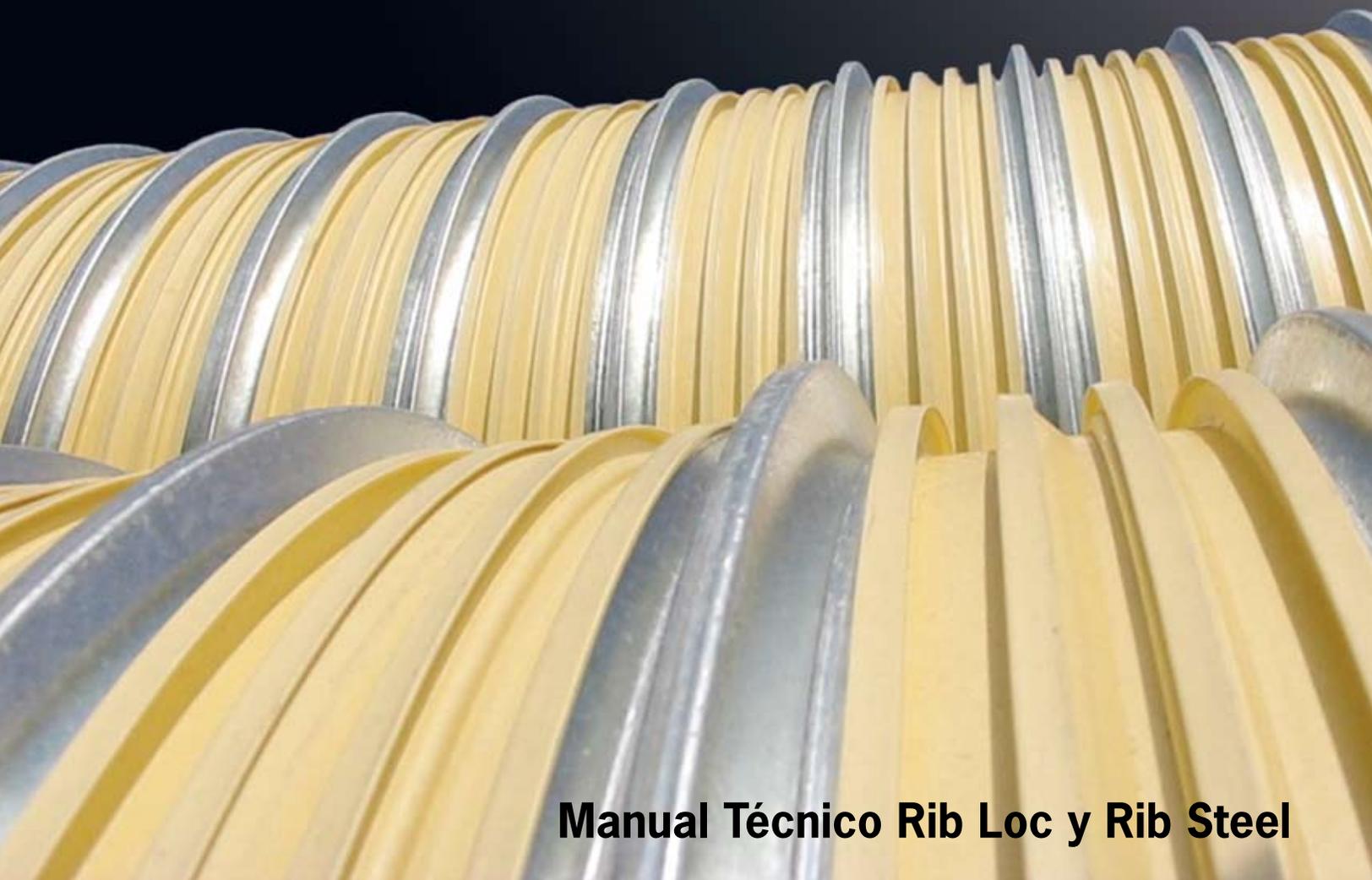


# ***Durman***<sup>®</sup>



**Manual Técnico Rib Loc y Rib Steel**

an *Aliaxis* company



**MANUAL TECNICO RIB LOC Y RIB STEEL**

2007

***Durman***<sup>®</sup>

# Indice

---

<b>Capítulo 1 - Introducción.....</b>	<b>5</b>
<b>Capítulo 2 - Materiales termoplásticos .....</b>	<b>7</b>
<b>Capítulo 3 - Tuberías perfiladas de PVC.....</b>	<b>9</b>
<b>Capítulo 4 - Análisis y diseño de tuberías enterradas, modelos de carga .....</b>	<b>11</b>
4.1. Cálculo de las cargas muertas .....	11
4.2. Las cargas vivas: Wv.....	16
<b>Capítulo 5 - Límites de comportamiento para diseño .....</b>	<b>21</b>
5.1 Cálculo de las deflexiones.....	21
5.2 Segundo límite: el abollamiento o pared local (buckling) .....	29
5.3 Tercer límite: Rotura de la pared (Wall Crushing) .....	35
<b>Capítulo 6 - Rib Steel.....</b>	<b>39</b>
6.1 La vida útil del fleje metálico, implicaciones en el comportamiento del tubo instalado.....	42
<b>Capítulo 7 - Hidráulica de sistemas por gravedad .....</b>	<b>45</b>
<b>Capítulo 8 - Anexos .....</b>	<b>49</b>



# Capítulo 1

---

## Introducción

El presente documento se ha diseñado y desarrollado con el objetivo básico de ofrecer e integrar los principales conceptos estructurales e hidráulicos requeridos para el análisis, diseño y especificación de tuberías para conducción por gravedad, tales como las de aguas pluviales, negras, pasos de alcantarilla, etc.

En las secciones correspondientes a conceptos estructurales, se ha dado especial énfasis a los sistemas de tuberías flexibles, pero partiendo del planteamiento de las condiciones y conceptos que llevan a definir si es un sistema rígido o flexible, con las implicaciones físicas y constructivas que ello conlleva.

Las familias que involucra el sistema Rib Loc son varias, si bien conceptualmente parten de la idea de un sistema estructural e hidráulicamente óptimo que sea versátil para las diferentes aplicaciones y formas de instalación.

En este documento se describen y analizan los modelos y procesos de cálculo que aplican para los dos principales tipos estructurales de Rib Loc:

- Rib Loc autoportante: Es el tubo Rib Loc estándar, consistente en una banda estructural pre-extruída que es enrollada helicoidalmente y enlazada por medios mecánicos y químicos para formar un tubo de estructura flexible
- Rib Steel: Es el tubo Rib Loc autoportante más una banda estructural helicoidal de acero galvanizado.

Así mismo se incluye una sección sobre diferentes consideraciones que hidráulicamente se deben tener.

Desde luego que debe tenerse en claro que esta es una compilación, por lo que no pretende sustituir a los textos especializados, sino más bien complementarse con estos y a estos.

Ing. Óscar R. Gómez Mora



## Capítulo 2

---

### Materiales termoplásticos

Los 5 tipos de tuberías termoplásticas que son utilizadas con mayor frecuencia en infraestructura:

1. Cloruro de Polivinilo (PVC)
2. Acrilonitrilo-Butadieno-Estireno (ABS)
3. Polietileno (PE)
4. Polibutileno (PB)
5. Tubería reforzada de Fibra de Vidrio (GRP)

Además se encuentran de otros materiales como los SRP (plásticos de hule estireno) y el CAB (Butirato-acetato de celulosa), pero se fabrica en pequeña escala o son para aplicaciones muy específicas.

Aquí se tratará con las de PVC (cloruro de polivinilo) que en su aplicación para drenaje pueden ser de pared sólida, doble pared o de pared perfilada. En este documento se estudiarán las de pared perfilada.



## Capítulo 3

### Tuberías perfiladas de PVC

En el mercado mundial existen diversos tipos de tuberías perfiladas hechas de cloruro de polivinilo. Todas ellas tienen una cualidad común: muestran alta rigidez anular con un bajo peso por unidad de longitud. Esta condición hace que las tuberías perfiladas sean más livianas que las de pared sólida.

El principio de funcionamiento se basa en diseñar una pared que posea un valor elevado en el momento de inercia de sus elementos, con relativamente poca área, análogo al caso de vigas en donde usualmente predominan los requerimientos por flexión sobre los de cortante.

La Fig. 1 muestra un elemento típico de tubería perfilada tipo Rib Loc, figura en la que se apoyará esta sección para explicar el cálculo del momento de inercia de la pared del tubo, así como otras propiedades mecánicas para el diseño estructural de estas tuberías.

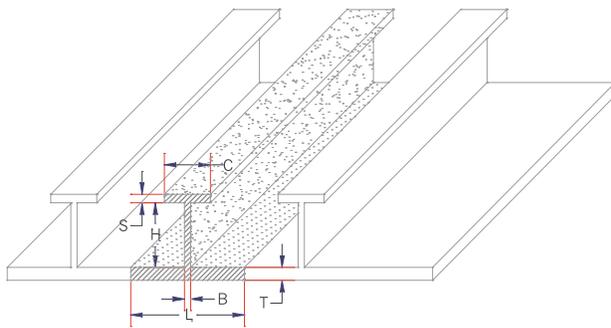


Figura 1. Elemento Estructural del Perfil Rib Loc

Este es un elemento típico del perfil que conforma las paredes de la tubería. Cada uno de sus componentes se puede simplificar a una forma rectangular como la siguiente (Fig. 2) y luego, aplicando el método de traslación de momentos de inercia, ensamblarlos y formar el modelo matemático para la figura 1.

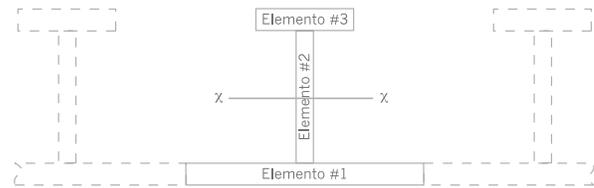


Figura 2. Simplificación de perfil típico de pares a forma rectangular

El momento de inercia para una sección rectangular homogénea se define como,

$$I_{xx} = bh^3/12$$

Donde,

$I_{xx}$ : momento de inercia alrededor del eje x, usualmente en el centroide

b: ancho de sección

h: altura de sección

Lo primero que debe calcularse es la posición del centroide del elemento compuesto usando la Ecuación 2.

$$Y' = \frac{\sum(A_i y_i)}{\sum(A_i)}$$

Donde,

$Y'$ : posición del centroide de todo el elemento

$A_i$ : área del elemento i

$Y'_i$ : posición del centroide del áreas del elemento i

n: número de elementos

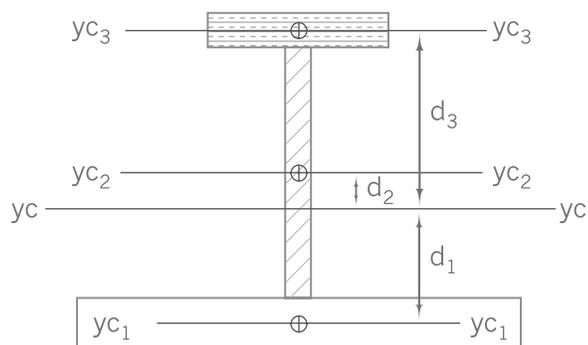


Figura 3. Pieza estructural elemental p. 5

El momento de inercia total se obtiene sumando todos los momentos de los diferentes elementos utilizando para ello el “teorema de los ejes paralelos”.

(Ver Fig. 3, Ecuación 3)

$$I_{xx} = \sum (I_{xxi} + A_i \cdot d_i^2)$$

Donde,

$I_{xx}$ : momento de inercia del ensamble de elementos alrededor del eje ‘ x ‘

$I_{xxi}$ : momento de inercia alrededor del eje x del elemento ‘ i ‘

$A_i$ : área del elemento ‘ i ‘

$d_i$ : distancia del centroide del área ‘ i ‘ al centroide de todo elemento

La posición del centroide tiene mayor influencia en el momento de inercia y confiere a las tuberías perfiladas una excelente relación peso-resistencia.

## Capítulo 4

### **Análisis y diseño de tuberías enterradas, modelos de carga**

Básicamente consiste en definir la magnitud y modo de transmisión de las diferentes solicitaciones a las que se verá sometida una tubería instalada en condición de enterramiento.

Para efectos de este modelo se considerarán tanto la carga viva típica, así como las cargas muertas y sus efectos.

Los modelos para análisis y diseño de sistemas subterráneos para conducción de agua por gravedad se pueden clasificar bajo diferentes criterios, según:

- Geometría
- Material o materiales que lo constituyen
- Comportamiento o clasificación estructural
- Metodología de instalación
- Proceso de fabricación, etc.

En un sentido mecánico estricto todas las tuberías son flexibles dado que siempre experimentarán una deformación, por mínima que sea, ante la aplicación de una carga, o combinación de estas, distinta de cero. Sin embargo aquí se ha establecido una clasificación en flexibles y rígidas, en función de si están o no en capacidad de interactuar significativamente con el material de entorno.

Aquellos sistemas que se clasifican como estructuralmente flexibles es porque las funciones esfuerzo-deformación del tubo, en correspondencia con las del material en que se encuentra instalado, permiten una interacción significativa. Las rígidas se definirán entonces por contraposición, no necesariamente absoluta, a esta definición.

Los modelos a emplear parten del concepto de sistema suelo-tubo, mismo que se puede definir como aquel en el cual el efecto de las

cargas aplicadas, sean permanentes, temporales o accidentales, es distribuido entre los elementos que conforman el sistema resistente en función a la compatibilidad de deformaciones, las rigideces relativas y por tanto de la configuración geométrica y cinemática del conjunto.

Para cada combinación de cargas se puede definir un sistema balanceado entre características del tubo, material circundante y dimensiones de la zanja. Para efectos prácticos y generales basta con definir un solo sistema que cubre la gran mayoría de los casos posibles en campo, sin que esto elimine la posibilidad de buscar alternativas que, para una condición específica, sean más económicas, seguras o prácticas, o bien combinación de estas.

El proceso se inicia con la definición de las cargas y su aplicación, escogiéndose el modelo de distribución de estas, a la vez que se determinan los factores de mayorización cuando hay grados de incertidumbre sobre el valor máximo, o bien determinando las magnitudes y justificando los supuestos que llevan a estas.

#### **4.1 Cálculo de las cargas muertas**

Para el análisis y diseño de tuberías enterradas, se conocen como cargas muertas aquellas que corresponden al efecto del prisma de terreno sobre el plano superior de la tubería y a la interacción de este con el material circundante y las condiciones en que se le instaló.

Las tuberías flexibles se caracterizan por poder interactuar de manera significativa con el medio circundante (pared de zanja, encamado y material de entorno, principalmente).

Esto permite una interrelación a nivel casi infinitesimal del tubo y el entorno, lográndose un comportamiento estructural

del sistema final que incluso supera al de tuberías muy rígidas como el caso de las tuberías de concreto reforzado.

Como ya se dijo, estrictamente hablando todas las tuberías son flexibles, en menor o en mayor grado, pero para efectos prácticos se consideran flexibles aquellas que, cuando menos, pueden deformarse anularmente de un 2 a un 3% de su diámetro inicial sin sufrir daños.

Con este rango de deformación se logra que, para la gran mayoría de los suelos, se genere un estado de esfuerzos capaz de sacar provecho de la densidad y calidad que todo material de entorno, para la tubería que sea, debe tener para que la instalación se considere satisfactoria.

Gracias a ese mecanismo es que se logran elementos hechos de materiales de excelentes prestaciones físicas y químicas, con un peso muy favorable para su transporte y colocación.

Incluso, desde hace ya varias décadas la ACPA (American Concrete Pipe Association) ha venido efectuando investigaciones prácticas y desarrollando modelos numéricos en los que analizan el efecto benéfico que puede darse en el comportamiento de las tuberías rígidas de concreto si el entorno de instalación se hace con bien definidas condiciones. El resultado está plasmado en las más recientes versiones del Handbook de las Tuberías de Concreto, específicamente en el ítem de SIDD (Standard Installation Direct Design).

