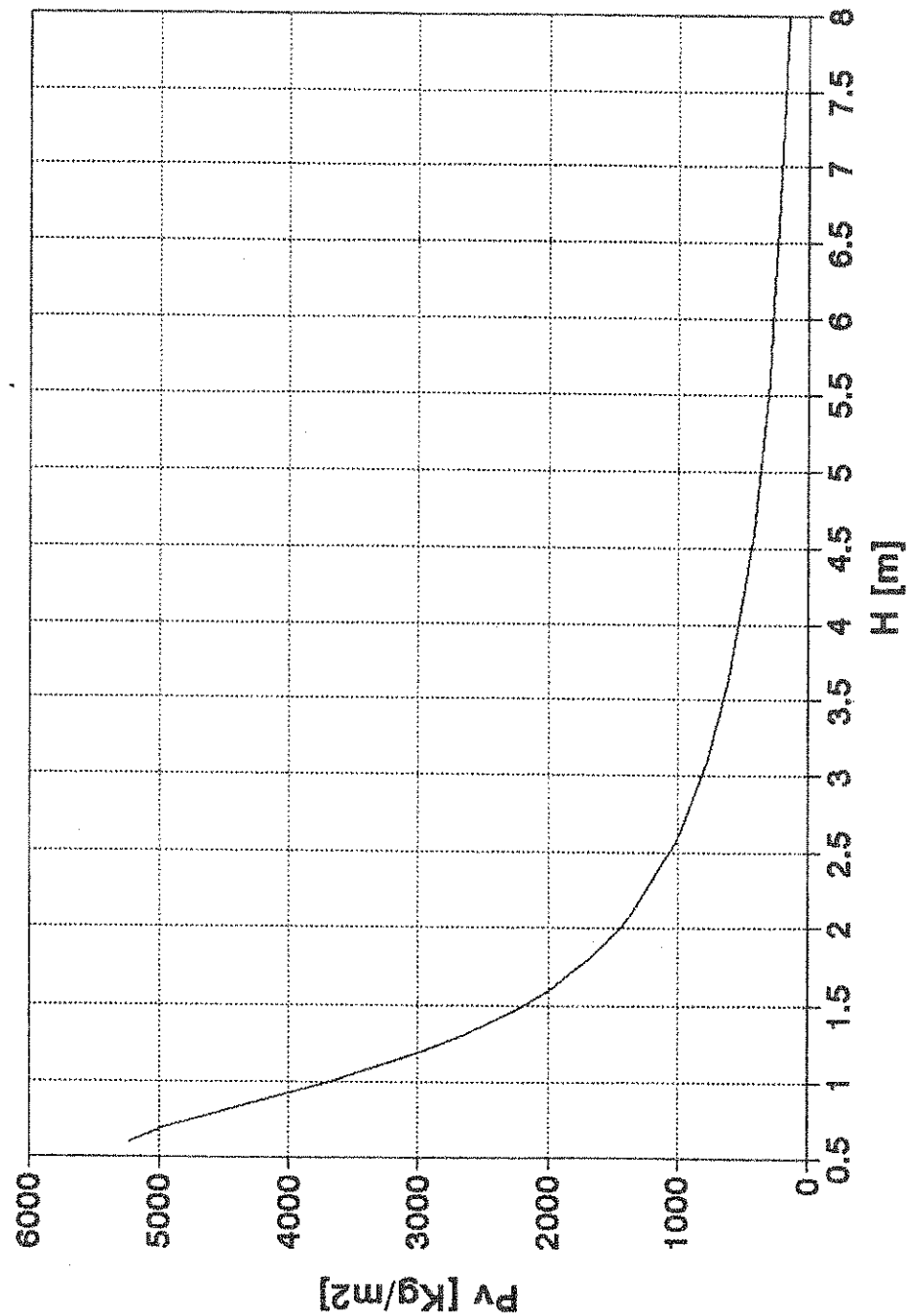


Figura 8.D.6

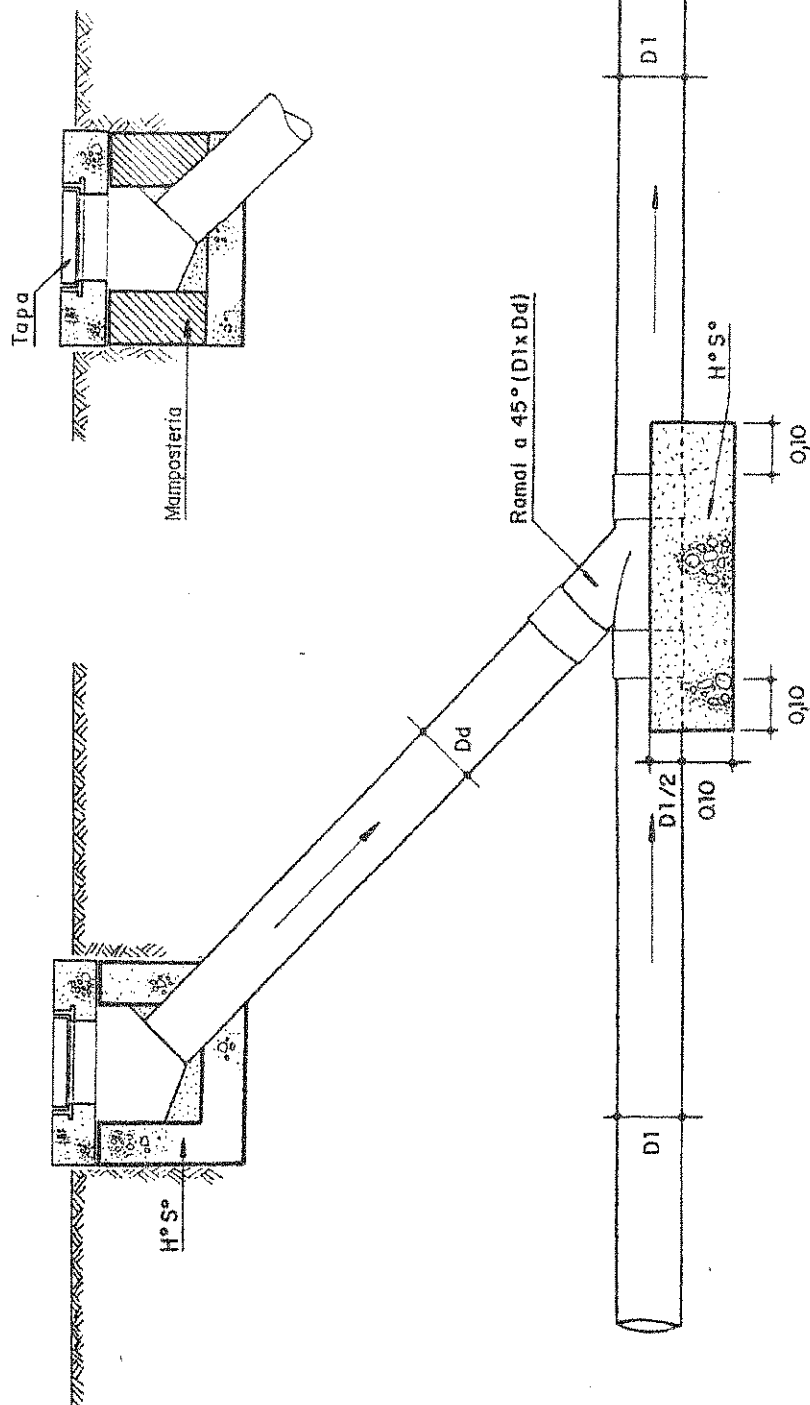
## 8.E.- FIGURAS

### 8.E.1.- Indice

- 8.E.1.a Acceso para Desobstrucción
- 8.E.1.b Acceso para Desobstrucción
- 8.E.1.c Acceso para Desobstrucción.  
Detalle de la Cámara
- 8.E.2 C.C.A. Cámara de Cambio de Alineamiento
- 8.E.3 C.C.D.P. Cámara de Cambio de Diámetro y/o  
Pendiente
- 8.E.4 C.C.S. Cámara con Salto
- 8.E.5 Aplicación de Cámaras C.C.D.P. para  
eliminación de saltos menores de 0,50 m.
- 8.E.6 Aplicación de Cámaras C.C.D. y C.C.D.P.  
Eliminación de saltos menores de 0,50 m
- 8.E.7 Salto  $h \geq 0,50$  m
- 8.E.8 Cambio de Dirección a  $90^\circ$
- 8.E.9 Empalme a  $90^\circ$
- 8.E.10 Empalmes a  $90^\circ$
- 8.E.11 Empalme Domiciliario  $D_1 < 300$  mm;  $h < 2,00$  m
- 8.E.12 Empalme Domiciliario  $D_1 < 300$  mm;  $h > 2,00$  m
- 8.E.13 a 18 Disposiciones no Permitidas



CAMARA DE ACCESO  
(CA)



Co.F.A.P.y S.  
CONSEJO FEDERAL de  
AGUA POTABLE y SANEAMIENTO

 HYTSA Estudios y Proyectos S.A.

