

UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES

FACULTAD DE INGENIERÍA



DEPARTAMENTO DE HIDRÁULICA

Cátedra de “Construcciones Hidráulicas”

***“Nociones Sobre Cálculo Estructural de
Conducciones Enterradas”***

Ing. Luis E. Pérez Farrás - Ing. Sandra M. Pérez

- Noviembre 2003 -

NOCIONES SOBRE CÁLCULO ESTRUCTURAL DE CONDUCCIONES ENTERRADAS

INDICE

1. INTRODUCCIÓN	4
1.1 SOLICITACIONES INTERNAS	5
1.2 SOLICITACIONES EXTERNAS	6
1.3 LA INTERACCIÓN CAÑO - ZANJA	6
2. TEORÍA DE CÁLCULO TRADICIONAL	7
2.1 CONDICIONES DE INSTALACIÓN, DEFINICIONES Y CONCEPTOS DE UTILIDAD POSTERIOR	7
2.1.1 ANCHO DE ZANJA	7
2.1.2 LIMITE DE VALIDEZ DEL CONCEPTO DE "ZANJA ANGOSTA"	9
2.1.3 FACTOR DE PROYECCIÓN	9
2.1.4 PLANO DE IGUAL ASENTAMIENTO	10
2.1.5 PLANO CRÍTICO	10
2.1.6 COEFICIENTE DE ASENTAMIENTO	10
2.2 CALCULO DE CARGAS DEBIDAS AL RELLENO	13
2.2.1 DEDUCCIÓN DE LA ECUACIÓN DE MARSTON PARA EL CÁLCULO DE LAS CARGAS DEBIDAS AL RELLENO (TUBERÍAS RÍGIDAS)	13
2.2.1.1 Caso Zanja Angosta	13
2.2.1.2 Caso Terraplén / Zanja Ancha	16
2.2.1.3 Consideraciones Generales para las Ecuaciones de Aplicación para Tuberías Rígidias, en Condiciones de "Zanja Angosta" y "Zanja Ancha"	16
2.2.2 CONSIDERACIONES PARA LA APLICACIÓN DE LA ECUACIÓN DE MARSTON EN EL CASO DE TUBERÍAS FLEXIBLES (ZANJA ANGOSTA)	17
2.2.3 APLICACIÓN GENERAL DE LA ECUACIÓN DE MARSTON EN CONDICIÓN DE TERRAPLÉN (ZANJA ANCHA)	19
2.2.3.1 Marston en terraplén, proyección positiva completa, para tubería rígida o flexible (zanja inducida)	19
2.2.3.2 Marston en terraplén, proyección positiva incompleta, para tuberías rígidas o flexibles (zanja inducida)	20
2.2.3.3 Marston en terraplén, proyección positiva para tuberías flexibles (zanja inducida)	21
2.2.3.4 Marston en terraplén, proyección negativa	22
2.2.4 COMENTARIOS GENERALES SOBRE EL USO DE LAS ECUACIONES DE MARSTON PARA LAS DISTINTAS SITUACIONES	22
2.3 EVALUACIÓN DE LAS CARGAS DINÁMICAS DE TRÁNSITO (TEORÍA DE BOUSSINESQ)	25
2.3.1 GENERALIDADES	25
2.3.2 INTEGRACIÓN	26
2.3.3 CRITERIO ACEPTADO POR LAS NORMAS VIGENTES EN LA REPÚBLICA ARGENTINA	29
2.4 PROCESO DE CÁLCULO Y VERIFICACIÓN DE TUBERÍAS	30
2.4.1 CONCEPTOS GENERALES	30
2.4.1.1 Tuberías Rígidias	34
2.4.1.2 Tuberías Flexibles	35
2.4.2 CRITERIO TRADICIONAL DE VERIFICACIÓN DE TUBERÍAS RÍGIDAS	35