Este programa basado en análisis estructural por método de elementos finitos, en tuberías rígidas, permite sacar ventaja de la buena instalación aún en el caso de tuberías rígidas.

Con las tuberías flexibles las ventajas son más evidentes y numéricamente más significativas, tal y como se demuestra con los teoremas y fórmulas que se presentan.

Los conceptos de diseño se enfocan, para el caso de las tuberías flexibles, en:

- Características del material de pared de zanja
- Características del material que se colocará a los lados de la tuberías
- Propiedades mecánicas de la pared del tubo y de su diámetro
- Ancho de zanja
- Cargas vivas y muertas actuando sobre el tubo.

La capacidad estructural se cuantifica de acuerdo a lo que el sistema en conjunto aporta y no solo basándose en lo que el tubo por sí solo pueda ofrecer, lo que, al fin y al cabo, solo es un eslabón de la cadena.

Las tuberías flexibles desarrollan en conjunto con el entorno un estado de esfuerzos que les permite, debidamente diseñadas e instaladas, colocarlas con alturas de relleno que pueden ampliamente superar las que, usualmente, se logran con tuberías de concreto reforzadas según las normativas vigentes.

La figura adjunta muestra como se da la interacción con el tubo flexible, generando un balance muy conveniente de esfuerzos. Cabe aclarar que el material de relleno colocado por encima del cuadrante superior o corona tiene muy poca influencia sobre el comportamiento estructural del tubo salvo cuando se trata de tuberías muy superficiales sometidas a cargas vivas de importante magnitud, y desde luego también por el efecto del peso volumétrico del terreno.

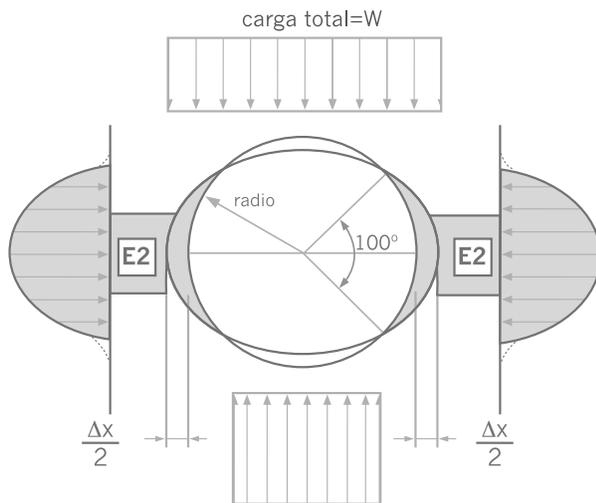


Figura 4.

**Tuberías rígidas**

El análisis parte de los modelos y fórmulas de Marston y Spangler, considerando que la tendencia cinemática al movimiento de los prismas de terreno a los lados de la tubería es más definida que la que se da en el material inmediatamente sobre esta, con el aporte de la fricción que se da entre estos prismas, que se produce por el efecto de deformación volumétrica (gracias al cual al comprimir un cubo de material en una dirección, este tiende a expandirse en las otras dos direcciones ortogonales).

Gráficamente esto se modela así:

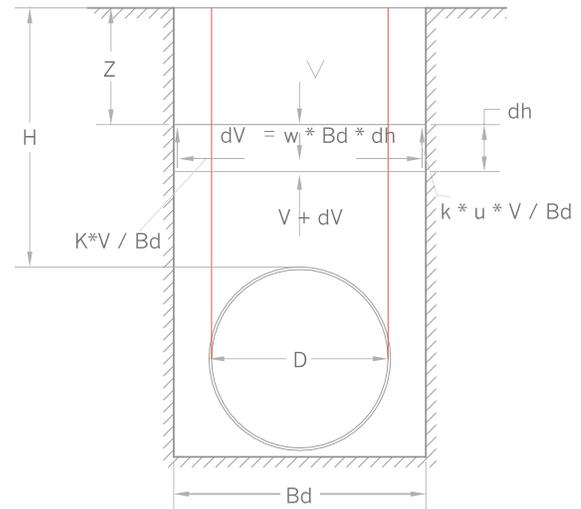


Figura 5.

$$\begin{aligned}
 V + dV &= V + \gamma B_d dh - 2k u' V / B_d dh \\
 dV &= \gamma B_d dh - 2ku' V / B_d dh \\
 dV &= (\gamma B_d - 2k u' V / B_d) dh \\
 dh &= dV / (\gamma B_d - 2ku' V / B_d)
 \end{aligned}$$

Empleando  $U = \gamma B_d - 2ku' V / B_d$

Y así  $dU = -2ku' / B_d dV$

$$\begin{aligned}
 -B_d du / (2ku' U) &= dh \\
 h + C &= -B_d / (2ku') \ln U \\
 V &= (B_d / 2ku') * (\gamma B_d - C * e^{-2ku'(h/B_d)})
 \end{aligned}$$

Aplicando condiciones de frontera si  $h = 0, V = 0$

$$0 = \gamma B_d - C * e^{-2ku'(0/B_d)}$$

$$\gamma B_d = C$$

$$W = \gamma B_d^2 (1 - e^{-2ku'(h/B_d)}) / 2ku'$$

$$W = \gamma B_d^2 * Cd$$

Los valores de  $ku'$  dependen de las condiciones del material de relleno y de las paredes de la zanja.

También debe aclararse que este desarrollo y fórmulas aplican para la condición de instalación en zanja.

### Tuberías flexibles

La fórmula es muy similar a la expuesta para el caso de la tubería flexible, solo que en la forma de:

$$W = \gamma(B_d * D) * Cd$$

Esta diferencia corresponde a la tendencia cinemática del prisma sobre la tubería y el que se encuentra a los lados de esta.

En algunos casos, cuando se desconoce el valor de  $ku'$ , se puede asumir que no hay interacción con el medio circundante y que el efecto de arco no se produce, sin embargo esto no es correcto desde el punto de vista teórico. Los valores de  $ku'$  se encuentran en el rango de 0.110 para arcillas saturadas y 0.1924 para materiales granulares sin cohesión, de donde que en cualquier caso de rellenos aceptables en obra civiles sí se pueda proceder a aplicar esta fórmula.

Por la experiencia acumulada a lo largo del tiempo por parte de los fabricantes y diseñadores de tuberías flexibles (i.e. metal corrugado), se ha concluido que si la altura de relleno sobre la corona del tubo es inferior al diámetro externo del tubo, entonces el efecto de arco no se produce de manera adecuada y en consecuencia sí se justifica calcular la presión de contacto

en el tubo, por cargas muertas, como el producto aritmético del volumen sobre la corona del tubo por el diámetro externo de este.

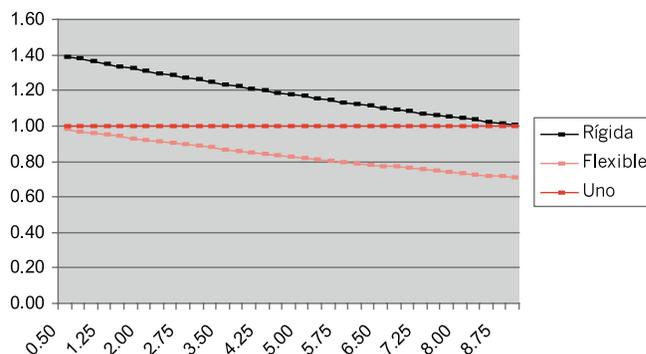


Figura 6. Relación peso de prisma vs efecto de arco

Las cargas al actuar contra la tubería generan el efecto de acople o compatibilidad de deformaciones que permitirá entonces que el tubo aporte su resistencia a la compresión en el perímetro del tubo así como su rigidez contra la deformación anular, a la vez que generará esfuerzos en el material de entorno.

Tal y como se muestra en la figura adjunta, la distribución de cargas hacia una tubería flexible es más favorable que la que se da en una tubería rígida.

En ciertas condiciones de instalación, sobre todo cuando se espera inestabilidad en el relleno o cambios en su condición a lo largo del tiempo, puede ser conveniente considerar la llamada carga prisma, o sea:

$$P = \gamma * H_R \quad (4)$$

Donde,

P: presión debida al peso del suelo a la profundidad  $H_R$

$\gamma$ : peso volumétrico total del suelo ( $\text{Kg}/\text{m}^3$ )

$H_R$ : profundidad de relleno sobre la corona de tubo (m)

La carga muerta del prisma sobre el tubo se determina con la expresión:

$W_m = P * D$  en donde D: diámetro eterno del tubo (cm)

#### 4.1.1 Ejemplo 1

Una tubería tipo Rib Loc de 0.522 m diámetro externo se instalará en una zanja de 0.90 m de ancho. La altura de relleno será de 3 m de un suelo con  $\gamma = 1926 \text{ Kg}/\text{m}^3$ . ¿Cuál será la carga sobre el tubo?

Datos:

D: 0.522 m

$\gamma$ :  $1926 \text{ Kg}/\text{m}^3$

Hr: 3.00 m

Utilizando la Ecuación 4 se tiene:

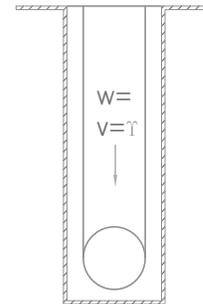
$$P = 1926 \text{ kg}/\text{m}^3 \times 3\text{m} = 5778 \text{ kg}/\text{m}^2.$$

Para obtener la carga muerta total por metro lineal de tubo debe multiplicar este valor por el diámetro externo del tubo.

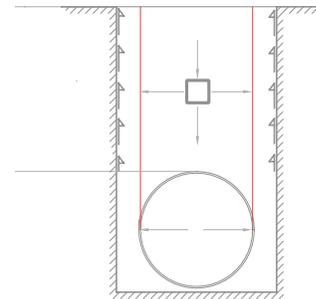
$$\text{Carga muerta (Wm)} = 5778 \text{ kg}/\text{m}^2 \times 0.522 \text{ m} = 3016 \text{ kg}/\text{m} \text{ lineal de tubo}$$

#### Efecto de arco:

La teoría de carga de Marston [1,2], (Ec. 5) para tubería flexible se basa en el caso especial de que el tubo y el relleno alrededor del mismo tiene una misma rigidez, por lo que la proporción de carga muerta sobre el tubo se puede asignar virtualmente con base en el ancho de la excavación (Ver Fig. 5 y 6). En la realidad el efecto es más marcado.



Carga de Prisma sobre la tubería



Proporcionalidad de la carga de acuerdo a la Teoría de Marston

Figura 7: Patrones de carga permanente

La ecuación que se desarrolló atrás queda así:

$$W_c = C_d * \gamma * B_d^2 * D / B_d = C_d * \gamma * D * B_d \quad (5)$$

Donde,

$W_c$ : carga muerta en un tubo flexible por unidad de longitud ( $\text{kg}/\text{m}$ )

$C_d$ : coeficiente de carga (Ec. 6)

$B_d$ : ancho de la zanja encima de la corona del tubo (m)

D: diámetro externo del tubo (m)

$\gamma$ : peso volumétrico total del relleno ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )

$$C_d = \frac{(1 - e^{-2 \cdot k \cdot u \cdot (H_r/B_d)})}{2 \cdot k \cdot u} \quad (6)$$

Donde,

e: base de los logaritmos naturales

K: coeficiente de empuje activo de Rankine (Tabla 1)

u: coeficiente de fricción del relleno (Tabla 1 )

Hr: altura de relleno sobre la corona del tubo (m)

Bd: ancho de la zanja (m)

Tabla 1. Valores aproximados de la relación de esfuerzos de presión de suelo laterales a verticales y coeficientes de fricción contra las paredes de la zanja como función del tipo de suelo y su peso específico [2]

Tipo de suelo	$\gamma$ (kg/m <sup>3</sup> )	Coeficiente activo de Rankine	Coeficiente de Fricción (u)
Suelo suelto	1445	0.33	0.50
Suelo saturado	1766	0.37	0.40
Arcilla parcialmente compactada	1605	0.33	0.40
Arcilla saturado	1926	0.37	0.30
Arena seca	1605	0.33	0.50
Arena húmeda	1926	0.33	0.50

### 4.1.2 Ejemplo 2

Con los datos del **Ejemplo 1**, tratándose de una arcilla saturada, calcular la carga muerta por metro lineal de tubo utilizando el método de Marston.

$$\text{Se tiene } W_c = C_d \cdot \gamma \cdot D \cdot B_d$$

Cálculo de Cd: De la Tabla 1 se ubican los valores para K y u como 0.37 y 0.30, respectivamente.

Ya con estos valores conocidos, se obtiene el coeficiente Cd:

$$C_d = [1 - e^{(2 \cdot 0.37 \cdot 0.30 \cdot (3/0.90))}] / (2 \cdot 0.37 \cdot 0.30) = 2.355 \text{ y por lo tanto:}$$

$$W_c = 2.355 \times 1926 \times 0.522 \times 0.90 = 2131 \text{ kg/m lineal de tubo}$$

## 4.2 Las cargas vivas: Wv

Las cargas sobre las superficies de las estructuras destinadas al transporte terrestre que pueden ser estáticas (sobre cargas) o bien dinámicas provenientes del tráfico de vehículos.

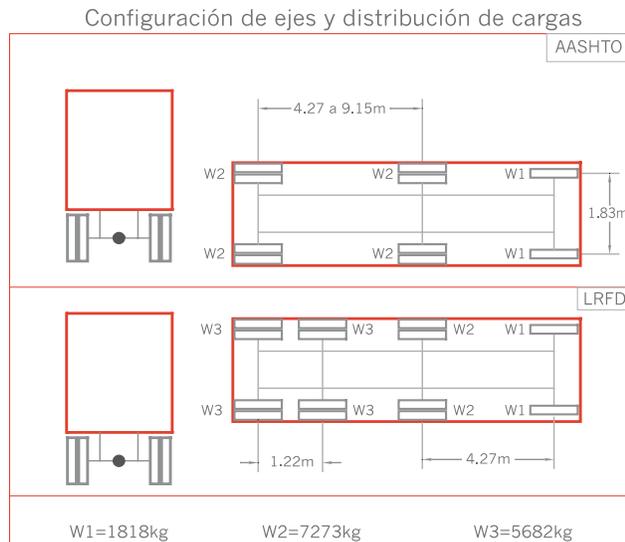
### Tipos de cargas Vivas

En el caso de tuberías enterradas, las cargas vivas pueden ser:

- Autos
- Camiones
- Trenes
- Aeroportuarias, etc

En el diseño vial, las cargas AASHTO son muy frecuentemente usadas como referencia, siendo los HS 20 con 14500kg del eje cargadas en la Configuración de un Tractor Normal y 10910kg de eje carga por eje en una Carga de Configuración Alternativa (Figura 2) En conclusión, el AASHTO LRFD requiere la aplicación de 795 kilos por metro lineal en cada Línea de Carga aplicado a través de una línea de 3.05m de largo en todas las distancias de profundidad de la tierra sobre el punto mas alto del tubo, hasta una profundidad de 2.44m. Esta Línea de Carga cambia a una carga viva adicional de 315 kg/ m<sup>2</sup>, aplicado al tope del tubo para cualquier profundidad enterrada a menos de 2.44m. El total de presión intensiva causada por la llanta de carga es calculado con Ecuación 2. La línea de carga intensiva es añadida a la llanta cargada con presión de intensidad en Ecuación 3.

El HS 20, 14500kg y el Tractor Alternativo de 10910kg del eje diseñado son cargadas en ambas llantas (Figura 8). El área de contacto de ambas llantas con el suelo se asume que es un rectángulo (Figura 9), con las dimensiones cuyo cálculo se verá más adelante.