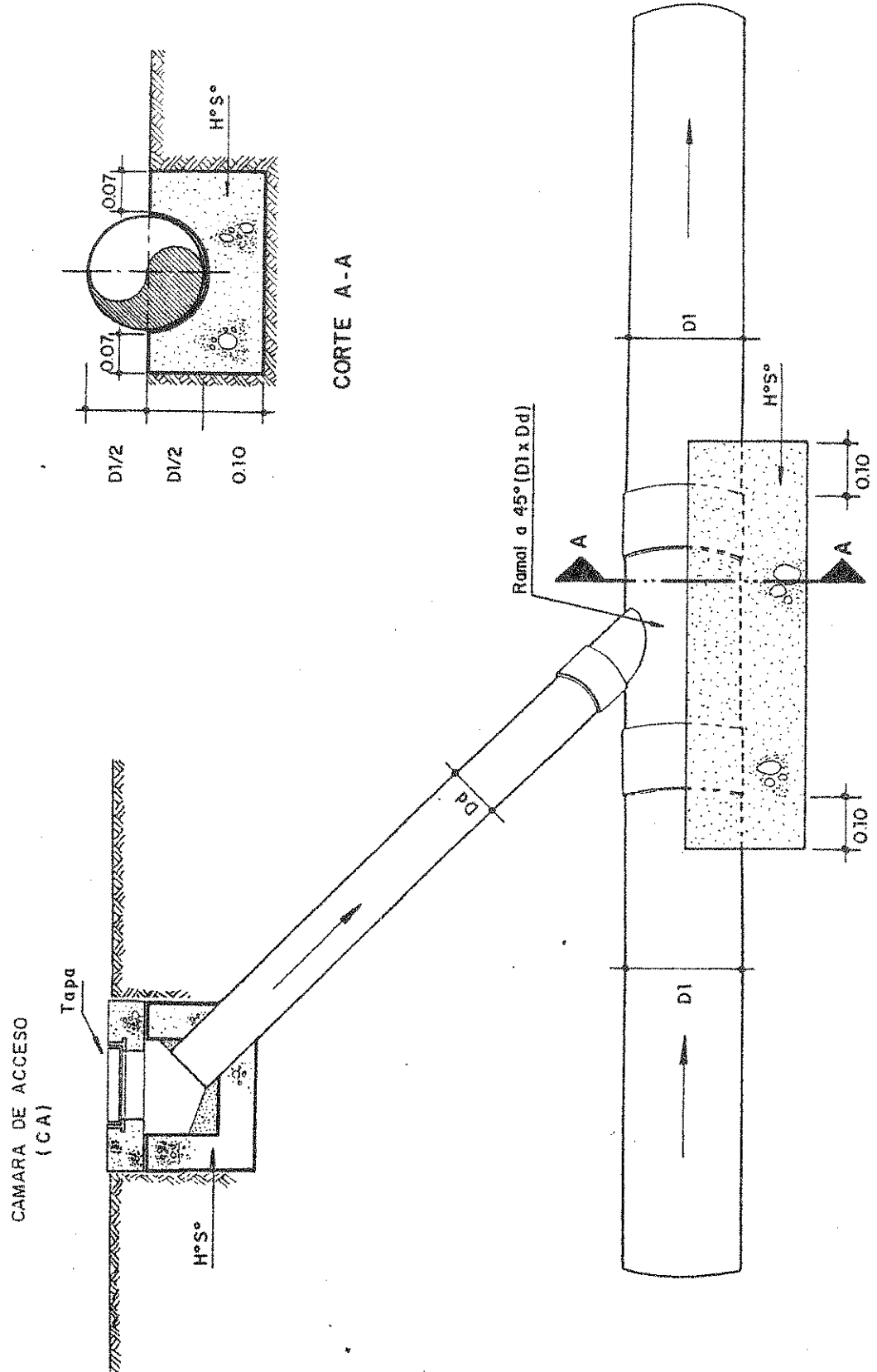
ACCESO PARA DESOBSTRUCCION

REVISION Y ACTUALIZACION DE LAS NORMAS  
DE ESTUDIO, CRITERIOS DE DISEÑO Y  
PRESENTACION DE PROYECTOS DE DESA-  
GUES PARA L.O.C. DE HASTA 3000 HAB.

Escala:

Figura N° 1  
BE.

1a



Co.F.A.P.y.S.  
CONSEJO FEDERAL de  
AGUA POTABLE y SANEAMIENTO

HYTSA Estudios y Proyectos S.A.

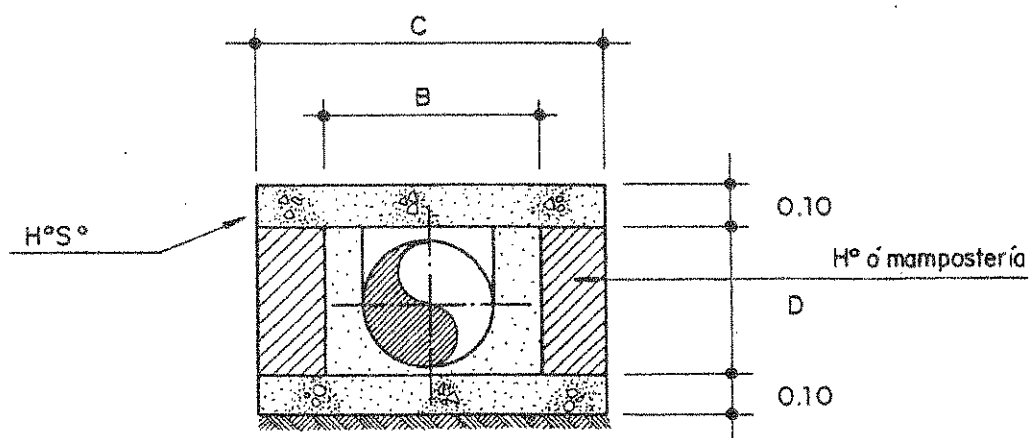
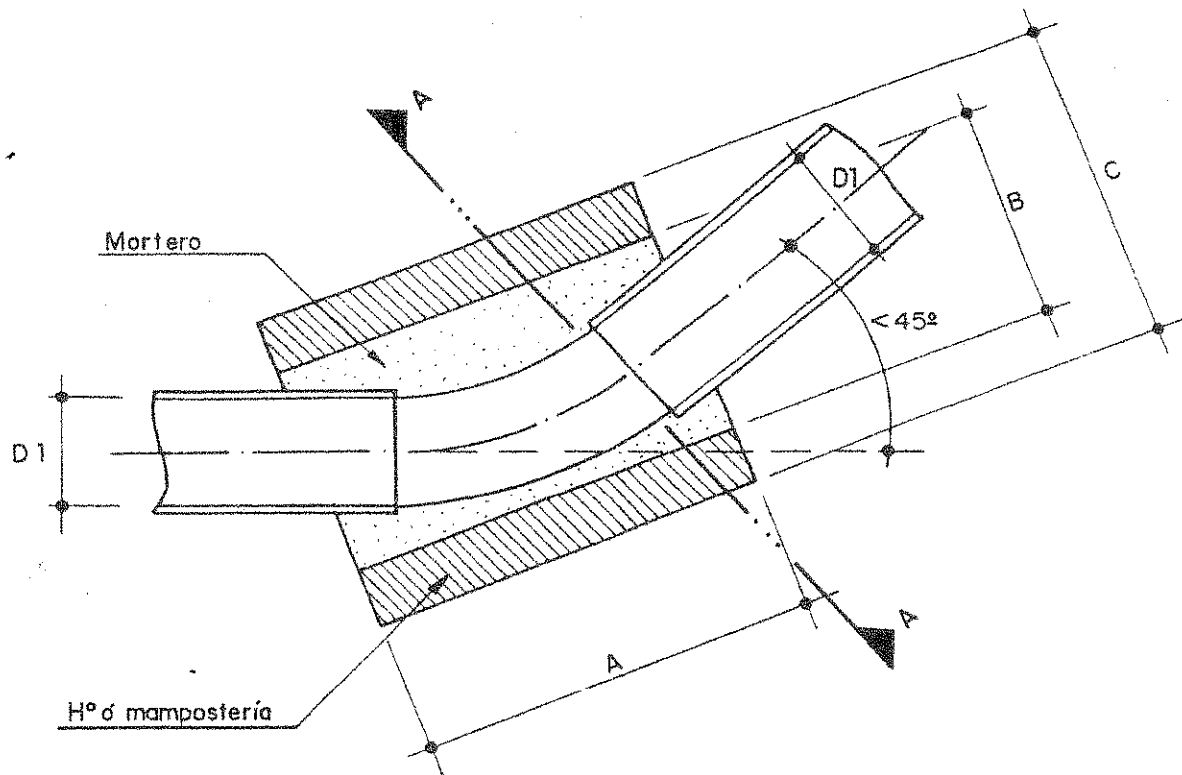
ACCESO PARA DESOBSTRUCCION

REVISION Y ACTUALIZACION DE LAS NORMAS  
DE ESTUDIO, CRITERIOS DE DISEÑO Y  
PRESENTACION DE PROYECTOS DE DESA-  
GUÉS PARA LDC. DE HASTA 30.000 HAB.