2.4.2.1	Factor de Apoyo	35
2.4.2.2	Tipos de Apoyo	36
2.4.3	CRITERIO TRADICIONAL DE VERIFICACIÓN DE TUBERÍAS FLEXIBLES	37
2.4.3.1	Conceptos Generales	37
2.4.3.2	Deducción de la expresión de Spangler	38
2.4.3.3	Uso de la expresión de Spangler	42
2.4.3.3.1	Formas de la Expresión de Spangler	42
2.4.3.3.2	Expresión de Spangler en Función de la Relación "Diámetro Externo-Espesor"	43
2.5	CONCEPTOS DE INTERÉS PARA EL CÁLCULO E INSTALACIÓN DE LAS TUBERÍAS "FLEXIBLES"	45
2.5.1	APORTE DE LA ZANJA EN LA RESISTENCIA A LA OVALIZACIÓN	45
2.5.2	VERIFICACIÓN AL PANDEO	46
2.5.3	VERIFICACIÓN A LA TENSIONES COMBINADAS	48

3. ELEMENTOS CONCEPTUALES DE LA TEORÍA MODERNA SOBRE CÁLCULO ESTRUCTURAL DE TUBERÍAS INSTALADAS EN ZANJA **49**

3.1	GENERALIDADES	49
3.2	RIGIDEZ RELATIVA "SUELO-CAÑO"	50
3.3	ADAPTACIÓN DE LA ECUACIÓN DE MARSTON: LOS COEFICIENTES DE CONCENTRACIÓN	52
3.4	INFLUENCIA DE LA PENDIENTE O "TALUD" DE LAS PAREDES DE LA ZANJA	55
3.5	DIAGRAMA DE PRESIONES HORIZONTALES	56
3.6	CÁLCULO DE LOS COEFICIENTES DE CONCENTRACIÓN M Y N	58
3.7	LOS MOMENTOS OVALIZANTES	59

NOCIONES SOBRE CÁLCULO ESTRUCTURAL DE CONDUCCIONES ENTERRADAS

1. INTRODUCCIÓN

Una conducción enterrada en una zanja, está sometida a las solicitaciones que se desprenden de la Figura 1.1. En la misma se puede apreciar la zanja excavada y el apoyo del caño en una cama de material granular adecuado.

Para tener en cuenta todas las solicitaciones posibles, y además para evidenciar mejor la interacción caño-suelo, se ha elegido como ejemplo un caño flexible, entendiéndose como tal, **en primera aproximación**, a aquel que se deforma (por acción de las cargas externas) mucho con relación al diámetro antes de que se produzca su colapso.