**Figura 8.**

Cálculo del área de contacto de las llantas en la vía para una presión de inflado dada:

$$B = [ P / Pt ]^{0.5} \quad (7.a)$$

$$L = B / 2^{0.5} \quad (7.b)$$

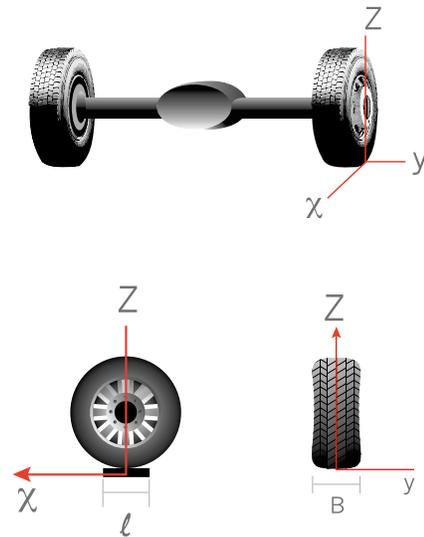
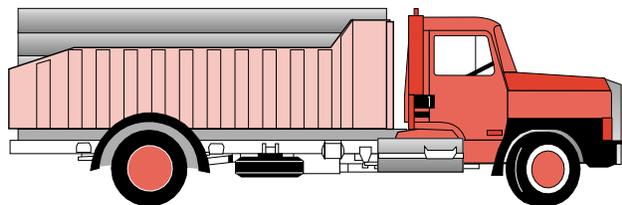
En donde

P: Peso por eje

Pt: presión de inflado de las llantas

B: ancho de contacto

L: ancho de contacto



**Figura 9.**

Estas variables (B y L) definen el rectángulo equivalente de aplicación de la carga, que, aplicando las ecuaciones ya sean de Boussinesq, Newmark o las simplificadas de AASHTO, permiten calcular o estimar la presión, vertical en este caso específico, a una profundidad dada.

Cada uno de los métodos de evaluación de esta presión incluye los parámetros necesarios para incluir el patrón de atenuación de la presión con la profundidad.

El método más comúnmente usado en diseño de tuberías es el denominado AASHTO (por American Association for State and Highway Transportation Officials), el cual asume una atenuación proporcional al cuadrado de la profundidad:

$$Po = (1+If) * P / 2 / [(b+1.2h) * (l+1.2h)]$$

En donde:

Po = presión ejercida a una profanidad dada

h = profundidad desde el punto de contacto con las ruedas hasta el punto en estudio

P = peso por eje del vehículo en estudio

If = Factor de impacto que magnifica el valor nominal de la presión, en proporción inversa con la profundidad, según se muestra en la tabla adjunta:

Valores para I <sub>f</sub> , autopistas	
Recubrimiento sobre la corona, desde rasante	Factor de impacto
0 a 0,30m	1,50
0,30 a 0,60m	1,35
0,60 a 1,00m	1,15
mayor a 1,0	1,00

Para los vehículos de llantas existe siempre una profanidad a la cual los esfuerzos se superponen, por lo que se debe hacer una corrección al valor de la presión cuando se está bajo esa profundidad.

Según sea la configuración de ejes, así será el valor de la presión. Debe considerarse que se da un traslape de presiones, no una duplicación.

La evaluación de este efecto se puede hacer usando la expresión aplicable para cargas puntuales:

$$\Delta\sigma_v = 3QZ^3 / [(2\pi)(r^2 + z^2)^{5/2}]$$

$\Delta\sigma_v$ : cambio en la magnitud del esfuerzo vertical

Q: magnitud de la carga en la superficie

r: distancia horizontal del punto de carga al punto de estudio

Z: profundidad

Dado que para las configuraciones usuales de ejes los bulbos se traslapan a partir de una profundidad de 0.80m, al aplicar la fórmula para conocer el decremento a una profanidad de 0.80m, para un espaciamiento entre ejes de 1.22m, y considerando tráfico vehicular en ambos sentidos, que representa la condición más crítica, el incremento por este aspecto será de  $3 \cdot 4.96\% = 14.9\%$ .

A medida que aumenta la profundidad, el efecto proporcional es mayor, si bien a su vez la magnitud de la presión nominal cae de manera importante.

En vista de ello se recomienda usar la siguiente tabla de correcciones según profanidad:

Profundidad (m)	Aumento %/ llanta	FC
0,80	5,25%	15,75%
0,90	7,78%	23,33%
1,00	10,75%	32,26%
1,10	14,09%	42,26%
1,20	17,68%	53,03%

FC será el factor por el que se ha de multiplicar la presión obtenida (para la profundidad dada) directamente por Boussinesq, Newmark o AASHTO, para conocer la presión contemplando traslape de bulbos.

Ya con estos datos se procede a calcular el valor correspondiente a la carga viva, en esta etapa se recomienda dejarlo en unidades de fuerza por área.

### 4.2.1 Ejemplo 3

Considerando un vehículo de dos ejes, con un peso máximo para eje trasero 8000 kg, ubicado sobre una tubería flexible de 0.60 m de diámetro externo. La carga se encuentra a

0.85 m sobre la corona del tubo ( $H_R = 85$  cm). Calcular entonces la presión ejercida por la carga sobre el tubo. La presión de inflado en las llantas será de  $8.5 \text{ kg/cm}^2$  (120PSI). El peso volumétrico del terreno es de  $1700 \text{ kg/m}^3$ .

A partir del dato de presión de inflado de  $8.5 \text{ kg/cm}^2$ , se puede obtener los valores de B y L como constantes para futuros cálculos, incluso la expresión para  $P_o$  (Ec. 9) quedará únicamente en función de  $H_R$  (cm), así:

luego,

$$B = [P / Pt]^{0.5}$$

$$L = B / 2^{0.5}$$

La carga total por metro lineal de tubería será entonces:  $2440 * 0.60 * 1.0 = 1464 \text{ kg/m}$ . Si se tuviera un suelo con  $\gamma = 1700 \text{ kg/m}^3$  la carga de prisma equivalente a  $1464 \text{ kg/m}$  correspondería a una altura de relleno  $H_R = 1.43 \text{ m}$ . Esto demuestra que un prisma de suelo posee un peso considerable aún con valores pequeños de recubrimiento ( $H_R$ ) equivalentes a cargas vivas de consideración.

**Comprobación práctica del efecto de acostillado**

En marzo de 1994 se ejecutó un prueba experimental con la que se demostró de manera práctica la capacidad estructural de las tuberías de PVC perfilado tipo Rib Loc. Equivalente a AASHTO H-20 a un tubo Rib Loc de 0.50 m de diámetro.

La muestra fue sometida a la carga equivalente H-20 con repeticiones periódicas cada 30 minutos durante tres días consecutivos (72 horas, 144 aplicaciones).

La Fig. 10 muestra el arreglo típico para dicha prueba. El objetivo del ensayo fue demostrar la correlación entre el comportamiento teórico de la tubería y la práctica, así como también demostrar la idoneidad del empleo de materiales granulares obtenidos por

trituration (por sus afiladas aristas estos materiales podrían, supuestamente, causar esfuerzos puntuales en las paredes del tubo), para el acostillado de la tubería Rib Loc.

Los resultados fueron completamente satisfactorios. Como respaldo de este se cita el informe No. 940086 del Laboratorio Castro & de La Torre (con oficinas en Costa Rica) [4].

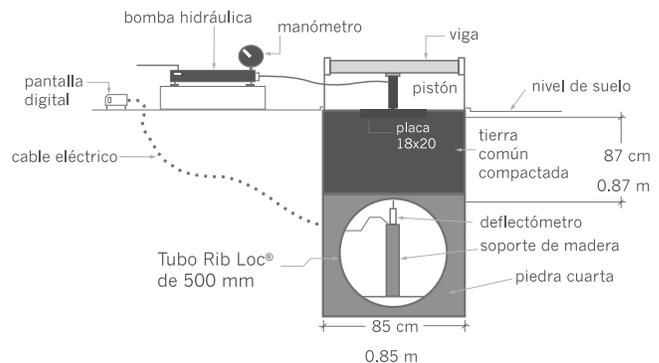


Figura 10. Experimento con carga simulada tipo H-20

**4.2.2 Ejemplo 4**

Se desea saber cuál es la presión ejercida sobre la corona de un tubo Rib Loc de 0.45 m al ser sometido a una carga superpuesta de 7250 Kg/eje, cuyo recubrimiento ( $H_R$ ) es de 1.00 m. Esta carga se asumirá está sobrepasada en un 15%. Considérese la presión de inflado de las llantas en  $8.5 \text{ kg/cm}^2$ .

De la Ecuación 9 se obtiene:

$$P_o = (7\ 250 \times 1.15/2)/(0.292+1.2 * 1.0) * (0.2065+1.2 * 1.0)$$

Po = 1990 kg/m<sup>2</sup> pero como está más allá de los 0.90 cm, se traslapan las acciones, por tanto la presión en ese punto será: 32.3% mayor, o sea Po = 2633 Kg/cm<sup>2</sup>. Calculada como la correspondiente al máximo valor entre estas dos opciones:

1. La presión bajo una llanta, a la profundidad especificada más el aporte en ese mismo punto de la carga en la otra llanta.
2. La presión en un punto intermedio entre las dos llantas, a la profundidad señalada.

## Capítulo 5

### Límites de comportamiento para diseño

Al igual que con cualquier proceso de diseño con las tuberías flexibles enterradas deben establecerse parámetros de aceptación y factores de seguridad, tanto de los productos como de la instalación en general. Una instalación de calidad es aquella que se diseñó e instaló siguiendo criterios técnicos adecuados, su vida de servicio resultó económica y prestó la seguridad esperada.

Seguidamente se describen los límites de comportamiento que aplican para el caso:

- Deflexión de la tubería.
- Abollamiento (Local buckling)
- Rotura de la pared (wall crushing)

#### 5.1 Cálculo de las deflexiones

Una vez que se conoce la magnitud de la carga aplicada en el plano inmediato superior sobre la corona del tubo, se procede al cálculo de la deflexión.

Para el cálculo de la deflexión, tal y como se mencionó atrás, se necesita conocer:

-Módulo de reacción pasiva del material de entorno. Se define según tipo de material y grado de densificación o compactación (según aplique).  $E'2$

-Módulo de reacción pasiva de la pared de zanja. Definido según las características del material en el que se está excavando (tipo y estado).  $E'3$

-Ancho de zanja

-Diámetro del tubo, en el sentido estricto es respecto al eje neutro de la pared del tubo

-Propiedades mecánicas de la pared del tubo (momento de inercia, área de la pared, módulo de elasticidad, módulo de Poisson, Módulo de Elasticidad)

Este conjunto de variables son las que permiten modelar el valor relativo y absoluto de los diferentes efectos que se muestran en la Figura 11 “Esquema de cargas y reacciones”, misma que se basa, al igual que parte del desarrollo de esta sección, en la fórmula de IOWA, desarrollada por M. G. Spangler, quien a su vez partió de lo definido por Anson Marston para tuberías rígidas. Posteriormente Reynold K. Watkins, en 1958, terminó de definirle las variables con la adecuada coherencia dimensional:

$$\Delta X = (\Delta L * K * W_{tot} * r^3) / (EI + 0.061 * E' * r^3)$$

$\Delta X$  = Deflexión diametral de la tubería

$\Delta L$  = Factor de relajamiento para termoplásticos ( $\leq 1.50$ , se recomienda 1.50)

$K$  = Factor de apoyo, se explica posteriormente en Fig. 12

$W_{tot}$  = Sumatoria de efectos (cargas) externos

$r$  = radio de la tubería (del centroide del tubo al eje neutro de la pared del tubo)

$E$  = Módulo de elasticidad del material del tubo

$I$  = Momento de inercia (por unidad de longitud) de la pared del tubo

$E'$  = Módulo de reacción del material en el entorno del tubo

El valor  $K$  o factor de encamado depende del grado de confinamiento que el material de entorno dé a la tubería. Lógicamente si este alcanza hasta la mitad del tubo, el valor será el mínimo dado que es el óptimo en apoyo estructural.

De la tabla adjunta se puede interpolar el valor de este factor en función al ángulo que este forma respecto al centroide del tubo.

Valor de K vs Ángulo de encamado	
Ángulo de encamado (deg)	Valor de K
0	0.110
30	0.108
45	0.105
60	0.102
90	0.096
120	0.090
180	0.083

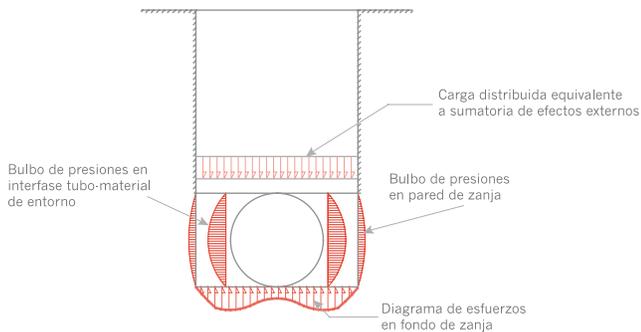


Figura 11.

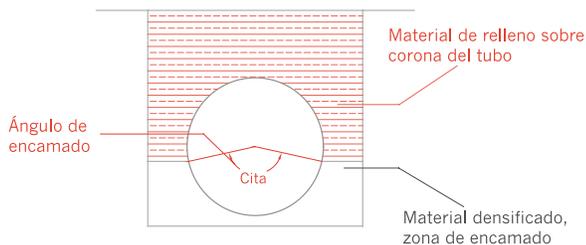


Figura 12.

Para que la magnitud de las deflexiones sea más fácil de interpretar, se le suele presentar en términos de porcentaje de deflexión. Para ello se reacomoda la ecuación dividiendo entre el diámetro a ambos lados y multiplicando por 100%, así mismo el término  $EI$  se redefine para representar la rigidez del tubo ( $F/\Delta x$ , Fig. 13), que es proporcional a  $EI/r^3$ , quedando la fórmula así:

$$\Delta\% = (\Delta X/D) * 100\% = (DL * 100 * K * W_{tot}) / (0.149 F/\Delta x + 0.061 * E')$$

Para calcular la rigidez del tubo, se necesita tener en claro que la misma depende de la deformación vertical obtenida ante la aplicación de una carga  $P$ , así como en el acortamiento o compresión anular que se presentará en la circunferencia del tubo.

$$K = P / d_e \quad (15-a)$$

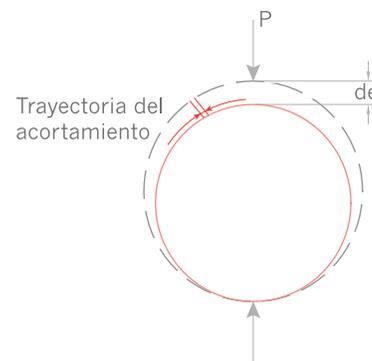


Figura 13.