Escala:

Figura N°  
8E. 1b



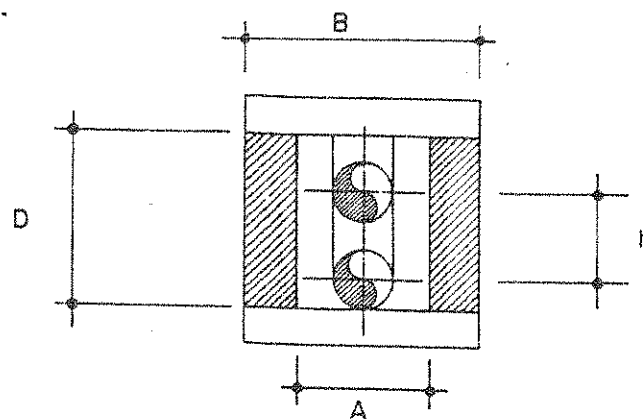
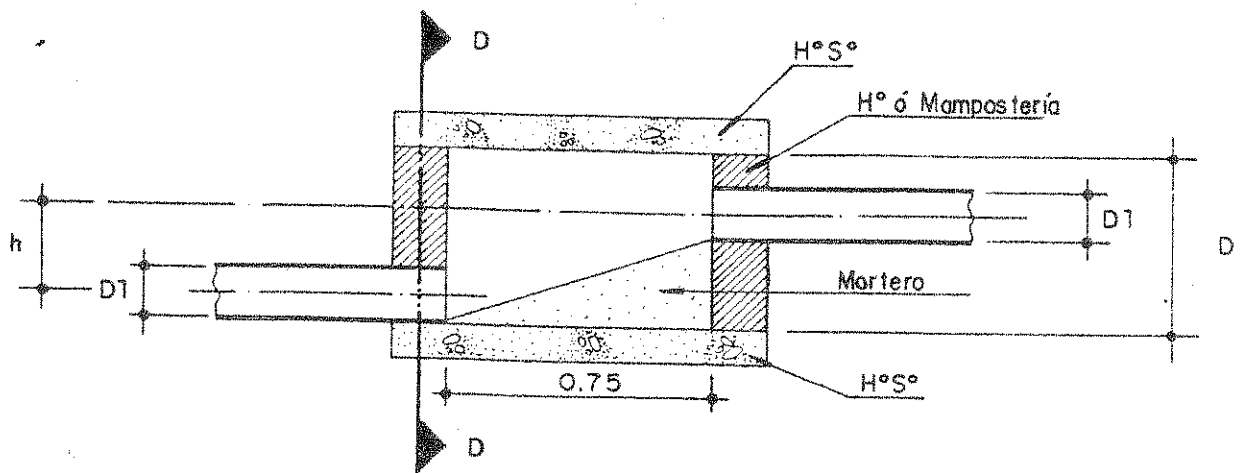


CORTE A - A

D1 mm	A m	B m	C m (HºSº)	D m
100	0.70	0.24	0.30 + 0.30 = 0.60	0.20
150	0.75	0.24		0.20
200	0.90	0.31		0.25
250	1.00	0.40		0.30
300	1.20	0.45		0.35
400	1.50	0.60		0.50

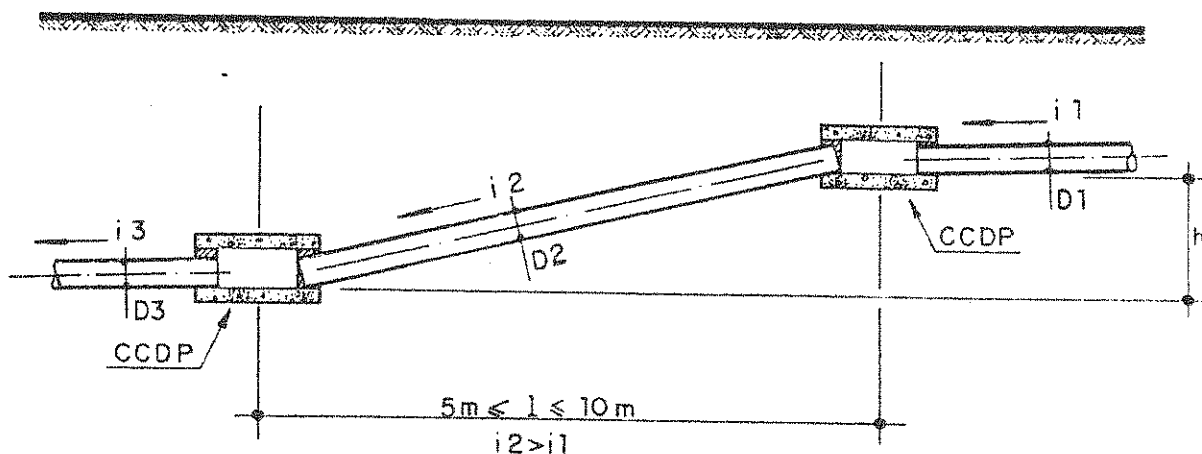
$C = B + 0.30$  para mampostería





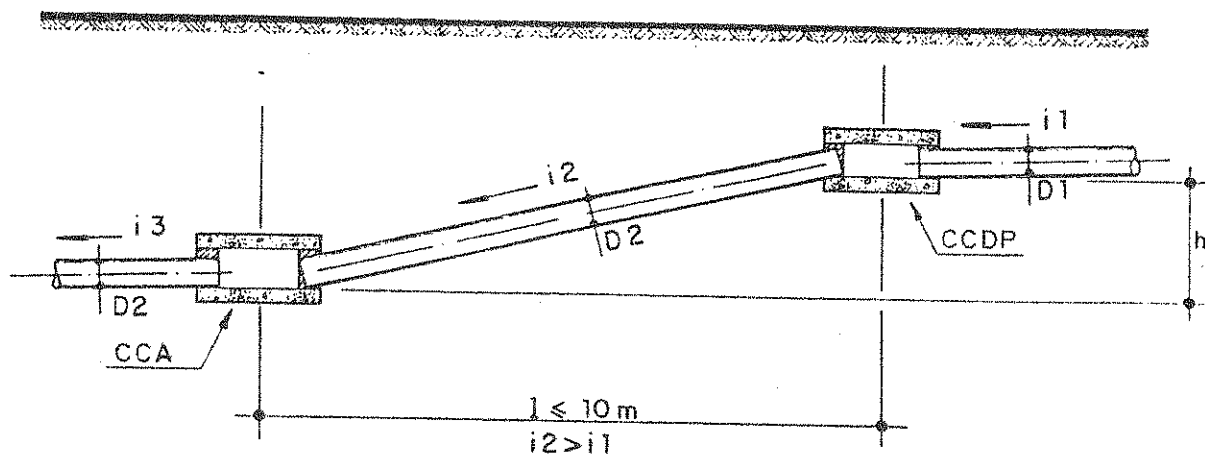
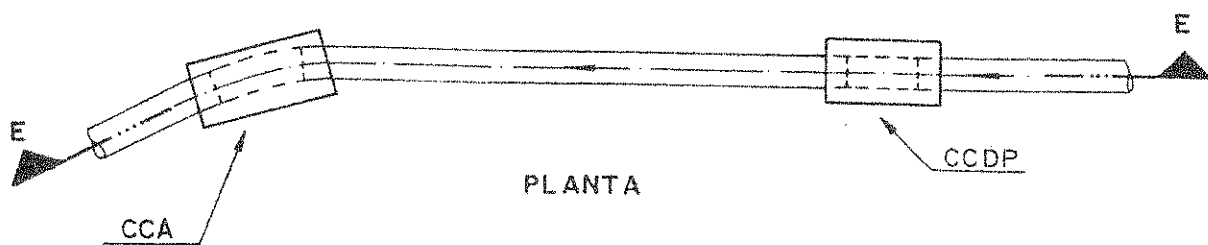
CORTE D-D

D1 (mm)	h (m)	D (m)	A (m)	B (m)
100	<0,25	$h + D1 + 0,08$	0,20	0,20 + A
150	<0,25	$h + D1 + 0,08$	0,20	
200	<0,35	$h + D1 + 0,10$	0,25	
>200	<0,50	$h + D1 + 0,15$	$D1 + 0,05$	



Nota: si  $h < 0,25\text{m}$  ( $D^\circ 100$ ),  $h < 0,25\text{m}$  ( $D^\circ 150$ ) ó  $h < 0,35\text{m}$  ( $D^\circ 200$ ),  
el salto se produce en una CCS.-

D1 (mm)	h (m)
100	0,25 - 0,50
150	0,25 - 0,50
200	0,35 - 0,50



$$D_1 \leq D_2$$

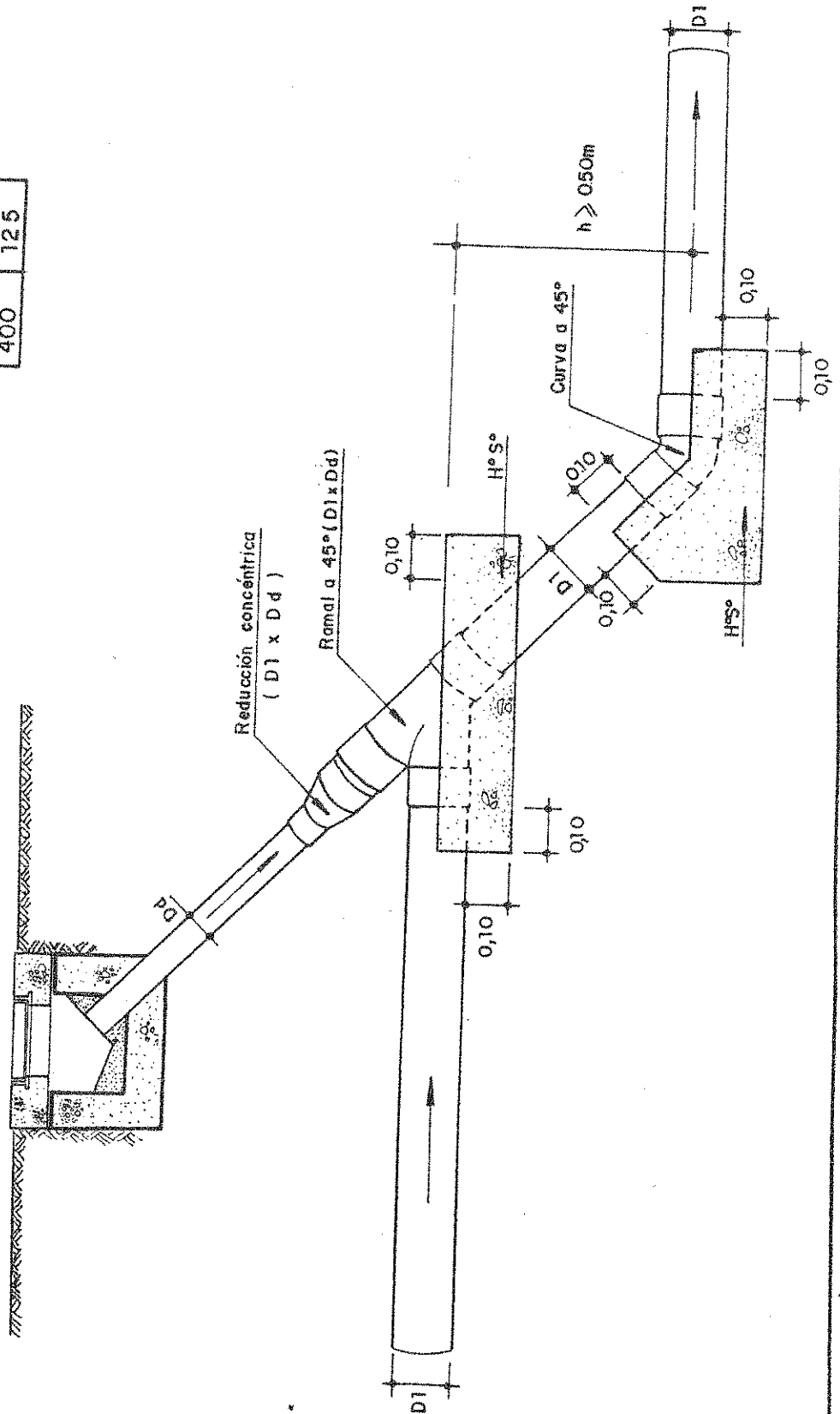
Nota: si  $h < 0,25 \text{ m}$  ( $D^\circ 100$ ),  $h < 0,25 \text{ m}$  ( $D^\circ 150$ ) ó  $h < 0,35 \text{ m}$  ( $D^\circ 200$ ),  
el salto se produce en una CCS.-