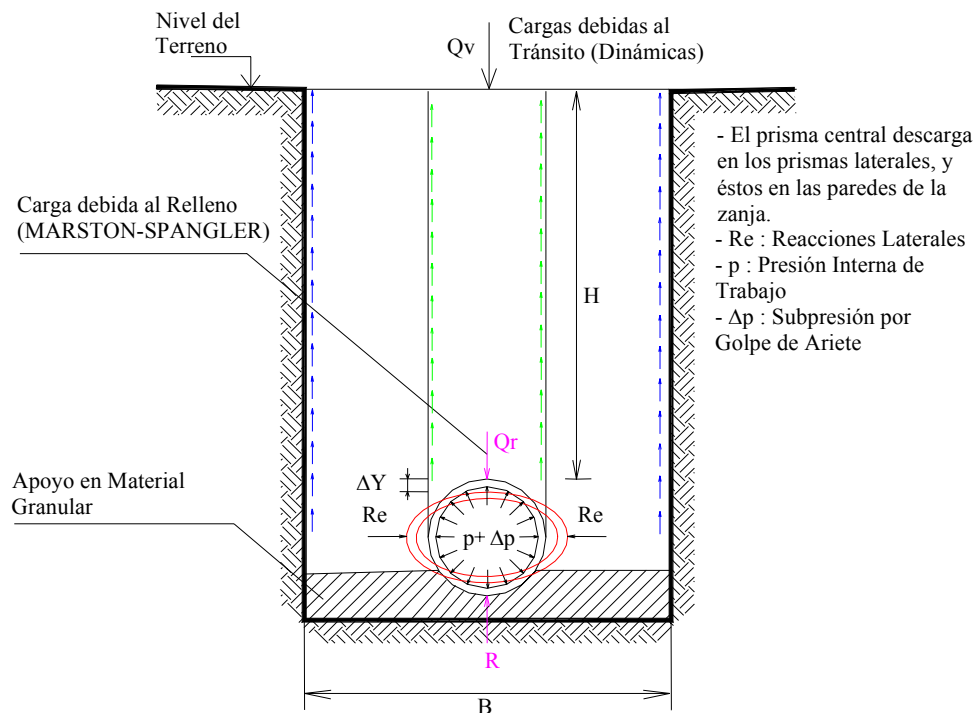


Figura 1.1

Solicitaciones sobre una Tubería Enterrada en Zanja

Estas solicitaciones son las siguientes:

- A) Solicitaciones Internas de la Tubería, derivadas del Cálculo Hidráulico de la conducción.
- B) Solicitaciones Externas.

1.1 SOLICITACIONES INTERNAS

Estas son las solicitaciones ocasionadas por los siguientes fenómenos hidráulicos:

- Presión interna en régimen permanente.
- Sobrepresión interna, variable entre valores positivos y negativos, del régimen impermanente (transitorios o "Golpe de Ariete").

Ambas solicitaciones se derivan del cálculo "hidráulico" de la conducción, y darán una idea (a confirmar) acerca espesor mínimo que deberán tener las paredes de la tubería. Este espesor preliminar puede calcularse mediante la expresión de Mariotte, tal como se muestra en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

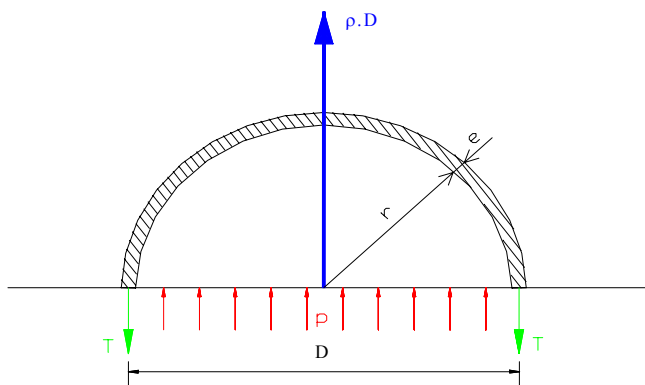


Figura 1.2

Solicitación debida a la presión interna

En esta Figura puede verse el diagrama de cuerpo libre de un corte diametral de una tubería a presión, de diámetro "D" y espesor "e", donde se ponen en evidencia todas las solicitaciones existentes, a saber:

- p : Presión interna (distribuída en el diámetro de la conducción)
- P = p.D : Resultante vertical de la presión interna.
- T : Fuerza equilibrante en cada pared de la tubería, la que, siendo "σ" la tensión de trabajo, puede escribirse como: $T = \sigma \cdot e$

El análisis a realizar se fundamenta en la simplificación de que, la distribución de tensiones que tendrá lugar en los espesores de la tubería, como respuesta a la solicitación debida a la presión interna, **será uniforme**. Éste concepto implica considerar "tuberías de pared fina", es decir de relativamente poco espesor frente al diámetro

En la figura se aprecia que la resultante de la presión distribuida en el diámetro deberá ser equilibrada por sendos esfuerzos de tracción, distribuidos **uniformemente** a su vez en el espesor de la tubería y configurando las dos fuerzas equilibrantes "T".