Aplicando conceptos de resistencia de materiales (Timoshenko, Nota 8) y a su vez considerando el efecto de confinamiento a la deformación horizontal mediante la fuerza  $P_1$  (ver figura 14), se obtiene la siguiente expresión:

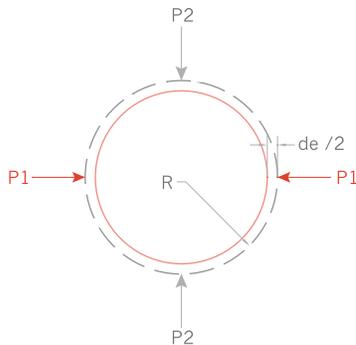


Figura 14.

$$de = R^3 (2(4-\pi) P^2 - (\pi^2 - 8)P1) / (4 \pi)$$

Para el caso de  $P2=0$  y  $P1 = P$ , la relación se simplifica a:

$$.de = -R^3 (\pi^2 - 8)\pi / (EI * 4\pi) = -0.149 R^3 P / EI$$

La rigidez anular sería  $P/de = RS$

$$RS = EI * C1 / (0.149 * R^3)$$

En donde:

C1: Constante para congruencia de unidades (1000, para este caso)

RS: Rigidez anular del tubo (KN /m<sup>2</sup>)

R: Radio del tubo (mm), medido desde el centroide del tubo hasta el eje neutro de la pared

E: Módulo de elasticidad del material (2750MPa para el PVC según ASTM D2487)

I: Momento de inercia de la pared del tubo (m<sup>4</sup>/m)

Finalmente, se definirá un factor Z (con base en los métodos de la A.T.V. (AbwaserTechnische Vereinigung)), que permita contemplar el efecto de tener diferentes características mecánicas para el material de pared de zanja y el de entorno del tubo:

$$E'_{eq} = E2 * Z$$

$$Z = 1.44 / (fz + (1.44-fz) * E2/E3)$$

En donde a su vez:

$$Fz = b / da - 1 / (1.154 + 0.444(b / da - 1))$$

Nota: estas son las unidades en que se planteó la ecuación original; como la ecuación es homogénea, se puede usar otras unidades guardando su consistencia.

La constante de encamado k acomoda la respuesta de la tubería flexible a la fuerza opuesta ejercida por la cama debajo de la misma. La constante k varía en relación al ángulo  $\theta$  que se haya conseguido en la instalación (Tabla 4). Este valor es de suma importancia ya que es multiplicativo a la carga total sobre el tubo. Usualmente se toma este valor como  $k = 0.1$  [1,2].

### 5.1.1 Ejemplo 5

Calcular la deflexión máxima que puede tener un tubo Rib Loc de 0.60 m de diámetro interno al estar instalado bajo las siguientes condiciones:

- altura total de relleno sobre la corona HR = 13 m
- carga de vehículos: despreciable a esa profundidad
- peso específico del relleno  $\gamma = 1700 \text{ kg/m}^3$
- ancho de la zanja (Sobre Ancho Lateral-SAL- = 0.50m,  $B_o = 2 \times 0.5 + 0.6 = 1.60\text{m}$ ).
- Material alrededor del tubo: cuartilla:  $E2 = 210 \text{ kg/cm}^2$  (Anexo I) compactada del 85 al 95 % proctor.
- Módulo de rigidez de la pared de zanja (arcilla compacta de 2 a 4  $\text{kg/cm}^2$ )  $E_3 = 22.5 \text{ Kg/cm}^2$ .
- Rigidez anular del tubo Rib Loc de 600 mm, SRT = 94  $\text{kN/m}^2$  (Anexo II)

1. Cálculo de fz (Ec. 16-b): = 0.88

$$fz = \frac{[(1.6/0.6)-1]}{1.154+0.444(1.6/0.6-1)} = 0.88$$

2. Cálculo de Z (Ec. 16<sup>a</sup>): = 0.236

$$Z = 1.44 / [0.88 + (1.44 - 0.88) * 210 / 22.5]$$

3. Cálculo de la deflexión (Ec. 16) :

$$D\% = \frac{(1700 * 13 + 0) / 1000}{(94 * 0.00152 * 0.61 * E_2 * Z)}$$

En otras palabras, se el diámetro interno antes de colocado el relleno es de 600 mm, la deflexión a los 30 días debería estar cerca de los 42 mm y no sobrepasar los 45 mm.

Si se fuera a instalar un tubo de concreto del mismo diámetro y de la norma ASTM C-76, debería ser Clase III en cama tipo A (cama de concreto), o bien Clase IV en cama tipo B (apoyo granular compactado hasta 0.455 m) o Clase V en cama tipo C (apoyo granular compactado hasta 0.205 m), lo que resulte más económico.

## 5.1.2 Ejemplo 6

Con los datos del Ejemplo 5, ¿cuál será la máxima carga de relleno (m) que soportaría el tubo para que la deflexión máxima sea de 45 mm?

Reacomodando la Ec. 16 podemos obtener una expresión para  $H_r$  en la cual el único cambio que habrá es  $\Delta\% = 7.5$

$$HR = [D\% * (RS * 0.00152 + 0.0061 * E_2 / Z) * 1000 - Wv] / \gamma \quad (17)$$

Sustituyen valores se obtiene que  $H_r = 13.96 \text{ m} = 14 \text{ m}$

No obstante aunque este gran relleno pueda permitirse en cuanto al límite por deflexión, deberán analizarse también los otros límites: pandeo y falla de pared para cumplir con un diseño adecuado y seguro. Los factores de seguridad para éstos límites son 1.8 y 1.6, respectivamente; pero este cálculo se detalla más adelante.

El siguiente ejemplo tomará en cuenta la influencia del tráfico pesado sobre las tuberías flexibles y su relación con el medio que la circunda, en cuanto a deflexión.

## 5.1.3 Ejemplo 7

Por razones del proceso constructivo el mismo tubo de los ejemplos 5 y 6 se va a instalar en una carretera con 0.85 m de recubrimiento mientras se coloca la carpeta asfáltica. Se estima que la carga máxima del equipo de construcción la constituye un cargador cuyo eje más pesado es de 15000 kg. La instalación del tubo será sobre un relleno hecho con lastre compactado al 90% (tipo SM,  $\gamma = 2006 \text{ Kg/m}^3$ ) sobre el cual se excavará la zanja que tendrá 1.00 m de ancho y 1.55 m de profundidad total. El material alrededor del tubo será el mismo de la excavación del cual se eliminan los gruesos y se compactará también al 90% del proctor. Suponer condiciones de saturación y calcular cuál debe ser el Módulo de Rigidez Mínimo que debe tener dicho lastre haciendo  $E'_2 = E'_3$ , para que la deflexión en el tubo no exceda el 7.5% de su diámetro interno, ante la influencia de la carga viva y la carga muerta.

Cuando  $E_2$  es igual a  $E_3$ , el valor de zeta (Ec. 16 a) es igual a la unidad.

Al reacomodar la Ec. 16 y resolver para  $E_2$  se tiene (Ec. 18).

$$E_2 = \frac{((\gamma H_r + Wv) / (1000 * D\% * RS * 0.00152))}{0.061 * Z}$$

La carga viva  $W_v$  se obtiene análogamente con las Ecs. 7.a, 7.b y 8.

$$W_v = 0.395 * 1.15 = 0.454 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_v = 3950 * 1.15 = 4540 \text{ Kg/m}^2$$

Sustituyendo los valores de este ejemplo en la Ec. 18 se obtiene:

$$E_2 = 11.31 \text{ kg/cm}^2$$

En pruebas de laboratorio se ha demostrado que un lastre (SM) compactado al 90% del ensayo proctor estándar, en una prueba de consolidación a velocidad rápida, presenta un módulo de reacción de 46 kg/cm<sup>2</sup> [2]. Por lo tanto es muy confiable construir esta obra con tubería Rib Loc. En la adjunta se presenta la curva granulométrica de este lastre según fuera analizado por el CIVCO [11]

Mecánica del Suelo	Valores de Módulo de Reacción según grado de compactación del material, Kg/cm <sup>2</sup>			
	Suelo	Poco compacto, Proctor < 85%, DR < 40%	Medio compacto, 85 a 95%, Proctor, DR de 40 a 70%	Alto compacto, > 95% Proctor, DR > 70%
Características del material de encamado (Según SUCS)				
Suelos granulares finos (LL > 50), suelos con plasticidad media a alta CH, MH, CH-MH, con menos del 25% en partículas granulares gruesas	No datos disponibles, consulte un ingeniero de suelo o use E' = 0			
Suelos granulares finos (LL > 50), suelos con plasticidad media a nula CL, ML, CL-ML, con menos del 25% en partículas granulares gruesas	3,5	14	28	70
Suelos granulares finos (LL > 50), suelos con plasticidad media a nula CL, ML, CL-ML, con más del 25% en partículas granulares gruesas. Suelos granulares gruesos con finos GM, GC, SM SC, con menos del 12% en finos	7	28	70	140
Suelos granulares gruesos con finos GW, GP, SW SP, con menos del 12% en finos	14	70	140	210
Roca triturada	70	210	210	210
Precisión en términos de % de flexión	+/-2	+/-2	+/-2	+/-2

Del ejercicio anterior se concluye que todo depende de la tolerancia que se quiera en el diseño. Lo importante es trabajar siempre con factores de seguridad económicos que permitan absorber cualquier fenómeno no considerado en el diseño. Por ejemplo, al instalar el tubo del Ejemplo 7 con un lastre  $E'_2 = E'_3 = 46 \text{ kg/cm}^2$ , la deflexión que mostraría está alrededor del 2%, lo cual significa un factor de seguridad de 15 ya que las tuberías flexibles de PVC comienzan a presentar el fenómeno de "inversión de curvatura" a niveles de deflexión del 30% de su diámetro interno. Según investigaciones realizadas en la Utah State University, las tuberías flexibles de PVC continúan aumentando su capacidad de soporte de carga aún más allá de este límite. En consideración a lo anterior, ASTM D-3034 recomienda un límite de deflexión del 7.5% para proporcionar un factor de seguridad amplio (4) ante la falla estructural del tubo por deflexión [1].

## 5.1.4 La deflexión y las zanjas pobres

No son pocos los casos en que las excavaciones se practican en terrenos saturados, inestables o con módulos  $E_3$  relativamente bajos o casi nulos. ¿Qué sucede cuando se instalan tuberías flexibles en estas condiciones?

La mayor parte del trabajo de investigación en este campo fue hecho por el profesor Reynld K. Watkins en la Universidad Estatal de Utah [16]. Sus hallazgos y conclusiones están resumidas en dos publicaciones: la primera se titula: "Principles of Structural Performance of Buried Pipes", marzo de 1977, y la segunda se titula "Structural Performance of Buried Corrugated Plastic Tubing", hecho junto con Ronald C. Reeve y publicada por ASAE (American Society of Agricultural Engineers) en 1980.

La pregunta que los ingenieros se hacen a menudo es, ¿cuánto material selecto alrededor del tubo es necesario? El profesor Watkins concluye en sus ensayos de laboratorio que, si la zanja posee muros de excavación rígidos, o al menos de igual rigidez que el material de relleno selecto (como es el caso de una zanja excavada en un terraplén compactado), entonces el espesor de material selecto será el mínimo tal que pueda compactarse sin problema.

Por otro lado, si las paredes son de materiales pobres (plástico), debe darse suficiente espesor al material selecto alrededor del tubo a fin de prevenir que la cuña de esfuerzos influya en la pared plástica de la zanja. Esto se puede lograr dando un espesor de material selecto igual al radio máximo de la sección transversal del tubo, tal como se ilustra en la Figura 15. Esto se basa en escoger un material selecto cuyo ángulo de fricción interna sea igual o superior a  $30^\circ$ , tal que el plano de falla forma un ángulo de  $30^\circ$  con la dirección del empuje lateral horizontal. El ángulo descrito para la cuña de esfuerzos será pues el doble del ángulo de fricción o sea  $2 \times 30^\circ = 60^\circ$ . Obviamente, el espesor

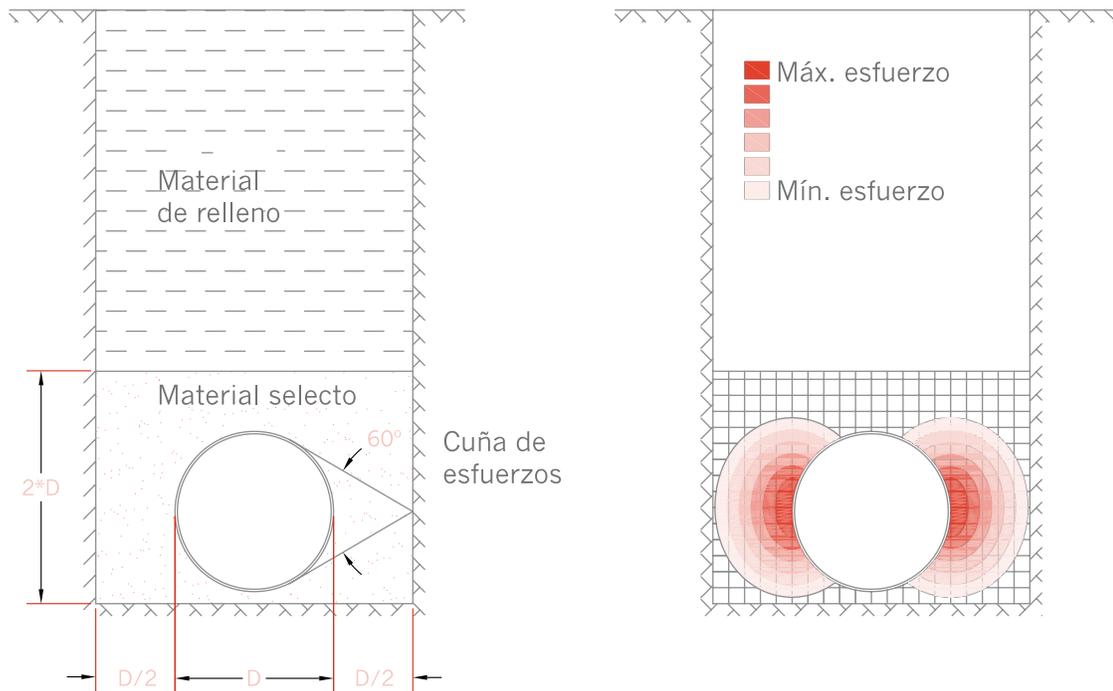
de relleno de  $D/2$  es el mínimo que contiene la totalidad de la cuña desarrollada en material selecto alrededor del tubo. Se debe incluir un factor de seguridad adicionalmente si la pared es demasiado pobre. Por otro lado, si se cuenta con un material cuyo ángulo de fricción interna sea mayor a  $30^\circ$  (como arena SP de Motastepe [20] que tiene un ángulo de  $35^\circ$ ) la separación entre el tubo y el muro puede ser menor a  $D/2$ .

Los esfuerzos decaen según se ilustra en Figura 16. Cualquier esfuerzo cortante que se desarrolle en la pared ayudará a aumentar el factor de seguridad. No obstante debido a su difícil cuantificación, se recomienda no considerar estos esfuerzos en el diseño.

Si el suelo es tan pobre que ni siquiera puede mantenerse estable después del corte (Fig. 17), entonces el material selecto debe formar un montículo alrededor del tubo.

En resumen, se puede concluir que aún en las más severas condiciones de suelos pobres, un montículo de material selecto (cuartilla, gravas, canto rodado o similares) con espesor de un diámetro en el punto más ancho, será suficiente para tener una instalación segura. La vieja regla de los dos y medio diámetros es ya obsoleta y no tiene soporte técnico aparte de ser demasiado conservadora.

Finalmente hay que tomar en cuenta, contrario a lo que sucede con las tuberías rígidas, que una zanja ancha mejora el comportamiento a la deflexión de un tubo flexible. Por este motivo no hay necesidad estructural de preocuparse cuando la maquinaria, por razones de tamaño, produce sobreexcavaciones laterales.