$D_1$ (mm)	$h$ (m)
100	0,25 - 0,50
150	0,25 - 0,50
200	0,35 - 0,50



D1 (mm)	Dd (mm)
100	100
150	100
200	100
250	125
300	125
400	125

CAMARA DE ACCESO  
(C.A.)



Co.FAP y S.  
CONSEJO FEDERAL de  
AGUA POTABLE y SANEAMIENTO

HYTSA Estudios y Proyectos S.A.

SALTO  $h \geq 0.50$  m

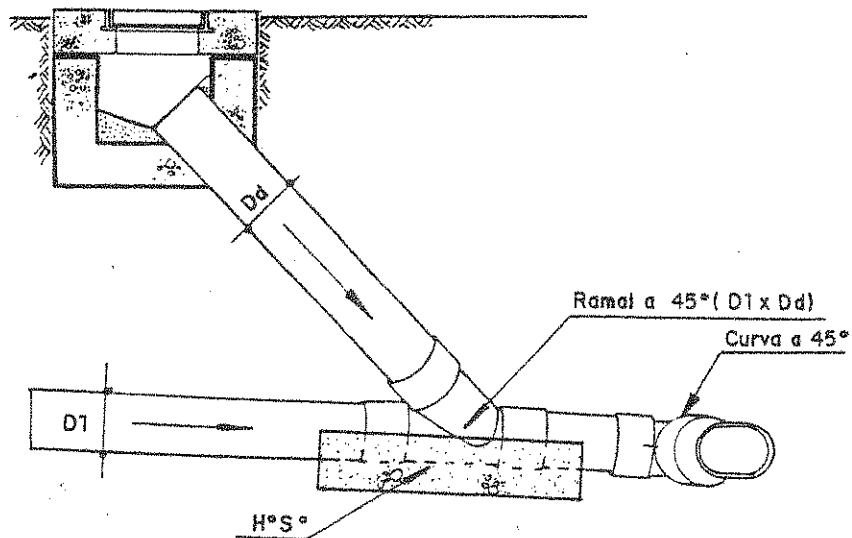
REVISIÓN Y ACTUALIZACIÓN DE LAS NORMAS  
DE ESTUDIO, CRITERIOS DE DISEÑO Y  
PRESENTACIÓN DE PROYECTOS DE DESA-  
GÜES PARA LOC. DE HASTA 30.000 HAB.

Escala:

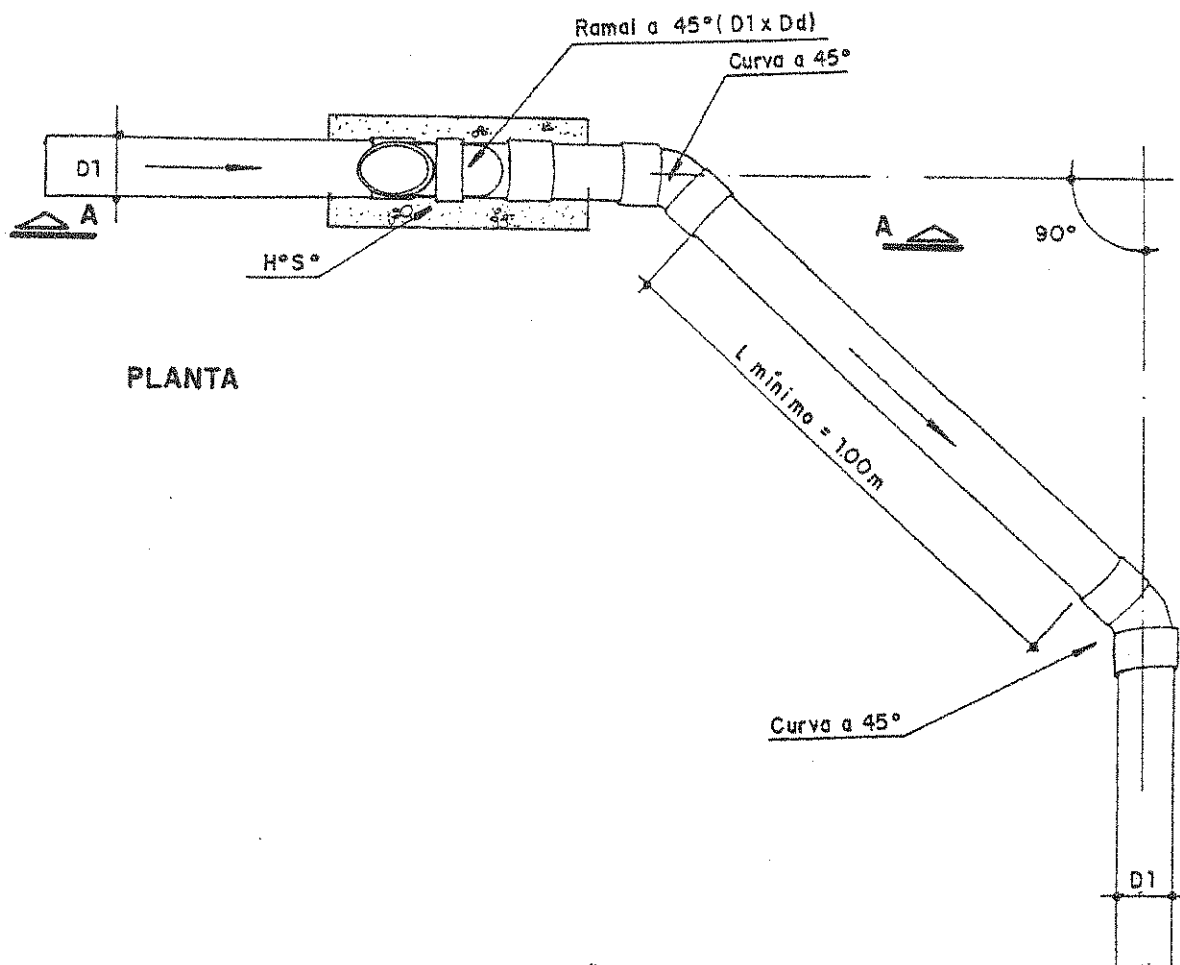
Figura N° 07

8.E.

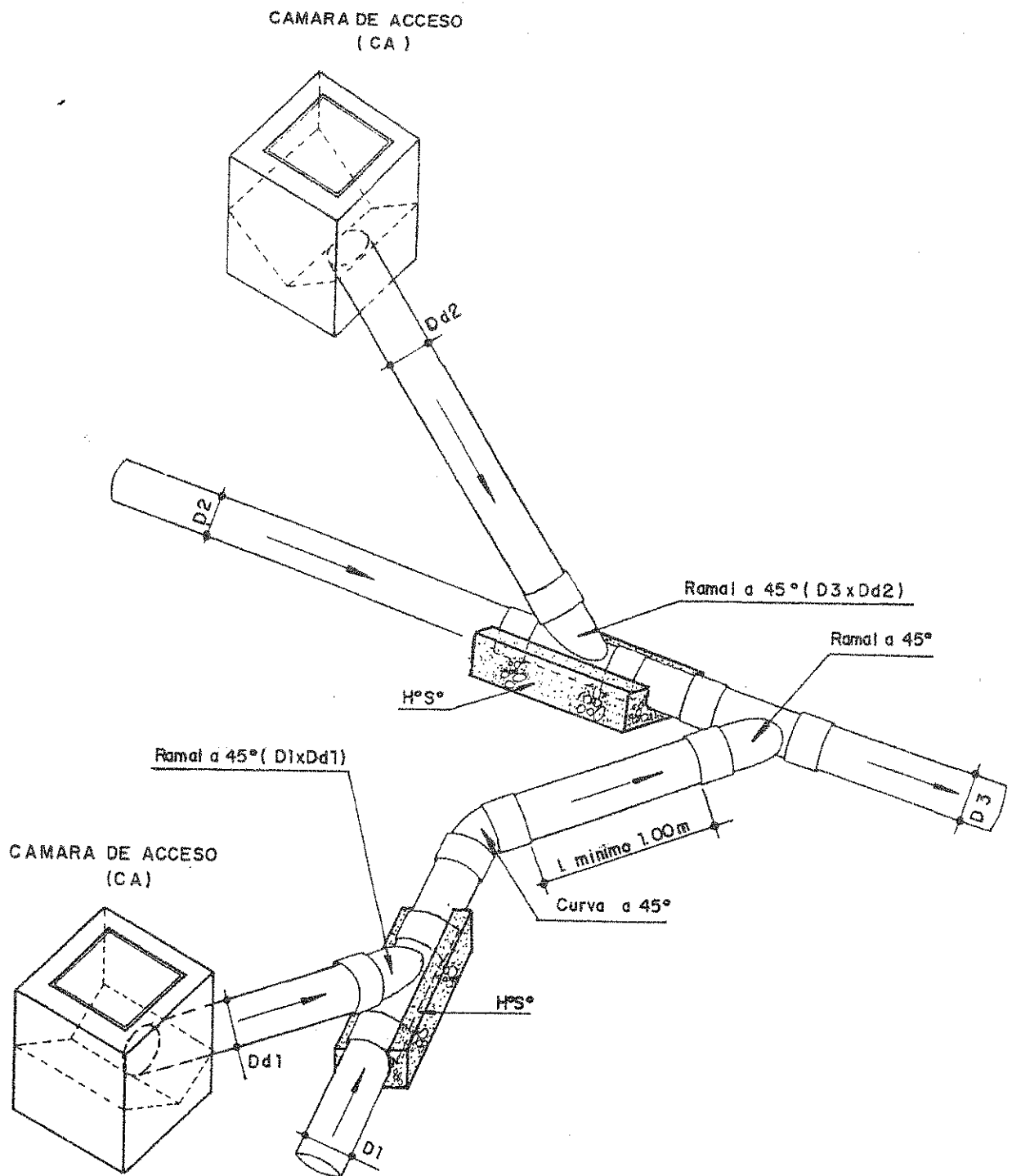
CAMARA DE ACCESO  
(C.A.)