En efecto, considerando una longitud unitaria de conducción (L = 1 m) se tiene que:

$$p \cdot D = 2 \cdot T \cdot e = 2 \cdot \sigma \cdot e \Rightarrow \boxed{e = \frac{p \cdot D}{2 \cdot \sigma}} \text{ (EXPRESIÓN DE MARIOTTE)}$$

Si aplicamos esta expresión al límite, es decir considerando el σ_{ADM} (Tensión Admisible) del material de la tubería, obtendremos el espesor mínimo (e_{min}) necesario para la misma, o bien la presión de trabajo máxima admisible (p_{max}), también conocida como "Clase" de la tubería.

1.2 SOLICITACIONES EXTERNAS

Estas son las solicitaciones derivadas de factores externos a la tubería, tales como:

- Carga del material de relleno de la zanja sobre la tubería.
- Carga dinámica de Tránsito Vehicular (en caso de que exista por encima de la zanja)

Justamente la evaluación de estas cargas, teniendo en cuenta las reacciones que originan en el suelo de apoyo y los laterales del caño, y la determinación de las deflexiones resultantes y su correlación con las cargas y reacciones, constituyen la esencia del "Cálculo Estructural de Tuberías", motivo del presente capítulo, que es exigido por las Normas correspondientes y respetado por todos los proveedores del mercado de tuberías.

Es de destacar que los caños para conducciones de drenaje no estarán, obviamente, solicitados por presión interna, con lo que se profundiza aún mas, para éste caso, el criterio de selección en base a las "cargas externas" que será, en realidad, la consecuencia lógica de toda la teoría a exponer en forma breve a continuación.

Por otro lado, para la selección y/o verificación de caños a presión deben ser considerados ambos tipos de solicitaciones, es decir las debidas a la presión interna y las debidas a las cargas externas.

1.3 LA INTERACCIÓN CAÑO - ZANJA

El comportamiento de un caño rígido (pequeña deformación previa al colapso), con relación a la zanja donde está instalado, es muy diferente comparado con uno flexible. Esto sucede debido a que, al deformarse menos el caño rígido, la relación carga - deformación juega un rol distinto, puesto que una menor ovalización, dará lugar, consecuentemente, a una menor reacción lateral del suelo de relleno circundante.

Por lo tanto, la capacidad de soportar cargas por parte de un caño enterrado dependerá de:

- a) La resistencia intrínseca del caño y, consecuentemente, su capacidad relativa de deformación.
- b) La magnitud y distribución de cargas alrededor del caño.
- c) El soporte brindado por el terreno circundante.

Los dos primeros factores están vinculados directamente con el tipo de suelo del relleno, y el grado de compactación del suelo de apoyo y lateral, es decir el grado de rigidez relativo entre caño y suelo de apoyo.

La teoría tradicional de Marston, originalmente aplicada al caso de los caños rígidos y luego extendida a los flexibles, permitirá evaluar las magnitudes de las cargas debidas al relleno. En cambio, los estudios de Spangler perfeccionados por la Universidad de IOWA

posibilitarán el análisis de las deflexiones resultantes, de gran aplicación en el caso del cálculo de los caños flexibles.

Es oportuno señalar que las industrias productoras de tuberías de distintos materiales cuentan con tecnologías y cuerpos de Normas propias y exclusivas para cada tipo, que son difundidas por razones técnicas y comerciales.

Sin embargo, cada una de estas tecnologías de fabricación configura, de por sí, una especialidad, por lo que es imposible pretender abarcarlas en el presente texto, que tiene como objetivo principal el desarrollo de los conceptos básicos que posibiliten comprender los pasos a seguir para la selección de tuberías y los diseños que con ellas puedan realizarse.

A continuación, se desarrollan los lineamientos de dos teorías ampliamente difundidas para la realización del Cálculo Estructural de Tuberías. Por un lado, la Teoría Tradicional (todavía vigente en la Normativa de numerosos materiales del mercado) y, por el otro, la Teoría Moderna (cada vez más difundida y aplicada en materiales de última tecnología).