Figuras 15 y 16. Para facilitar la lectura sólo se indican presiones horizontales

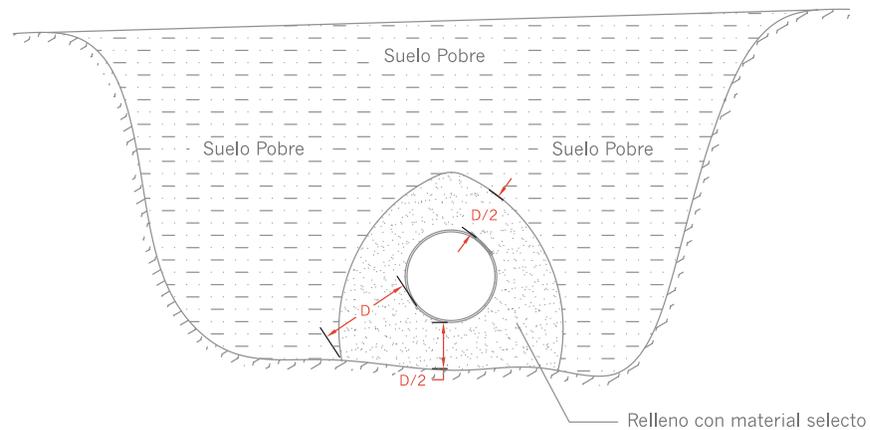


Figura 17. Instalación en Terraplén

**5.1.5 Ejemplo 8**

Una tubería Rib Loc de 1.00 m (1000 mm) (SRT = 23 kN/m<sup>2</sup> Anexo II) se va a usar para el entubamiento de una quebrada. La carga máxima que irá a tener será de 8 m de relleno, de un material de préstamo con  $\gamma = 1800$  kg/m<sup>3</sup>. Las paredes del lecho natural de la quebrada están formadas por materiales de desecho (basura) junto con el suelo, de resistencia muy pobre ( $E'_3 \approx 5$  kg/cm<sup>2</sup>).

Se irá a ejecutar una sustitución de suelo hacia los 60 cm abajo del nivel natural y se piensa colocar una grava simplemente vertida y acomodada a mano cuyo ángulo de resistencia al corte es de 36° y su módulo de reacción es de 70 kg/cm. El ancho natural del lecho es de 1.5 m, sin embargo el ingeniero a cargo ha recomendado ampliar a 2.00 m, de manera que se tengan 0.50 m libres a ambos lados del tubo.

Utilizando el concepto de la “cuña de esfuerzo” de Watkins, calcular la deformación que tendrá esta tubería.

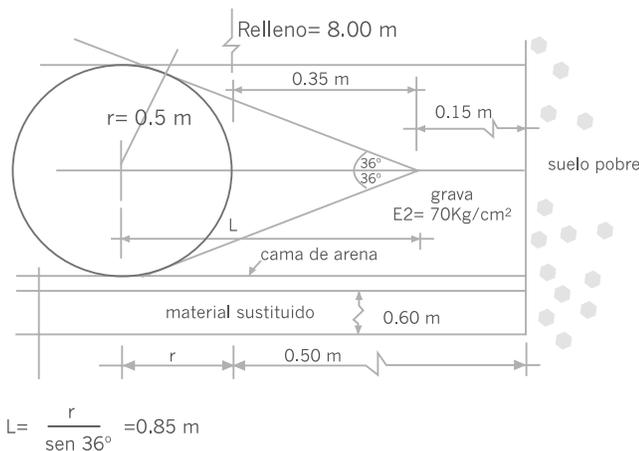


Figura 18. Acotamiento de cuña de esfuerzos

Primeramente es necesario acotar la instalación y ver hasta dónde llegará la cuña de esfuerzo:

Como se puede observar en la Fig. 18, la cuña de esfuerzos tiene un vértice a los 0.35 m del borde del tubo. Si se dispone de un sobre – ancho de 0.5 m y de acuerdo al experimento de Watkins, no llegará ninguna influencia al muro de excavación de suelo pobre. En este sentido, cabe igualar los valores  $E'_2$  y  $E'_3$  para que el valor de “zeta” (Ec. 16.a) sea igual a la unidad. Aplicamos pues la Ecuación 16 para el cálculo de deflexiones:

$$\Delta\% = \frac{0.1 \cdot 1(1800 \cdot 8 \cdot 10^4 + 0)100}{(23 \cdot 0.0102 \cdot 0.149 + 0.061 \cdot 70 \cdot 1)} = 3.35$$

Cabe señalar que esta misma grava compactada por encima del 95% puede alcanzar módulos  $E'_2$  de 210 kg/cm<sup>2</sup> en cuyo caso la deflexión sería ligeramente mayor al 1% del diámetro interno.

El experimento de Watkins pone de manifiesto que las limitaciones para usar tuberías flexibles son verdaderamente pocas. Como se comentó páginas atrás, el uso de piedra quebrada o gravas en las instalaciones de drenaje de agua con tuberías flexibles tiene la gran ventaja de controlar el nivel freático en el vecindario de la zanja; es decir, actúa como un “drenaje francés”, a la vez que permite un ahorro en la mano de obra o obra de instalación.

La deflexión es un límite de comportamiento que no debe analizarse sólo. Seguidamente se verán los otros dos límites que también deben tomarse en cuenta en el diseño, a efecto de tener los criterios suficientes para poder definir especificaciones en instalaciones con tuberías flexibles.

## 5.2 Segundo límite: el abollamiento o pared local (buckling)

En tubos deformados. Cuando están sometidos a una determinada carga crítica, puede producirse una aplastamiento y abolladura de su generatriz superior (Fig. 19)

### 5.2.1 Comprobación de la Estabilidad Dimensional – Cálculo de la Presión Crítica de Colapsado

La comprobación de la Estabilidad Dimensional consiste en determinar el margen de seguridad entre la carga crítica y la carga realmente existente. Se realiza teniendo en cuenta las influencias de la presión del terreno, presión exterior del agua (agua subterránea) y superposición de ambas presiones.

Esta estabilidad se puede expresar en términos de un Factor de Seguridad que relaciona la Rigidez del Sistema Suelo – Tubo a la Carga Impuesta, en el mismo sistema de unidades dimensionales.

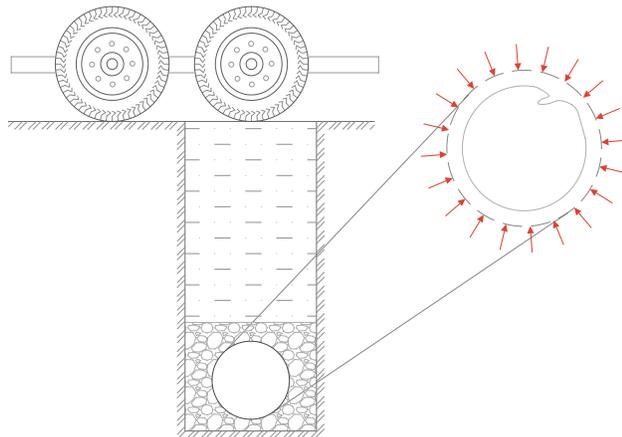


Figura 19. Abolladura localizada de pared, cargas externas

Para un anillo circular sujeto a presión uniforme externa o a vacío, la tensión crítica de aplastamiento ( $P_{cr}$ ) es definida por Timoshenko como:

$$P_{cr} = (3EI)/r^3 \quad (19)$$

Donde:

r: radio interno del tubo (m)

I: momento de inercia de la pared del tubo ( $m^4/m$ ) (Ver Anexo II)

E: módulo de elasticidad del material del tubo ( $kg/m^2$ )

Pcr: presión crítica de aplastamiento ( $kg/m^2$ )

Para tubos largos, tal como el caso de líneas de tubería, el módulo E se reemplaza por  $E / (1-\nu^2)$  y la presión crítica es:

$$P_{cr} = (C * 3EI) / [(1 - \nu^2) r^3]$$

Donde,

$\nu$ : relación de Poisson =  $\frac{\text{Contratación unitaria lateral}}{\text{elongación unitaria axial}} = 0.38$  para PVC

Las tuberías que al instalarse presentan ovalamiento horizontal o deflexión poseen menos resistencia al abollamiento que las tuberías circulares. Debido a esto, la presión crítica de aplastamiento ( $P_{cr}$ ) para estas formas elípticas incluyen un factor de reducción C (Fig. 20) para tomar en cuenta el ovalamiento de tal forma que,

$$P_{cr} = 3 CEI / [(1-\nu^2) r^3] \quad (21)$$

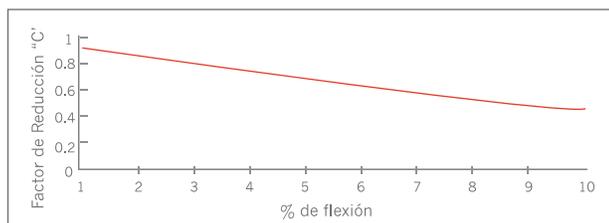


Figura 20. Factor de reducción "C" para el cálculo de la presión crítica de aplastamiento.

Rogers (1987) encontró [9] que al provocar un ovalamiento vertical del 2% por medio de la compactación lateral, pre-esfuerza el tubo ante las cargas con muy buenos resultados. Esta práctica es recomendable ya que el factor de reducción "C" (Fig. 20) será = 1.

Para obtener el factor de reducción, la Ecuación 22 fue obtenida por regresión, con el objeto de incorporarla en la Ecuación 21 y entonces el cálculo de Pcr fuera inmediato.

$$C = 0.98e^{(-0.08\Delta\%)} \quad (22)$$

Donde,

e: base de los logaritmos naturales = 2.718

Δ%: porcentaje de deflexión (e.g. 3%)

De esta forma, la Ec.21 puede escribirse así:

$$P_{cr} = \frac{1.02 * e^{(-0.08\Delta\%)} * 3 * E_{pvc}}{0.86r^3} * \frac{I}{10000} \quad (23)$$

Donde:

P<sub>cr</sub>: presión crítica de aplastamiento (kg/m<sup>2</sup>)

E<sub>pvc</sub>: módulo de elasticidad del PVC = 2750 Mpa

r: radio interno (m)

I: momento de inercia de la pared del tubo (mm<sup>4</sup>/mm) (se emplean milímetros en vez de metros por conveniencia de unidades).

La Auditoría de Calidad de Instalaciones de Durman promueve que, en ciertos casos, se provoque un ovalamiento vertical para pre-esforzar el tubo y, una vez alcanzada la consolidación de los suelos, la deflexión final sea mínima o nula.

Los ingenieros, diseñadores e inspectores ven como provechosa la práctica constructiva que incluye ovalamientos verticales hasta de un 3% del diámetro interno del tubo.

En Escandinavia (Suecia, Noruega y Dinamarca) se ha encontrado una expresión para determinar la tensión de abollamiento (buckling pressure) cuando las tuberías flexibles se encuentran rodeadas de material que provea alguna resistencia a las deformaciones del tubo (Ec. 24),[1]. Este es sin duda el caso típico que encontramos en la mayoría de nuestras obras de drenaje. En la fórmula se relacionan el módulo de reacción del suelo con la presión crítica de aplastamiento:

Donde:

Pb: presión de abollamiento en un suelo dado

E': es el módulo de reacción del suelo

$$Pb = \frac{1.15\sqrt{P_{cr}E'}\sqrt{1000}}{9.81} \quad (24)$$

Para tener un expresión más efectiva y realista, puede sustituirse el módulo E' por su verdadero valor que, como ya se dijo, está afectado por el módulo E<sub>3</sub> del suelo natural del muro de excavación y por el sobre-ancho lateral de la zanja,

así como por el parámetro “zeta”. Finalmente la Ec 25 calcula la presión tomando en cuenta todos los aspectos que deben considerarse.

$$P_b = 11.61 \sqrt{P_{cr}(E_2/0.0102)zeta} \quad (25)$$

La carga existente es la suma de la carga de prisma más la sobre carga debida al tráfico. La Ecuación 27 determina el factor de seguridad por abollamiento. La carga existente, conocida aquí como  $q_v$ , expresada en  $kN/m^2$  es:

$$q_v = \gamma * H_R + W_v \quad (26)$$

y el factor de seguridad contra aplastamiento será,

$$\eta_{bu} = \frac{P_b}{q_v} \quad (27)$$

Donde,

$H_R$ : profundidad del relleno sobre la corona del tubo (m)

$W_v$ : carga viva ( $Kg/m^2$ )

$q_v$ : carga existente ( $Kg/m^2$ )

$P_b$ : presión de abollamiento ( $Kg/m^2$ )

$\eta_{bu}$ : factor de seguridad contra el aplastamiento

### 5.2.2 Ejemplo 9

¿Cuál será la carga máxima de relleno que podría colocar una tubería Rib Loc de 450 mm;  $D=472$  mm,  $r=0.225$  m, para que el factor de seguridad al abollamiento sea igual a 2? Se sabe que el material tiene un  $\gamma = 1920$   $kg/m^3$  y que el tubo se cubrirá con una “quintilla” que tiene un  $E_2 = 150$   $kg/cm^2$  compactada al 90% P.S. y un ángulo de fricción interna mayor a  $30^\circ$ .

La zanja se construirá de 1.05 m de ancho y el material de las paredes es estable. Las cargas de tráfico son despreciables y también se quiere evaluar la deflexión esperada a ese nivel de profundidad.

Primeramente, al tener el material un ángulo de resistencia al corte mayor a  $30^\circ$  y al ser el sobre-ancho lateral mayor a  $0.236$  m ( $D/2$ ), se toma  $E'_3 = E'_2$  basados en el experimento de Watkins .

Se partirá del supuesto que el tubo no sufrirá ninguna deflexión  $\Delta\% = 0$ , de tal forma que  $C = 0.98$  (Ec. 22).

El momento de inercia de la pared del tubo de 450 mm es (Anexo II)

$I = 31.33$   $mm^4/mm$ , de tal forma que la presión crítica es (Ec. 23)

$$P_{cr} = \frac{(1.02 * e^0 * 2750 * 3 * 31.33)}{0.86 * 0.225^3 * 1000} = 2642 kg/m^2$$

Seguidamente se calcula la presión de abollamiento en ese suelo (Ec. 25):

$$P_b = 11.61 \sqrt{26.42(150/0.0102)} = 72366 \text{ Kg}/m^2$$

Ahora, como no se conoce  $H_R$  para calcular la carga actual (Ec. 26), entonces se utiliza la Ec. 27 ya que se conoce el factor de seguridad  $\eta_{bu} = 2$  y se despeja  $q_v$  sustituyéndola por sus valores:

$$q_v = \frac{P_b}{2} = \frac{1920 * H_R + 0}{2} = 72366/2$$

obteniéndose un valor de  $H_R = 18.82$  m

Ahora es prudente analizar el comportamiento a la deflexión con la carga de relleno obtenida (Ec.16)  $\Delta\% = 3.92$ , lo cual afecta el factor de reducción “C = 0.716”, con esto se obtiene un valor más realista para  $P_b = 600 \text{ kN/m}^2$ . Finalmente se calcula HR por el procedimiento anterior y se obtiene  $HR = 16 \text{ m}$ . Una iteración más lleva a  $\Delta\% = 3.32$  y  $P_b = 606 \text{ kN/m}^2$ , con lo cual la altura de relleno de diseño será  $HR = 16.09 \text{ m}$ , para que el factor de seguridad sea  $\eta_{bu} = 2$ . No son necesarias más iteraciones.

En el Anexo III se presenta un modelo de programación en GW BASIC que el lector puede tomar como referencia para introducirlo en una computadora personal. Es un programa sencillo con el cual se pueden hacer diseños de Sistemas Tubo Flexible-Suelo con mucha rapidez y seguridad. No obstante, con las ecuaciones aquí publicadas el lector puede confeccionar sus propios programas de cálculo de acuerdo a sus necesidades, tanto de forma como de unidades dimensionales.

### 5.2.3 Acción del nivel freático en tuberías flexibles enterradas

En algunos casos las excavaciones se practican en terrenos que originalmente poseen una tabla de agua elevada. Son casos comunes aquellas zonas cercanas al nivel del mar donde el nivel freático puede ser un cuña de intrusión salina o bien un manto de agua dulce “empujado” por ésta, o simplemente un suelo con alto nivel freático. En tuberías cuyas juntas son herméticas, como el caso del Rib Loc, la presión hidrostática en el exterior del tubo es uniforme alrededor de la circunferencia y dirigida hacia el centro del tubo.