VISTA A-A



PLANTA



Nota: Si  $D3 > D2$  o  $D3 > D1$ , el cambio de diámetro debe producirse antes del empalme de  $D1$ .

$Dd1 = f(D1)$ ,  $Dd2 = f(D3)$ .

Co.F.A.P.y.S.  
CONSEJO FEDERAL de  
AGUA POTABLE y SANEAMIENTO

HYTSA Estudios y Proyectos S.A.

EMPALME A 90°

REVISIÓN Y ACTUALIZACIÓN DE LAS NORMAS  
DE ESTUDIO, CRITERIOS DE DISEÑO Y  
PRESENTACIÓN DE PROYECTOS DE DESAGÜES  
PARA LOC. DE HASTA 30.000 HAB.

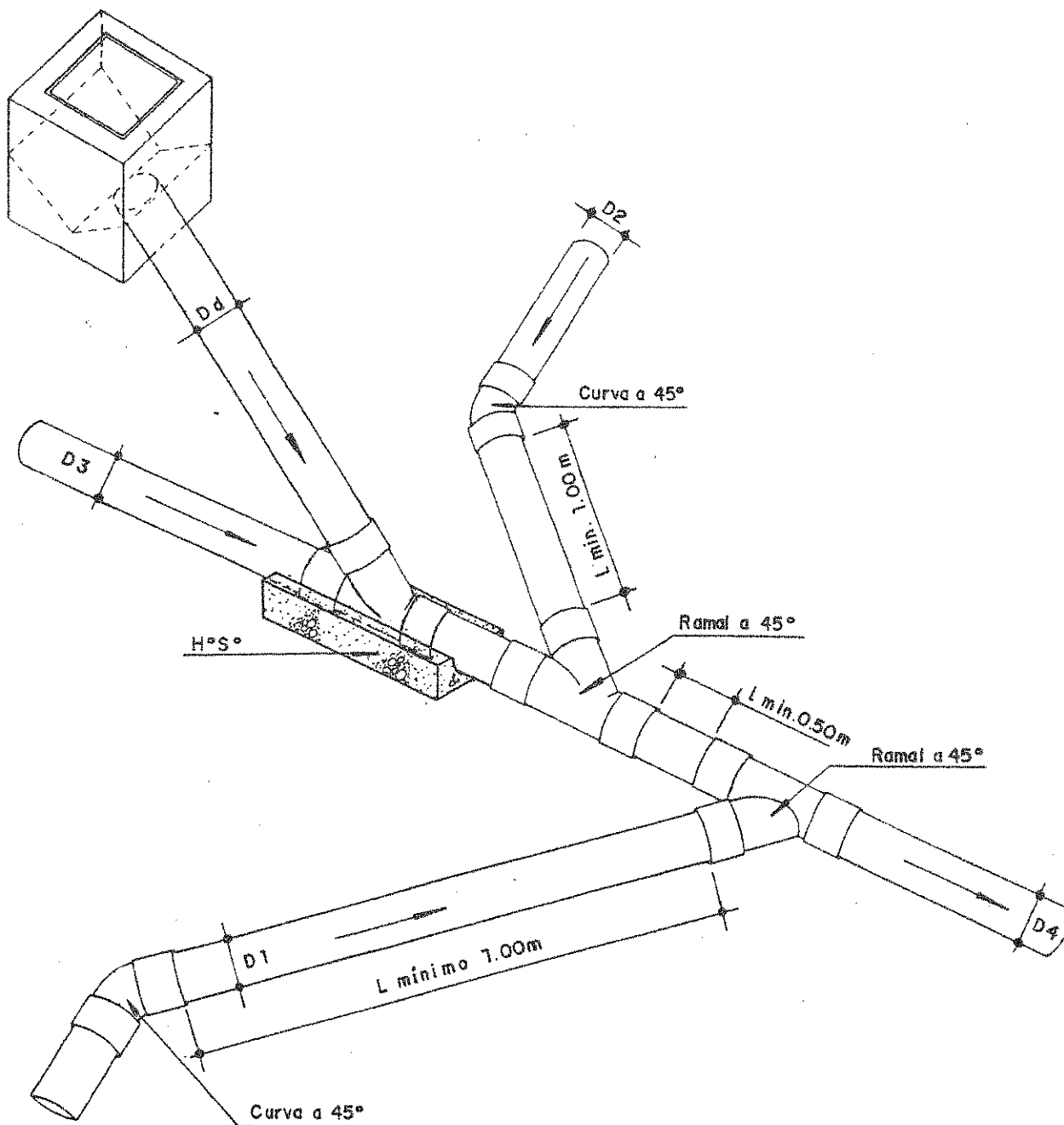
Escala:

Figura N°

8 E.

09

CAMARA DE ACCESO  
(CA)



Nota: Si  $D4 > D3$  ó  $D4 > D1/D2$  el cambio de diámetro debe producirse antes del empalme de D1 y D2.-

$Dd = f(D4)$ .-

Co.FAPyS.  
CONSEJO FEDERAL de  
AGUA POTABLE y SANEAMIENTO

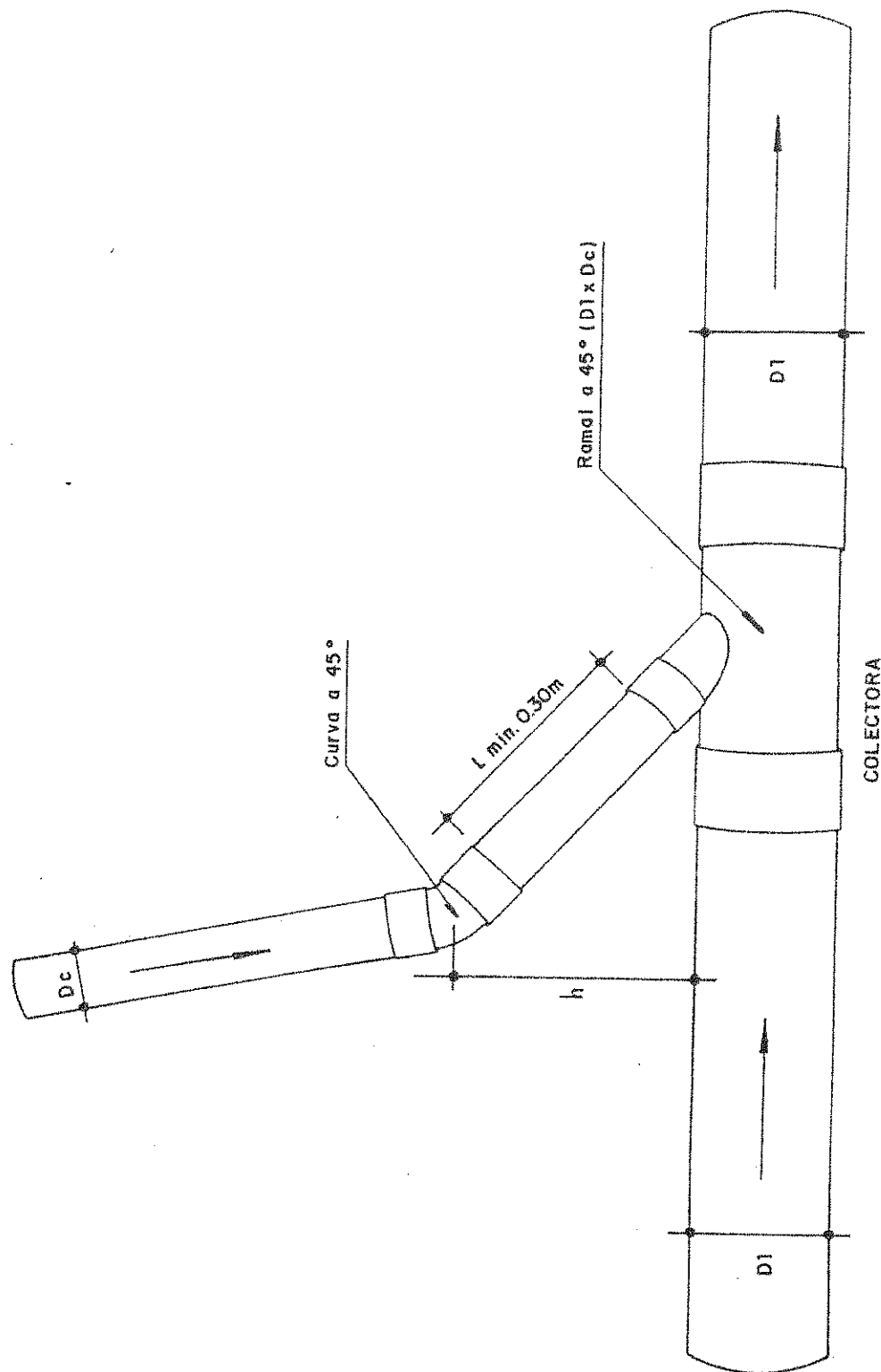
HYTSA Estudios y Proyectos S.A.