Esta presión hidrostática no debe exceder la rigidez combinada del Sistema Suelo-Tubo con un cierto factor de seguridad. En estas condiciones, se impone al tubo una doble carga: carga de prisma (Ec.4) más la carga debida al peso del agua (Fig. 21)

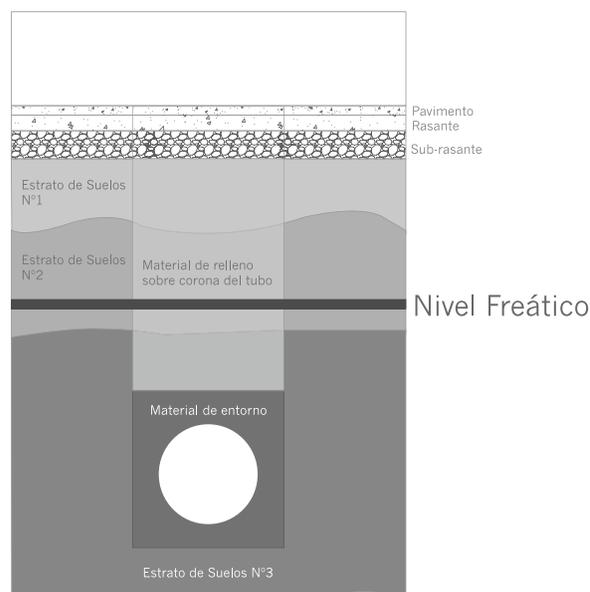


Figura 21. Tubo enterrado bajo la acción del agua subterránea

No obstante lo anterior, el suelo una vez saturado después de haber alcanzado su humedad óptima, reduce su peso volumétrico. Por esto es necesario introducir un factor de flotabilidad R (Referirse a la Fig. 22) que toma en cuenta este aspecto a la hora de calcular la carga del prisma (Ec. 28).

$$R = 1 - 0.33 \left( \frac{H_w + D}{H_R} \right) \quad (28)$$

Donde,

$H_w$ ,  $H_R$  y  $D$  en metros [19].

La presión crítica de abollamiento cuando el tubo está sumergido, es decir, con presión hidrostática externa es [6]:

$$P_w\text{-crit} = \alpha_D SRT \quad (29)$$

Donde,

$\alpha_D$ : coeficiente de penetración para el PVC (Fig. 23, Ec.32)

SRT: rigidez anual del tubo (kN/m<sup>2</sup>), (Ec. 15-b o ver Anexo II)

El coeficiente  $\alpha_D$  depende de la relación de rigidez que exista entre el tubo mismo y el medio que lo circunda. Para obtenerlo es necesario calcular primero el factor  $V_{RB}$  definido como

$$V_{RB} = \frac{SRT}{S_{BH}} \quad (30)$$

Donde,

SRT: rigidez anular (Ec. 1-b) en kN/m<sup>2</sup> y  $S_{BH}$  se define como,

$$S_{BH} = 610 * E_2 * \text{zeta}$$

Donde:

$S_{BH}$ : rigidez del medio que circunda el tubo (kg/m<sup>2</sup>)

$E_2$ : módulo de rigidez del material alrededor del tubo (kg/cm<sup>2</sup>)

zeta: factor de correlación definido en Ec. 16-a

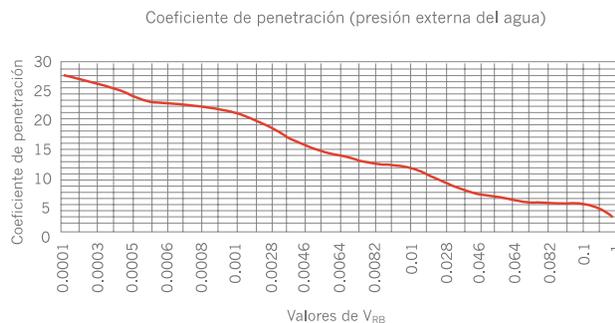


Figura 22. Coeficiente de penetración  $\alpha_D$

Una expresión que calcula aproximadamente el coeficiente  $\alpha_D$  en función de  $V_{RB}$  con el modelo de mejor ajuste es:

$$\alpha_D = 2.903(V_{RB})^{0.279}$$

El coeficiente de seguridad al aplastamiento será entonces,

$$n_{bw} = \frac{P_w - \text{crit}}{P_w}$$

siendo  $P_w$  la presión externa del agua o presión hidrostática referida al eje del tubo y que se calcula según (Referirse a Fig. 21):

$$P_w = \frac{\gamma_w (H_w + D)}{2} \quad (34)$$

(El peso específico del agua  $\gamma_w = 1000 \text{ Kg/m}^3$ ).  $P_w$  en kg/m<sup>2</sup>

### 5.2.4 Acción simultánea de presión del suelo y agua externa

Como se anotó anteriormente, en los casos en que se espera una elevación del nivel freático del agua (Fig. 21), la superposición de dos caras, tomando en consideración la Ec. 26, Ec. 29 y la Ec. 34, y el efecto de la fuerza boyante en el cálculo de  $qV$  (Ec. 26), permite determinar el factor de seguridad por abollamiento ( $n_w$ ) como:

$$n_w = \frac{1}{\frac{q_v}{P_b} + \frac{P_w}{P_{w-crit}}} \quad (35)$$

Al considerar la fuerza boyante sobre la carga  $q_v$  es necesario introducir el factor de flotabilidad  $R$  (Ec. 28) al calcular la carga del prisma. Esta carga será ahora igual a:

$$y * H_R * R + P_w$$

Acoplando esta expresión en la Ec. 26, obtenemos una carga  $q_{wv}$  que toma en cuenta la acción del agua freática sobre el tubo, así como las cargas muertas y vivas (Ec. 36).

$$q_{wv} = (y \cdot H_r \cdot R + P_w) + W_v \quad (36)$$

en unidades  $kN/m^2$ . La Ec. 35 se verá ahora como:

$$n_w = \frac{1}{\frac{q_{wv}}{P_b} + \frac{P_w}{P_{w,crit}}} \quad (37)$$

En ausencia de información más exacta, los ingenieros de la ATV (Waste Water Engineers Association) de Alemania [6] utilizan la siguiente información para determinar el módulo de deformación de los suelos según su clasificación y su grado de densidad proctor (%), de acuerdo a DIN 18196 (Tabla 6).

Grupo 1: Suelos no cohesivos (GP, GW, SP, SW)

Grupo 2: Suelos ligeramente cohesivos (GM, GC, SM, SC)

Grupo 3: Suelos cohesivos mezclados. Limos (arenas y gravas con cohesión, material rocoso natural cohesivo) (GW-GC, GP-GM, SW-SC, SP-SM)

Grupo 4: Suelos cohesivos (e.g. arcillas) (CN, CL, MH, M, OH, OL, T)

		Tipos de Suelo					
Grupo	Ángulo de Fricción Interna	Módulo de Deformación ( $kg/cm^2$ ) según grado de compactación (Proctor)					
		85	90	92	95	97	100
G1	35	20	61	92	163	235	408
G2	30	12	31	41	82	112	204
G3	25	8	20	31	51	82	133
G4	20	6	15	20	41	61	102

Tabla 6. Tipos de suelo

## 5.2.5 Ejemplo 10

Una tubería Rib Loc® de 500mm se ha de instalar en el desfogue de un sistema pluvial el cual se halla bajo la influencia del agua subterránea. Al final del tubo se ha instalado una compuerta tipo “flap” para impedir el ingreso de agua durante la marea alta. El desfogue tiene 50m de longitud, la profundidad de relleno sobre la corona del tubo es  $H_r=5.00$  m de un material  $\gamma=1800$   $kg/m^3$  y la altura del nivel freático sobre el tubo es  $H_w=2.00$  m, en promedio. En el sitio existe un banco de material granular con un ángulo de fricción interna de  $25^\circ$  que clasifica en tipo G3 (Tabla 6) y se especifica compactación de campo a un 95% ( $E_2=51$   $kg/cm^2$ ). Se ha especificado también un ancho de zanja  $B=1.25$  m para que la cuña de esfuerzos no toque el material natural de la pared. El material G3 (suelo pumítico) no alcanza saturación plena por lo que sus propiedades de resistencia no se ven alteradas a densidades altas (mayores al 90%). Se espera una deformación inicial de  $\Delta\%=3$  aunque se provocará una ligera flecha vertical positiva una vez colocado el material alrededor del tubo. El ingeniero desea calcular el factor de seguridad al aplastamiento en esta instalación.

Por cuanto la cuña de esfuerzos no llega a la pared de la zanja natural, basados en el experimento de Watkins tomamos  $E_2=E_3=51$   $kg/cm^2$  (ver Ejemplos 8 y 9). El momento de inercia de la pared del tubo (Anexo II)  $I=31.33$   $mm^4/mm$  y el radio externo es  $r=0.26$  m, luego  $D=0.520$  m.

Con estos datos se obtiene la tensión crítica de aplastamiento por la Ec. 23, obteniéndose,

$$P_{cr} = \frac{1.02e^{(0.08 \cdot 3)} \cdot 3 \cdot 2750 \cdot 31.33}{0.86 \cdot 10000} = 1372 \text{ Kg/m}^2 \quad (13 \cdot 4KN) / m^2$$

Luego obtenemos la presión de abollamiento  $P_b$  con la Ec. 25 tomando  $\zeta=1$ :

$$P_b = 30109 \text{ kg/m}^2$$

La rigidez anular de este tubo (Anexo II) es  $S_{RT} = 35.45 \text{ kN/m}^2$  ( $3614 \text{ kg/m}^2$ )

El valor de rigidez del medio es (Ec. 31):

$$S_{Bh} = 610 \cdot E_2 \cdot \text{Zeta} = 610 \cdot 51 \cdot 1 = 31110 \text{ kg/m}^2$$

Ya con estos valores y la Ec. 30, se obtiene la relación de rigidez:

$$V_{RB} = 36.14 / 31110 = 0.116$$

y con la Ec. 32 encontramos el coeficiente de penetración

$$a_0 = 2.903 \cdot (0.116) - 0.279 = 5.3$$

El cálculo de la presión crítica de abollamiento para tubos sumergidos es inmediato con la Ec. 29:

$$P_{w-crit} = 5.3 \cdot 3614 = 19154 \text{ kg/m}^2,$$

y la presión hidrostática se calcula con la Ec. 34:

$$P_w = 1000 (2.0 + 0.52/2) = 2260 \text{ kg/m}^2$$

Sólo falta encontrar la carga existente  $q_{wv}$  con la Ec. 36. Pero antes es necesario calcular el factor de flotación  $R$  con la Ec. 28:

$$R = 1 - 0.33 \cdot (2.0 + 0.52) / 5 = 0.834$$

$$\text{Luego, } q_{wv} = (1800 \cdot 5.0 \cdot 0.834 + 2260) + 0.00 = 9766 \text{ kg/m}^2$$

(·) la carga viva es despreciable a estas profundidades.

Finalmente, el factor de seguridad buscado es,  $a_D = 2.903(V_{RB}) - 0.279$

En realidad, como se provocará una flecha positiva al momento de la instalación, la deflexión a los treinta días se espera que sea ligeramente hacia arriba de cero, no obstante, si fuera igual a cero, el factor de seguridad sería  $n_w = 3$ .

Existe también la posibilidad de que ocurra falla por pandeo cuando el tubo está completamente lleno (a presión) y cambios en el flujo producen vacíos. En este caso, el diseño debe considerar métodos de eliminación del vacío en aquellos puntos donde se estima que va a ocurrir el fenómeno.

### 5.3 Tercer límite: Rotura de la pared (Wall Crushing)

Bajo este concepto se describe la condición en la cual el esfuerzo en el material de la pared del tubo pasa su límite de proporcionalidad hasta llegar a la fluencia, provocando la falla. La localización de estos esfuerzos es como se describe en la Fig. 23.

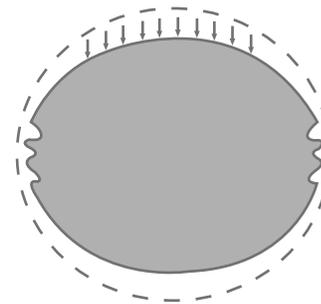


Figura 23. Falla de la pared en las posiciones de las 3 y las 9 horas.

Contrario a lo que pasaría si el tubo estuviera sometido a presión interna, donde la pared estaría sometida a una tracción, en este caso el esfuerzo es de compresión.

El perfil con el que se fabrica el tubo de Rib Loc® proviene de compuestos del PVC que están normados por ASTM -1784. Aquí se establece el módulo de elasticidad en tensión que debe tener el material. Por ejemplo, para el compuesto tipo 12454-B (que es el que se utiliza) este módulo debe ser  $E = 2750 \text{ MPa}$  ( $28000 \text{ kg/cm}^2$ ). El esfuerzo a la tensión debe ser de  $48.3 \text{ MPa}$ , osea,  $493 \text{ kg/cm}^2$ . Como no se indica el Esfuerzo Máximo a la

Comprensión, en agosto de 1993 se solicitó al Laboratorio de Materiales y Modelos Estructurales de la UCR; se ejecutara un ensayo para determinar este valor en unas muestras aportadas por Grupo Durman, fabricadas con el mismo compuesto (12454-B), siguiendo el procedimiento descrito en ASTM D-695 (Método de Prueba Estándar para determinar las Propiedades de Comprensión en Plásticos Rígidos). Tomando los resultados indicados en el informe, de un total de seis muestras (descartando una de ellas), se obtuvo que el valor promedio del Esfuerzo Máximo de Comprensión fue:

$\sigma_c = 325 \text{ kg/cm}^2$ , es decir, aproximadamente un 65% del esfuerzo a la tensión.

El fenómeno de falla en la pared se aprecia al estudiar la comprensión anular producida por la fuerza compresora que actúa sobre el diámetro del tubo en una longitud unitaria. Esta fuerza compresora es la carga del prisma que ya se analizó en la Ec. 4, sumada, si hubiere, a la carga superpuesta que puede ser proveniente de un vehículo, alguna acumulación de material, etc. El esfuerzo de comprensión anular es el principal contribuyente en este límite de comportamiento [1] y se define como:

$$\text{Comprensión anular} = \frac{P_v D}{2 A} \quad (38)$$

Donde,

$P_v$ : presión vertical debida a la carga ( $\text{Kg/m}^2$ )

$D$ : diámetro externo del tubo (m)

$A$ : área de sección de la pared del tubo / unidad de longitud ( $\text{m}^2/\text{m}$  ó  $\text{mm}^2/\text{mm}$ )

Utilizando la Ec. 4 para calcular la presión máxima del prisma de suelo, se obtiene la expresión:

$$\sigma_c = \frac{(\gamma)H_R D}{2 * A} \quad (39)$$

Donde,

$\sigma_c$ : esfuerzo de comprensión en la pared del tubo ( $\text{Kg/m}^2/\text{m}$ )

$H_R$ : altura de relleno (m)

$\gamma$ : peso volumétrico total del suelo ( $\text{Kg/m}^3$ )

$A$ : área de sección de la pared del perfil por unidad de longitud:  $\text{m}^2/\text{m}$

Este esfuerzo de comprensión no debe sobrepasar el  $\sigma_{\text{máx}}$  del PVC en comprensión, por lo tanto, el factor de seguridad al límite de este esfuerzo en la pared es:

$$n_{\text{cru}} = \frac{\sigma_{\text{máx}}}{\frac{(\gamma)H_R * D}{2 * A}} \quad (40)$$

Donde,

$$\sigma_{\text{máx}} = \sigma_c = 3250000 \text{ Kg/m}^2 \text{ (325 Kg/cm}^2\text{)} \quad [10]$$

Cabe indicar aquí que para obtener este límite de comportamiento no se toma en cuenta el apoyo que el tubo adquiere del suelo circundante, tal como en el caso del límite por abollamiento. Más bien, el fenómeno de falla en la pared ocurre, según investigaciones [1], cuando la tubería se instala bajo condiciones de cargas muertas extremas en rellenos altamente compactados.

H.L. White y J.P. Layer fueron los que propusieron la teoría de “comprensión anular” para analizar este límite [1]. El método supone que las deflexiones que se provocarían a esos niveles de compactación son despreciables.

### 5.3.1 Ejemplo 11

Una tubería Rib Loc® de 0.60 m se instalará en una cama de concreto similar a la especificada para tuberías rígidas (cama tipo A) ¿A qué altura de relleno sobre la corona del tubo se podría esperar una falla por compresión anular si el suelo tiene  $\gamma = 1900 \text{ Kg/m}^3$ ?

Se considera un esfuerzo máximo a la compresión para el PVC tipo 12454-B de  $\sigma_c = 325 \text{ Kg/cm}^2$ .

Area de sección (Anexo II)  $A = 0.003814 \text{ m}^2/\text{m}$

Despejando el valor HR de la Ec. 39 y sustituyendo valores se obtiene:

$$H_R = \frac{\sigma_c \cdot 2 \cdot A}{D \cdot \gamma} = \frac{3250000 \cdot 2 \cdot 0.003814}{0.6039 \cdot 1900} = 21.61 \text{ m}$$

De aquí en adelante, dependiendo del factor seguridad que se estime en el diseño, así será el relleno máximo recomendado en este caso particular.

Los suelos están definidos de acuerdo a la norma ASTM D2487 a excepción del material Clase I, definido en la norma ASTM D2321



## Capítulo 6

### Rib Steel

Se trata de una familia de Tuberías Perfiladas de PVC producidas por Grupo Durman, para el mercado Latinoamericano, Rib Steel es Rib Loc rigidizado con acero.

Es un sistema que combina todas las ventajas del Rib Loc tradicional, con la adición rigidizadores externos de acero galvanizado.

Se logra así la durabilidad, estabilidad y el desempeño hidráulico del tubo Rib Loc de PVC, presente en el mercado latinoamericano desde 1990, a la vez que se obtienen importantes ventajas constructivas y estructurales con la adición de un perfil helicoidal de acero.

Los tubos Rib Steel pertenecen a la familia estructural de las tuberías flexibles, al igual que el Rib Loc autoportante (tradicional), así como las tuberías de metal corrugado, usualmente de acero galvanizado.

Las tuberías flexibles tienen la gran ventaja de que gracias a sus propiedades estructurales y materiales constitutivos pueden interactuar con el material circundante, tanto el de fundación, el de acostillado, entorno y pared de zanja para generar un esquema de distribución de esfuerzos e interacción suelo-tubo ideal para alturas de relleno en rangos muy amplios, superando en mucho las posibilidades y rendimientos de las tuberías rígidas.

Las tuberías Rib Steel están disponibles principalmente en diámetros desde 1050mm hasta 3050mm, siendo su principal campo de aplicación los diámetros de 1550mm en adelante.

Existen varios parámetros que son de importancia en la definición estructural de una tubería flexible, entre ellos el que indica la rigidez a flexión de la pared del tubo.



Figura 6.1

Este parámetro designado como  $EI$ , es el producto del módulo de elasticidad ( $E$ ) del material a partir del cual se hace el tubo, por el momento de inercia ( $I$ ), que se calcula a partir de la geometría del tubo.

El momento de inercia es especialmente alto en secciones “estructuradas” ya sean perfiladas o ya sean corrugadas, con lo que con poca área, y en consecuencia menor peso, se logran secciones de mucha rigidez. Característica innata de los tubos Rib Loc, así como también, por ejemplo, de las secciones de vigas de acero en  $I$  que se encuentran en puentes, muelles, edificios, etc.

El acero que se emplea en los tubos Rib Steel se coloca como un clip o inserto que se aloja entre y sobre las tees del perfil del tubo Rib Loc (Figura 6.1).

Este inserto actuará mediante compatibilidad de deformaciones con el perfil de PVC gracias al efecto de llave de cortante que se produce entre las tees del PVC y las aletas del fleje de acero galvanizado, que hace que la deflexión anclar de ambos sea compatible.

Ahora bien, el parámetro EI es básicamente relacionado a la pared del tubo, pero es independiente del diámetro del mismo.

Para relacionarlo con la rigidez del tubo, basta con dividirlo entre el radio del mismo elevado a la tercera potencia:

$$SR = E * I / R^3 \quad (6.1)$$

Donde:

E: Módulo de Elasticidad del material (kPa, en este caso)

I: Momento de inercia de la pared del tubo (m<sup>4</sup>/m)

R: radio de la tubería, medido del centro del tubo (m)

Este dato constituye la rigidez anular teórica del tubo, existiendo múltiples procedimientos y especificaciones para verificar el valor real para un espécimen o el estadístico para un lote dado. Lo más usual es basarse en procedimientos de ASTM (American Society for Testing and Materials) o DIN (Deutsche Institute für Normung).

Para el caso de Rib Steel se tiene que son dos tubos que tienen compatibilidad de deformaciones en cuanto a la deflexión anular, a la vez que no se vinculan por flujo de cortante, por lo que el resultado es que se tienen dos rigideces en paralelo, en vez de un solo tubo de sección compuesta (si se diese transferencia del flujo de cortante).

La principal ventaja de este concepto es que ambos materiales y perfiles interactúan estructuralmente sin requerir de complicados transmisores del flujo de cortante, a lo largo de la espiral.

La sección tendrá, por lo tanto, las siguientes propiedades:

$$SR_c = E_{pvc} I_{pvc} / R_{pvc}^3 + E_{ac} * I_{ac} / R_{ac}^3 \quad (6.2)$$

En donde:

SR<sub>c</sub> = Rigidez anular del tubo compuesto (kN/m<sup>2</sup>)

E<sub>pvc</sub> = Módulo de elasticidad del PVC

I<sub>pvc</sub> = Momento de inercia del perfil de PVC

R<sub>pvc</sub><sup>3</sup> = Radio a la fibra neutra, del PVC

E<sub>ac</sub> = Módulo de elasticidad del PVC

I<sub>ac</sub> = Momento de inercia del fleje metálico

R<sub>ac</sub><sup>3</sup> = Radio a la fibra neutra del acero

En la parte experimental, la norma DIN 16961 establece que para el cálculo del valor de EI a partir de los resultados de laboratorio, se debe incluir el efecto de acortamiento que experimenta la sección del tubo por las cargas de compresión, también presentes.

Siendo la fórmula recomendada:

$$SR = F / Dd L * e \quad (6.3)$$

F = Carga aplicada (kN)

Dd = Deformación del diámetro interno (m)

L = Longitud del espécimen de prueba (m)

e = Coeficiente de deformación

A partir de la ecuación 6.3 se procede a despejar el valor experimental de EI, que se utiliza en la ecuación 6.1.

Como referencia, en el caso de una tubería de 2000mm, si esta es en Rib Steel, su rigidez anular es en el orden de 30 veces la rigidez del tubo en variedad autoportante.

Paralelamente se aumenta su capacidad de carga, tanto en virtud a su mayor rigidez como a la mayor área y la mayor resistencia al fallo por pandeo de la pared.

Al momento de definir la capacidad del tubo Rib Steel, se deben considerar dos escenarios:

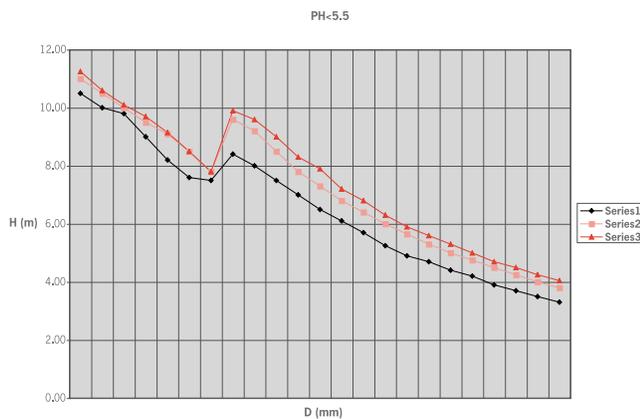
- Capacidad de carga a corto plazo
- Capacidad de carga al largo plazo

La capacidad al corto plazo se hace considerando la tubería de materiales compuestos, al 100% de su capacidad.

La capacidad al largo plazo dependerá de las condiciones en que le tubo se ha de instalar y el efecto de estas sobre la durabilidad del acero. En este caso, el cálculo deberá contemplar la relación entre vida útil requerida del tubo y la vida útil esperada para el fleje metálico.

Las condiciones de instalación más frecuentes son en suelos con un PH de 6.0 o más (de poco ácido a neutro o alcalino), en cuyo caso la vida útil del fleje fácilmente supera los 15 o 20 años, por lo que se diseña contemplando la sección completa.

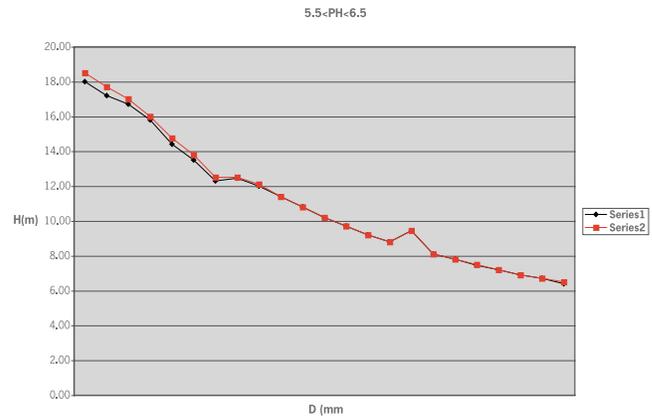
Gráfico 6.1. Rellenos máximos y mínimos, PH>=6.0



En otros casos el suelo es relativamente ácido, con un PH de 5.5 a 6.0, en cuyo caso la vida útil del fleje será de 10 a 15 años y se recomienda entonces diseñar considerando las teorías de Marston y Spangler, sacando adecuada y comprobable ventaja de la condición de que en el momento en que el fleje ya no esté,

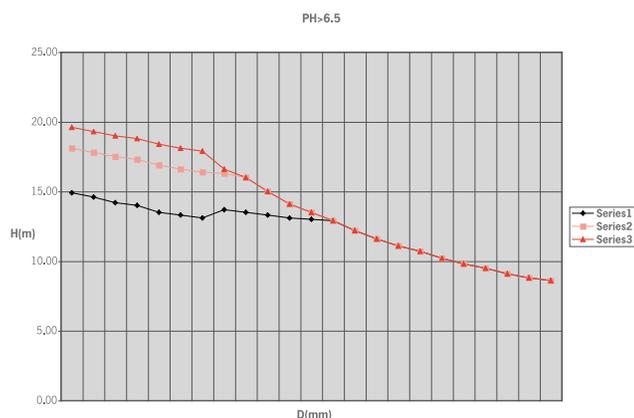
la distribución de esfuerzos hacia las paredes de la zanja y del material circundante se dará de la forma más ideal para una tubería flexible.

Gráfico 6.2. Rellenos máximos y mínimos, 5.5>PH>6.0



El caso más extremo es aquel en el que el suelo circundante tiene valores de PH inferiores a 5.0, lo que hará que la vida útil del tubo sea de menos de 10 años, en cuyo caso se debe prestar especial atención a las instalaciones en las que el relleno es poco y hay tráfico vehicular pesado o cargas vivas importantes, en general. En cuanto al comportamiento para alturas de relleno máximas, priva un criterio similar al expuesto en el caso anterior

Tabla 6.3. Rellenos máximos y mínimos, PH>5.5



## 6.1 La vida útil del fleje metálico, implicaciones en el comportamiento del tubo instalado

Las tuberías Rib Steel se han conceptualizado como un sistema mixto capaz de brindar una altísima rigidez anular durante el proceso constructivo y los primeros estados de carga del tubo.

La rigidez anular, si bien no es la más importante de las variables para definir la capacidad estructural de un tubo, sí tiene una importancia notoria cuando se trata de tuberías de grandes diámetros, usualmente de 1800mm en adelante

Esto debido a que la relación del diámetro del tubo a las dimensiones del equipo de densificación, alturas de relleno, procesos constructivos, etc., es mucho más importantes que en los demás rangos de diámetros.

Es por ello que existen varios sistemas que usan dispositivos que aumenten la rigidez durante el proceso de construcción, siendo

un interesante caso el de las bóvedas de acero corrugado para pasos viales y ferroviarios, en las que teniendo dimensiones internas de 4.60m o más, se suele apuntalar la sección para acelerar el procesos constructivo. Una vez instalado el ducto, se retiran los puntales y el sistema actúa como se previó en el diseño.

Así mismo, el denominado “efecto de arco”, mediante el cual las cargas permanentes (peso del relleno) llegando a un tubo son sustancialmente menores que el peso del prisma de suelo sobre él proyectado, implicará mayores beneficios si se combina una rigidez alta en los primeros meses y que luego disminuya.

Así entonces, a medida que el fleje vaya finalizando su vida útil, que según sean las condiciones de acidez del suelo demorará de 9 años (condiciones muy extremas) a mucho más de 25 años, el patrón de distribución de cargas variará de manera que el tubo de PVC deberá soportar valores mucho menores que los que le corresponderían si se instalase sin el fleje metálico.

Desde luego que para el caso de aplicaciones superficiales ( $H_R \leq 0.75 D$ ) con cargas VIVAS o TEMPORALES de importancia, se debe verificar si la vida útil del fleje para esas condiciones es igual o superior a la esperada para la obra, caso contrario se debe diseñar considerando que el fleje no está, salvo para los procesos constructivos y las cargas y efectos asociados a este.

Es sumamente importante considerar que el fleje se encuentra protegido del flujo del agua y del aire en movimiento dado que queda contra el terreno. Esto hace una vital diferencia entre las tuberías estándar de metal corrugado y las Rib Steel.

En las TMC la corrosión y oxidación del acero se ven aceleradas por el paso del agua que además de oxigenar una de las caras, arrastra la capa externa de óxidos y sales del metal.

Esta capa, conocida en muchos lugares como herrumbre constituye una barrera iónica que retarda el desgaste por abrasión del hierro y del acero.

Dado que en el Rib Steel esta capa queda lejos del alcance del agua y su capacidad oxigenada y abrasiva, el proceso de deterioro del fleje por condiciones ambientales es veces menor que el que se da un tubo de metal corrugado en el que una pared se ve atacada por la acidez del suelo y su patrón de humedad y la otra por el agua y sus materiales en arrastre.

En el Rib Steel la cara expuesta al flujo del agua es de PVC, verdaderamente inerte a los efectos descritos en el anterior párrafo.

Como punto de referencia histórico se puede analizar el caso de los tubos de metal corrugado, conocidos como TMC.

El capítulo 5 del **Manual de Productos de Acero para Drenaje y Construcción Vial de la firma ARMCO** define claramente el proceso de desgaste de la pared como una combinación del efecto de abrasión (cara expuesta al agua) y migración iónica (cara en contacto con el terreno).

La tabla 5.4 del mencionado manual señala un tiempo estimado para perforación de la pared por combinación de estos dos efectos de 49 años para un tubo de 1.626mm de espesor, para un PH de 5.8 o mayor.

Para efectos de la resistividad iónica del suelo circundante, para un valor de 100 000ohm-cm, una lámina de 1.519mm tendrá una vida útil del orden de 45 años en un PH de 6.0.

Estos datos permiten, con gran seguridad, establecer la vida útil en 40 a 50 años, más aún si se considera que los suelos son más bien de vocación calcárea.



## Capítulo 7

### Hidráulica de sistemas por gravedad

Por simplificación académica muchas de las exposiciones técnicas sobre conducciones por gravedad se centran en el empleo de estas en condiciones en donde la fórmula de Manning aplica directamente, además que la mayoría de las tuberías que suelen consumir son para condiciones de este tipo.

Como ejemplo favorito está el empleo en desfuegos pluviales y colectores sanitarios, así como en aplicaciones especiales como tomas de agua para embalses.

Quedan entonces por fuera, sin embargo, aplicaciones que son de gran importancia para las obras de infraestructura vial, como el caso de los pasos de alcantarilla.