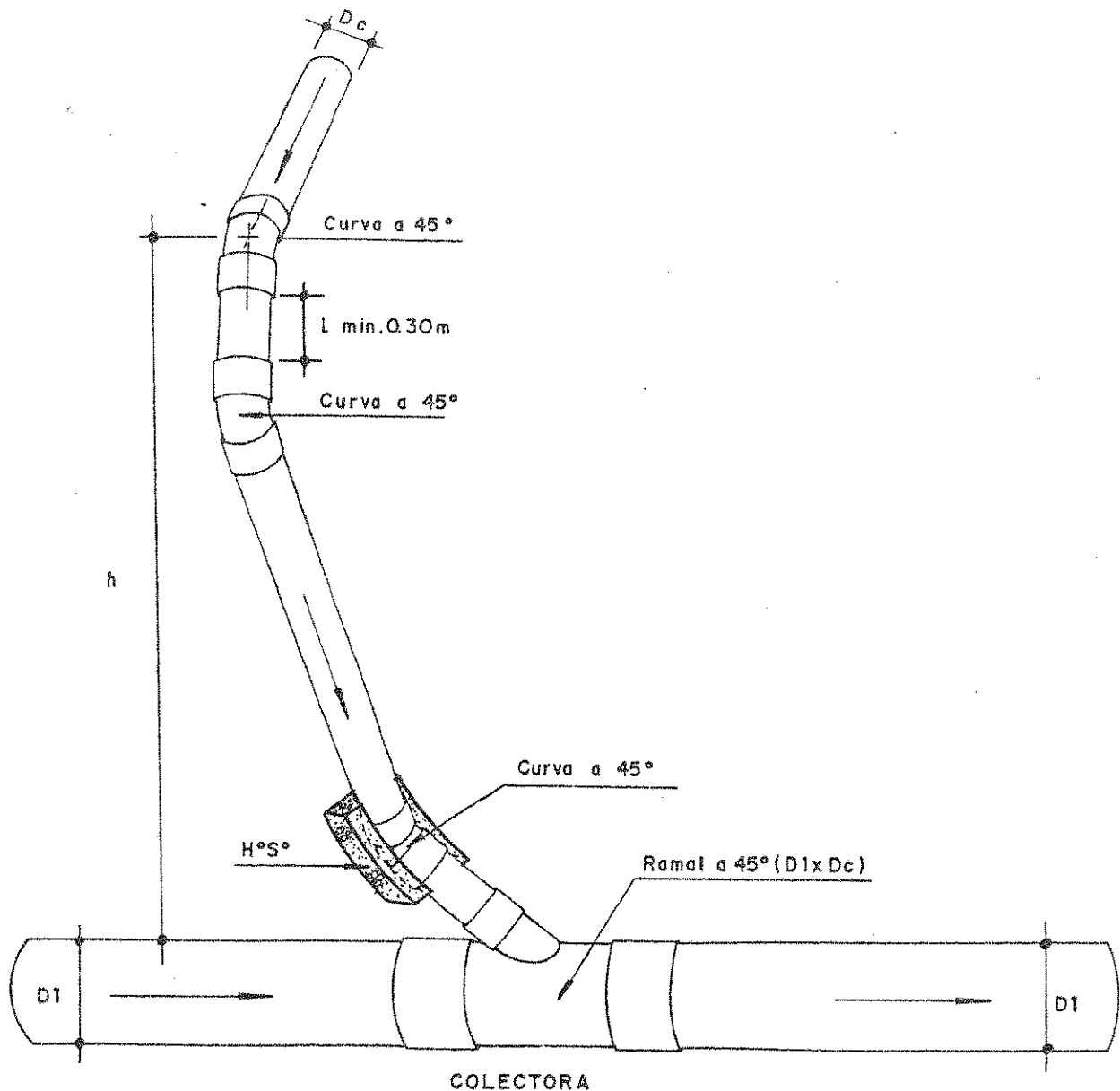
EMPALMES A 90°

REVISIÓN Y ACTUALIZACIÓN DE LAS NORMAS  
DE ESTUDIO, CRITERIOS DE DISEÑO Y  
PRESENTACIÓN DE PROYECTOS DE DESA-  
GÜES PARA L.O.C. DE HASTA 30.000 HAB.

Escala:

Figura Nº 10  
B.E.





Co.F.A.P. y S.  
CONSEJO FEDERAL de  
AGUA POTABLE y SANEAMIENTO

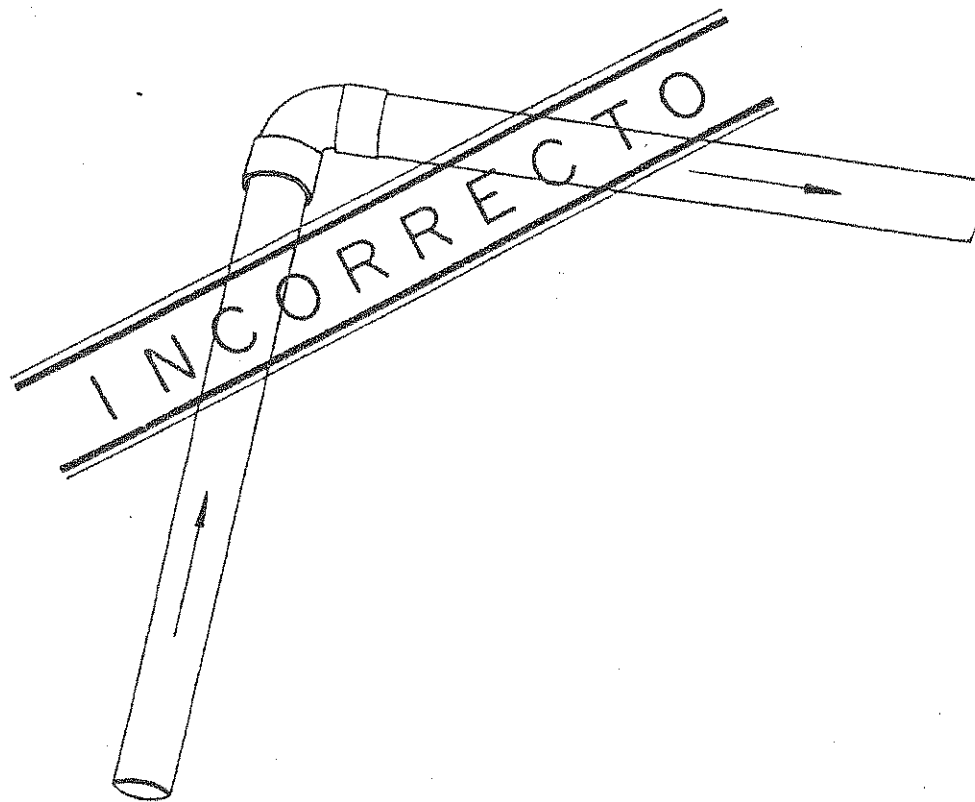
HYTSA Estudios y Proyectos S.A.

EMPALME DOMICILIARIO  
 $D_1 < 300\text{mm}$   
 $h > 2.00\text{m}$


REVISIÓN Y ACTUALIZACIÓN DE LAS NORMAS  
DE ESTUDIO, CRITERIOS DE DISEÑO Y  
PRESENTACIÓN DE PROYECTOS DE DESA-  
GUÉS PARA LOC. DE HASTA 30.000 HAB.

Escala:

Figura N° 12  
8.E.



Co.F.A.P.y.S.  
CONSEJO FEDERAL de  
AGUA POTABLE y SANEAMIENTO

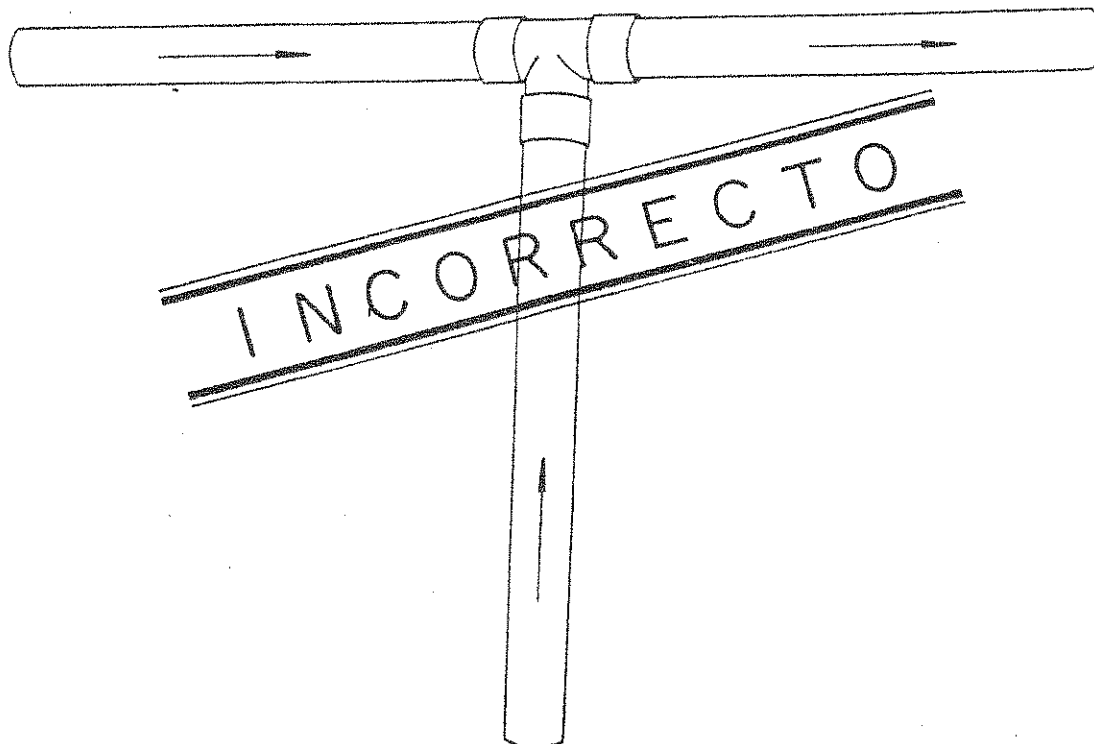
 HYTSA Estudios y Proyectos S.A.

DISPOSICION "NO PERMITIDA"  
CAMBIO DE DIRECCION A 90°


REVISION Y ACTUALIZACION DE LAS NORMAS  
DE ESTUDIO, CRITERIOS DE DISEÑO Y  
PRESENTACION DE PROYECTOS DE DESA-  
GUÉS PARA LOC. DE HASTA 30.000 HAB.

Escala:

Figura N° 13  
B.E.



Co.F.A.P.y.S.  
CONSEJO FEDERAL de  
AGUA POTABLE y SANEAMIENTO

 HYTSA Estudios y Proyectos S.A.

DISPOSICION "NO PERMITIDA"  
EMPALME A 90°

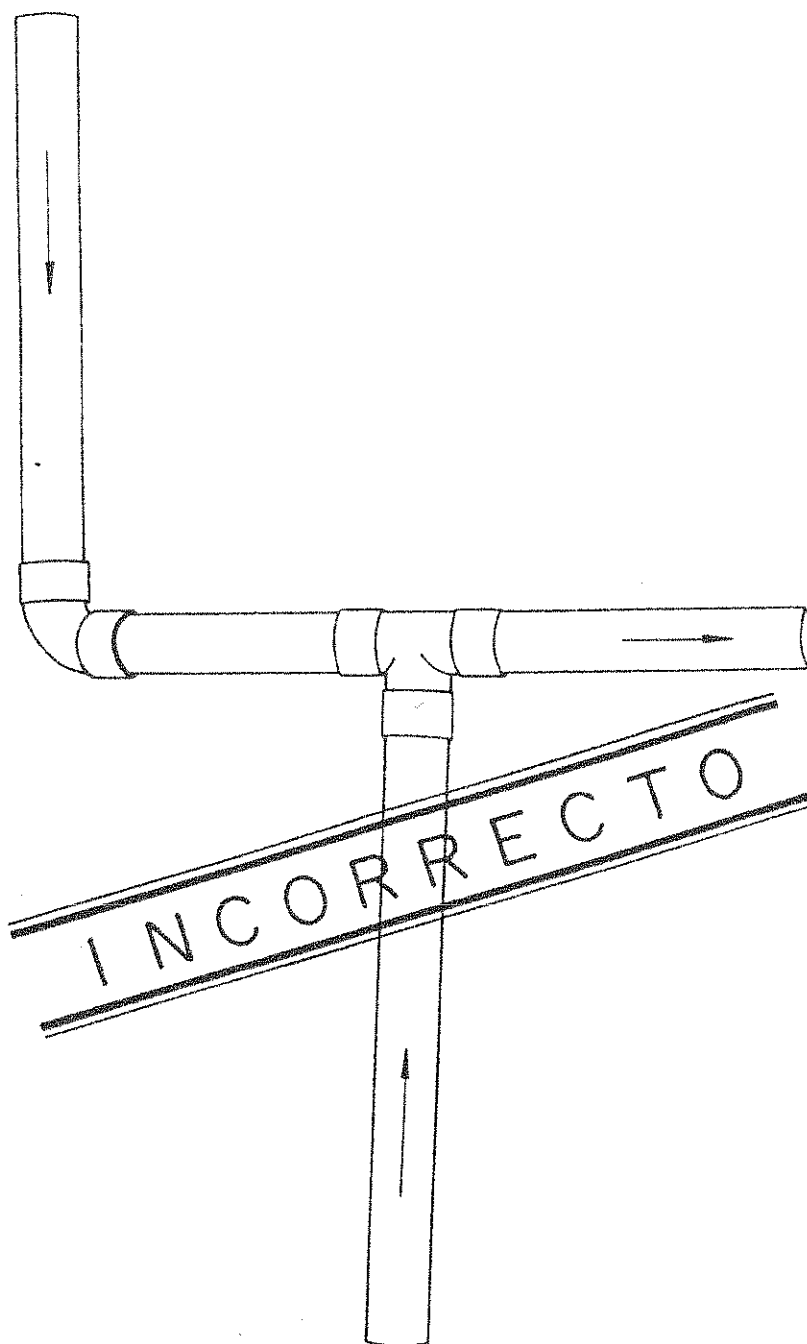
REVISION Y ACTUALIZACION DE LAS NORMAS  
DE ESTUDIO, CRITERIOS DE DISEÑO Y  
PRESENTACION DE PROYECTOS DE DESA-  
GÜES PARA LOC. DE HASTA 30.000 HAB.

Escala:

Figura N°  
8.E.

14





Co.F.A.P.y S.  
CONSEJO FEDERAL de  
AGUA POTABLE y SANEAMIENTO

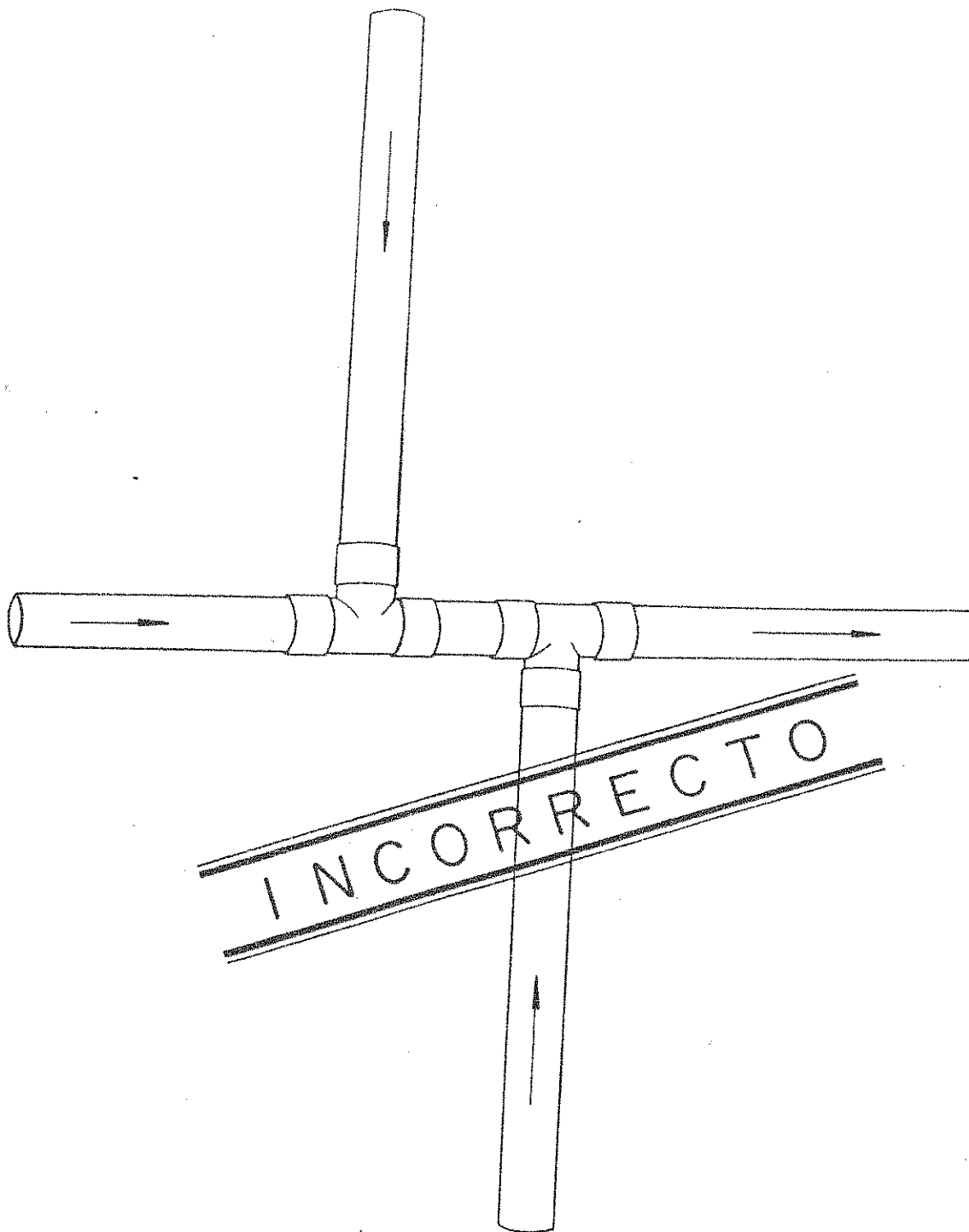
 HYTSA Estudios y Proyectos S.A.