Se define como paso de alcantarilla aquella conducción, generalmente por gravedad, que se hace para permitir el paso del agua de escorrentía pluvial o permanente cuando una vía o un relleno para cualesquiera aplicación, va a interceptar el libre discurrir de esa agua por un canal existente, muchas veces natural.

Para estos tipos de conducciones se puede hacer una clasificación por condiciones hidráulicas:

- Alcantarillados con control a la entrada:

En estas la pendiente del tubo es al menos un 15% mayor que la pendiente crítica, la salida es completamente libre (no sumergida).

Hidráulicamente su capacidad de entrada depende sobre todo de la configuración geométrica del conducto y de la configuración a la entrada de la conducción. Independientemente de la rugosidad del sistema, para una entrada circular será:

$$Q = k_1 \cdot D^{2.5}$$

Ahora bien, se debe verificar la capacidad energética para todo el sistema. Un diseño detallado deberá contemplar las pérdidas energéticas a la entrada, a la salida y por fricción a lo largo del conducto.

Pérdidas a la entrada:

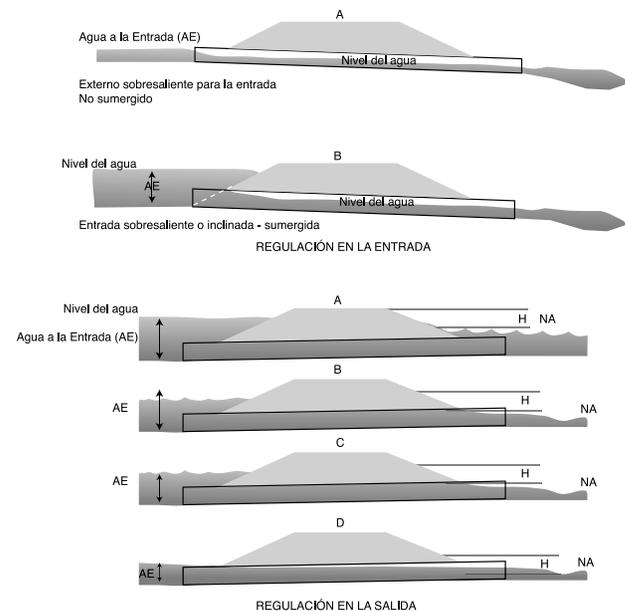
$$H_e: C_g V^2 / (2g)$$

$H_e$ : Pérdida energética a la entrada (pérdida localizada)

$C_g$ : Constante geométrica que va desde 0.25 (para entradas geoméricamente atenuadas, muy favorables al flujo ordenado) hasta 0.90 para entradas muy burdas, en las que sobresale el tubo, invadiendo aguas arriba de la "entrada".

$V$ : Velocidad media del flujo en el tubo

$g$ : Aceleración de la gravedad (9.81 m/s<sup>2</sup>, 32.2 ft/s<sup>2</sup>)



Pérdidas por fricción en el cuerpo del tubo:

$$H_f: 19.51 n^2 L / R^{4/3} * (V^2 / 2g)$$

$H_f$ : Pérdidas energéticas a lo largo del tubo (m, en este caso)

$n$ : n de Manning

$L$ : Longitud del ducto (m, en este caso)

$R$ : Radio hidráulico del ducto para el calado dado (m, en este caso)

$V$ : Velocidad media en el cuerpo del tubo (m/s en este caso)

$g$ : Aceleración de la gravedad (9.81 m/s<sup>2</sup>, en este caso)

• Alcantarillas con control a la salida:

Se dan generalmente cuando la pendiente de la tubería es igual o inferior a la crítica, lo que hace que el nivel del agua a la salida sumerja a la tubería, pasando entonces a gobernar la capacidad aspectos que incluyen la pendiente del conducto y la rugosidad de la misma. Las pérdidas energéticas serán determinantes en el desempeño del sistema.

Este desempeño se hace también sobre la base del balance energético, que contempla:

1. Pérdidas a la entrada ( $H_e$ )
2. Pérdidas por fricción a lo largo del cuerpo del tubo ( $H_f$ )
3. Pérdidas a la salida ( $H_s$ )
4. Pérdidas por cambios de dirección ( $H_b$ )
5. Pérdidas en las juntas ( $H_j$ )
6. Pérdidas por dispositivos adicionales ( $H_g$ )

Muy usualmente en el diseño se obtiene suficiente precisión usando las tres primeras, de donde que la energía total requerida para trasegar el fluido ( $H_t$ ) será:

$$H_t = H_e + H_f + H_s$$

$H_e$  y  $H_f$  se pueden calcular según se explicó para el caso de Control a la Entrada

$H_s$  se calcula a partir de la ecuación

$$H_s = 1.0 (V^2 / 2g - V_d^2 / 2g)$$

Siendo  $V_d$  la velocidad aguas abajo del desfogue de la alcantarilla.

Para el caso particular en que la velocidad aguas abajo es demasiado baja en relación a la velocidad media de la alcantarilla, la fórmula se simplifica a :

$$H_s = V^2 / 2g$$

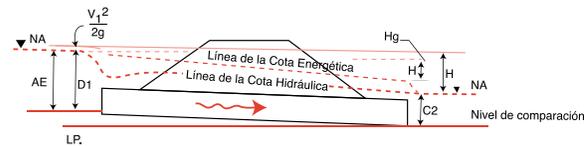


Fig. 4-14. Se ilustra aquí la diferencia entre la finca de la cota energética y la línea de la cota hidráulica.

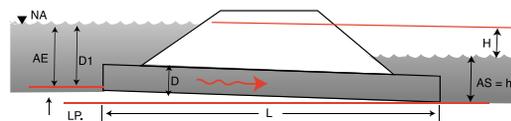


Fig. 4-15. Relación del agua a la entrada con el agua alta a la salida y los demás términos de la fórmula.

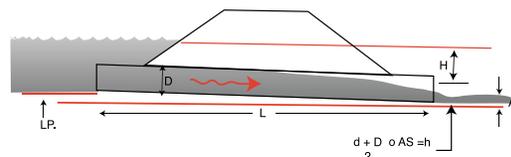


Fig. 4-16. Línea de agua baja a la salida en relación con los términos de la ecuación de flujo.

## Comportamiento según Manning

Se debe determinar si el flujo será crítico, sub-crítico o supercrítico y desde luego si se trata de flujo espacial o temporalmente variado y el efecto en los cambios de diámetro y de pendiente en las alturas de calado de la tubería.

En primer lugar se tiene que el caudal a lo largo de la conducción será siempre el mismo, por lo que para obtener un flujo uniforme basta con cumplir con:

1. La pendiente del fondo del canal será uniforme en todo el tramo
2. Área transversal del canal sea constante
3. La velocidad sea la misma en todos los tramos

La pendiente se verificará en el proyecto por medio de la topografía, buscando que sea constante, salvo que por algún motivo especial sea conveniente variarla. Dado que se tienen dos tramos con diámetros diferentes se asumen dos conducciones separadas y se analizan así, para luego complementar el estudio con un análisis y definición de la transición de la misma y de este modo la sección del canal será constante en cada uno a la vez que la velocidad también (la  $n$  de Manning será la misma). Al cumplir con estos requisitos la ecuación de Manning para flujo uniforme en canal abierto es aplicable:

$$Q=AR^{2/3}S^{1/2}/n$$

En donde  $A$  es el área o sección del canal que es atravesada por el flujo,  $R$  es el radio hidráulico de la sección del canal que es atravesada por el flujo,  $R$  es el radio hidráulico de la sección con flujo, mismo que se obtiene de dividir el área mojada entre el perímetro del canal que está en contacto con el agua.

Para el caso particular de tuberías circulares, por medio de una simplificación geométrica (relacionando los rayos que van de los extremos de contacto con el agua al ángulo entre cada uno de ellos y la vertical) se tiene que:

$$A=1/8 (\theta - \text{sen } \theta) D^2$$
$$R= 1/4 (1-\text{sen } \theta) / \theta) D$$

En donde  $D$  es el diámetro del tubo

$n$  es el coeficiente de Manning para la tubería, mismo que, de manera muy conservadora, se puede estimar en 0.010, un valor muy apropiado para este diámetro de tubo y material de pared del mismo.



## Capítulo 8

### Anexos

Anexo I

Clasificación de suelos y valores del E2  
(Módulo de reacción del suelo Kg/cm<sup>2</sup>)

			Grado de compactación Próctor Standard		
Clase de Suelo	Suelo según ASTM D2487	Suelto	Compactación ligera < 85%	Compactación moderada 85-95%	Muy compacto > 95%
VI	Suelos orgánicos del tipo OL, OH, y suelos que contienen desechos y otros materiales extraños		No se acepta en ningún caso este material como material de encamado o relleno		
V	Suelos finos LL>50 suelos con media a alta plasticidad CH MH, CH-MH		No existe información, consulte con un mecánico de suelos o utilice E2=0		
Va	Suelos finos, LL<50 plasticidad media a sin plasticidad, CL, ML, ML-CL con menos de 25% de partículas gruesas	3.5	14	28	70
Vb	Idem anterior pero con más de 25% de partículas gruesas	7	28	70	140
III	Suelos gruesos con más de 12% de finos GM, GC, SM, SC	7	28	70	140
II	Suelos gruesos con menos de 12% de finos GW, GP, SW, SP	14	70	140	210
I	Piedra quebrada	70	210	210	210

Tipo de Suelo	Descripción
-	Piedra quebrada, angular de 6 a 40 mm de tamaño tipo gravilla
GW	Gravas limpias bien graduadas con poco o sin material fino. 50% ó más retenido en malla N° 4. Más del 95% retenido en malla N° 200 limpios.
GP	Gravas limpias mal graduadas con poco o sin material fino. 50% ó más retenido en malla N° 4. Más del 95% retenido en malla N° 200
SW	Arenas limpias bien graduadas con poco o sin material fino (malla N° 200)
SP	Arenas limpias mal graduadas con poco o sin material fino (malla N° 200)
GM	Gravas limosas. 50% ó más retenido en malla N° 4. Más del 50% retenido en malla N° 200
GC	Gravas arcillosas. 50% ó más retenido en malla N° 4. Más del 50% retenido en malla N° 200
SM	Arenas limosas, mezcla arena limo. Más del 50% pasa malla N° 4. Más del 50% retenido en malla N° 200
SC	Arenas arcillosas, mezclas arena-arcilla. Más del 50% pasa malla N° 4. Más del 50% retenido en malla N° 200
ML	Limos inorgánicos, arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas. Límite líquido 50% ó menos. 50% ó más pasa malla N°200
CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas ripiosas, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras. Límite líquido 50% ó menos. 50% ó más pasa la malla N° 200
MH	Limos inorgánicos, arenas finas o limos micáceos o diatomáceo, limos elásticos. Límite líquido > 50%. 50% pasa malla N° 200 ó más
CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad. Límite líquido > 50%. 50% ó más pasa malla N°200
OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad. Límite líquido 50% ó menos. 50% ó más pasa malla N° 200
OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta. Límite líquido > 50%. 50% ó más pasa malla N° 200
PT	Turba y otros suelos altamente orgánicos

Anexo II

Magnitudes físicas y propiedades mecánicas de los tubos Rib Loc®

Diámetro interno (mm)	Diámetro externo (mm)	Área de la pared A (mm <sup>2</sup> /mm)	Momento de inercia I (mm <sup>4</sup> /mm)	Rigidez anular SRT (kN/m <sup>2</sup> )
75	76.2	0.000975	1.95	617
100	101.2	0.000975	1.95	267
150	151.2	0.000975	1.95	81
200	201.57	0.00126	4.44	78
250	251.57	0.00126	4.44	40
300	302.4	0.0023	31.33	161
350	352.4	0.0023	31.33	103
400	402.4	0.0023	31.33	69
450	452.4	0.0023	31.33	49
500	502.4	0.0023	31.33	36
550	552.4	0.0023	31.33	27
600	603.86	0.003814	146	94
650	653.86	0.003814	146	75
700	703.86	0.003814	146	60
750	753.86	0.003814	146	49
800	803.86	0.003814	146	40
850	853.86	0.003814	146	34
900	903.86	0.003814	146	29
950	953.86	0.003814	146	24
1000	1003.86	0.003814	146	21
1050	1056.4	0.00618	428.36	52
1100	1106.4	0.00618	428.36	45.4
1150	1156.4	0.00618	428.36	39.8
1200	1206.4	0.00618	428.36	35.1
1250	1256.4	0.00618	428.36	31.1
1300	1306.4	0.00618	428.36	27.7
1350	1356.4	0.00618	428.36	24.8
1400	1406.4	0.00618	428.36	22.2
1450	1456.4	0.00618	428.36	20.0
1500	1506.4	0.00618	428.36	18.1
1550	1559.66	0.00901	1055.33	40
1600	1609.66	0.00901	1055.33	37
1650	1659.66	0.00901	1055.33	33
1700	1709.66	0.00901	1055.33	31
1750	1759.66	0.00901	1055.33	28
1800	1809.66	0.00901	1055.33	26
1850	1859.66	0.00901	1055.33	24
1900	1909.66	0.00901	1055.33	22
1950	1959.66	0.00901	1055.33	20
2000	2009.66	0.00901	1055.33	19



## Referencias Bibliográficas

---

- [1] UNI-BELL PVC Pipe Association. "Hand Book of PVC Pipe". UNI-BELL, Texas. USA; 1991
- [2] Moser, A.P. "Buried Pipe Design". Mc Graw Hill, USA, 1990
- [3] Calvo G; Ricardo. Director Técnico Rib Loc Spain. Madrid, España.
- [4] Castro & De la Torre. "Informe Rep # 94-0086". San José, Costa Rica, marzo 07, 1994
- [5] ASTM STP 1093. "Buried Plastic Pipe Technology". ASTM, 1916 Race Street, Philadelphia, PA 19103. USA
- [6] Abwassertechnische Vereinigung e.v. (ATV). ATV Worksheet A 127, Würzburg, Alemania
- [7] Lambe, William T. "Mecánica de Suelos". Ed. Limusa. México D.F; 1991
- [8] Timoshenko. "Resistencia de Materiales Parte II". Van Nostrand Co; 1968
- [9] Cameron, D.A. "Simulated Vehicular Loading of Rib Loc PVC Pipes buried in non-paved, backfilled trenches". Techsearch Incorporated, South Australia, Septiembre de 1990
- [10] Laboratorio de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad de Costa Rica. "Informe LMHC-I-516-93". San José, Costa Rica, agosto 16, 1993
- [11] Centro de Investigaciones en Vivienda y Construcción (CIVCO). "Informe CIVCO-PS069-93". Cartago, Costa Rica, julio 27, 1993
- [12] Castro & De la Torre. "Informe # 92-0211". San José, Costa Rica, agosto 04, 1992
- [13] Castro & De la Torre. "Informe #93-0416". San José, Costa Rica, noviembre 29, 1993
- [14] Semrau Lago, Rodolfo. "Informe N° 397-92". Guatemala, Gua; octubre 13, 1992
- [15] Linsley, R. K. y Franzini, J.B. "Ingeniería de los Recursos Hidráulicos". CECOSA; México, marzo 1978
- [16] Catálogo General PC. Decimocuarta Edición. San José, Costa Rica, 1992
- [17] Walker, R. P. "Trench Width Requirements". UNI-BELL PVC Pipe Association. Texas, USA; Mayo, 1988
- [18] Centro de Investigaciones en Vivienda y Construcción (CIVCO). "Informe CIVCO.053.92". Cartago, Costa Rica, marzo, 1992
- [19] American Concrete Pipe Association. "Seminario sobre la Vida de Diseño". P.66
- [20] Universidad Nacional de Ingeniería. Managua, Nicaragua. Informe de Laboratorio de Materiales y Suelos de una arena del banco de Motastepe. Octubre 24, 1994