DISPOSICION "NO PERMITIDA"  
CAMBIO DE DIRECCION Y EMPALME A 90°


REVISION Y ACTUALIZACION DE LAS NORMAS  
DE ESTUDIO, CRITERIOS DE DISEÑO Y  
PRESENTACION DE PROYECTOS DE DESA-  
GÜES PARA LOC. DE HASTA 30.000 HAB.

Escala:

Figura N°  
8 E. 15



Co.F.A.P.y.S.  
CONSEJO FEDERAL de  
AGUA POTABLE y SANEAMIENTO

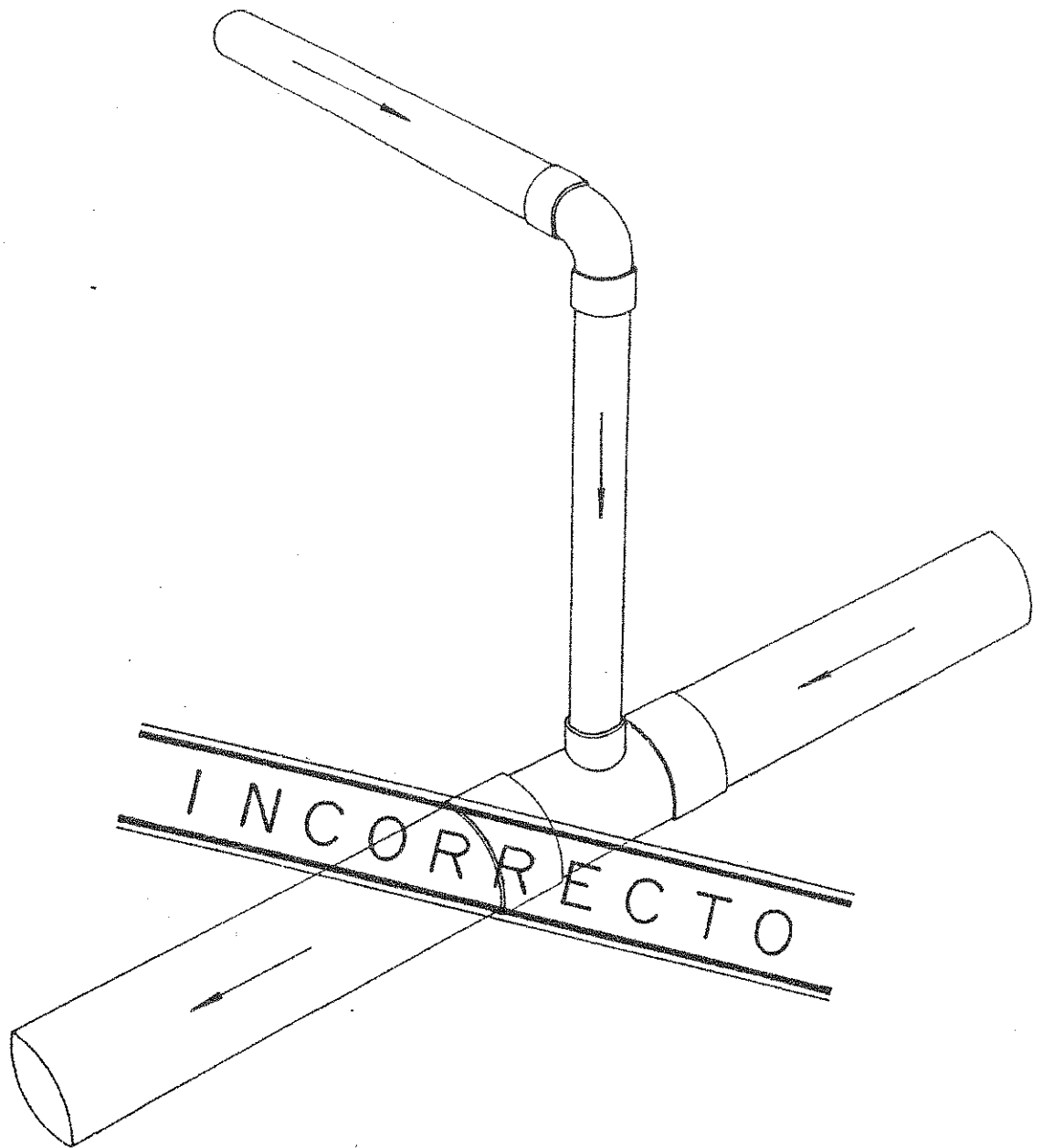
 HYTSA Estudios y Proyectos S.A.

DISPOSICION "NO PERMITIDA"  
EMPALMES A 90°


REVISION Y ACTUALIZACION DE LAS NORMAS  
DE ESTUDIO, CRITERIOS DE DISEÑO Y  
PRESENTACION DE PROYECTOS DE DESA-  
GUES PARA LOC. DE HASTA 30000 HAB.

Escala:

Figura N° 16  
8 E.



Co.F.A.P.y S.  
CONSEJO FEDERAL de  
AGUA POTABLE y SANEAMIENTO

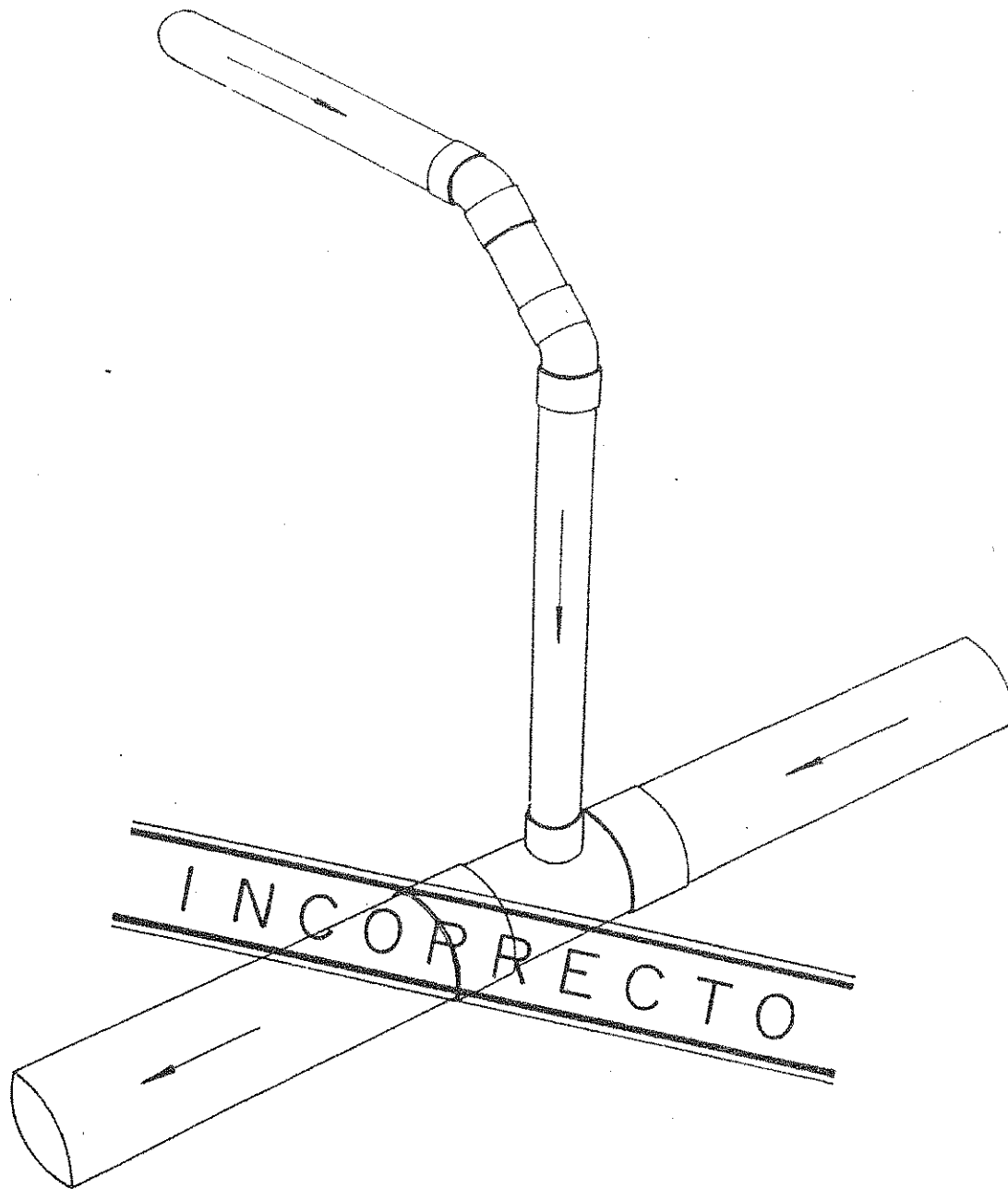
 HYTSA Estudios y Proyectos S.A.

DISPOSICION "NO PERMITIDA"  
ACOMETIDA DOMICILIARIA CON  
RAMAL Y CURVA A 90°

REVISION Y ACTUALIZACION DE LAS NORMAS  
DE ESTUDIO, CRITERIOS DE DISEÑO Y  
PRESENTACION DE PROYECTOS DE DESA-  
GUÉS PARA LOC. DE HASTA 30.000 HAB.

Escala:

Figura N° 17  
8E



Co.F.A.P. y S.  
CONSEJO FEDERAL de  
AGUA POTABLE y SANEAMIENTO

 HYTSA Estudios y Proyectos S.A.

DISPOSICION "NO PERMITIDA"  
ACOMETIDA DOMICILIARIA CON RAMAL A 90°

REVISION Y ACTUALIZACION DE LAS NORMAS  
DE ESTUDIO, CRITERIOS DE DISEÑO Y  
PRESENTACION DE PROYECTOS DE DESA-  
GÜES PARA LOC. DE HASTA 30.000 HAB.

Escala:

Figura N° 18  
B.E.