2. TEORÍA DE CÁLCULO TRADICIONAL

2.1 CONDICIONES DE INSTALACIÓN, DEFINICIONES Y CONCEPTOS DE UTILIDAD POSTERIOR

2.1.1 Ancho de Zanja

El ancho de la zanja juega un rol importante, puesto que la fricción entre el relleno y el material de suelo no alterado al excavarla, tienen influencia en las cargas actuantes sobre el caño.

Esa acción, fundada en el "efecto de arco", tendrá una influencia distinta según el valor del ancho de la zanja, por ello se definen los dos tipos fundamentales de instalación:

- a) En zanja angosta, en la que el caño de diámetro externo D_e está instalado en una zanja de ancho B relativamente pequeño frente a D_e . Una vez instalado, se lo rellena hasta la tapada H tal como puede apreciarse en la **Figura 2.1**. En este caso, se produce el mencionado "efecto de arco", provocando que las cargas de relleno del prisma central (que descarga sobre la tubería) sean aliviadas, en parte, en las paredes laterales.

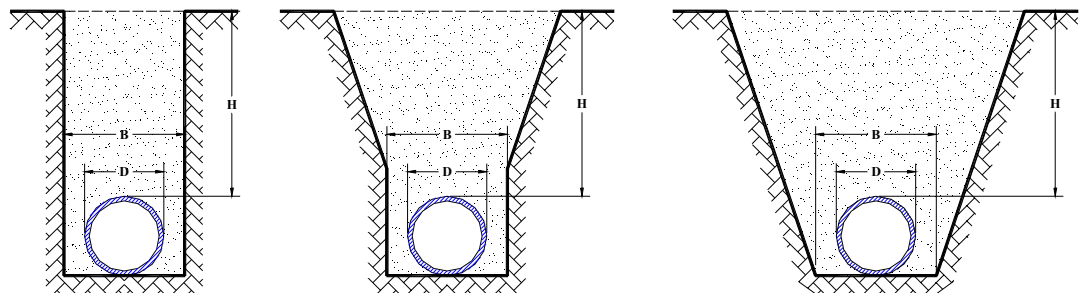
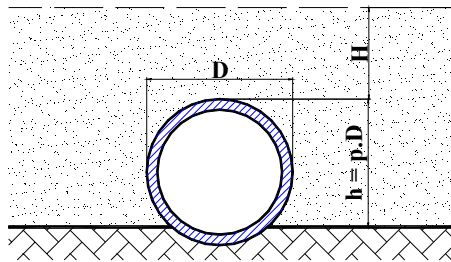


Figura 2.1
Caño en condición de "Zanja angosta"

b) En terraplén:

Este caso admite a su vez dos posibilidades, a saber:

b₁) Terraplén en "proyección positiva", que es cuando el caño se instala sobre un terreno que previamente recibirá un relleno y que presenta su extradós por encima del terreno natural, tal como puede apreciarse en la **Figura 2.2**. En este caso B es infinito.



El caso de "zanja ancha" resulta un caso particular de la instalación en "terraplén proyección positiva" (en realidad zanja de ancho infinito), en el que el ancho B es considerablemente mayor que D_e .

Figura 2.2
Caño en proyección positiva

b₂) Terraplén en "proyección negativa", que es el caso de la Figura 2.3, en el que se aprecia el caño instalado en una zanja excavada en el suelo natural y con su "extradós" por debajo del nivel del mismo. Posteriormente se practica un relleno que supera al nivel del terreno natural.

En realidad constituye una alternativa más favorable que la "proyección positiva", puesto que parte de las cargas es transferida a los costados de la zanja excavada, por causa del "efecto de arco" provocado por la misma. En realidad es un artificio para incorporar, aunque sea en parte el efecto aliviador de las cargas de la "Zanja Angosta" para una instalación en terraplén.

A pesar de su lógica y evidente mejoría tecnológica, ésta propuesta no ha encontrado eco en los instaladores, puesto que resulta una notable complicación de la obra. El análisis comparativo tecno-económico que necesariamente hay que realizar para cotejar las situaciones (Tubería de menor resistencia al aplastamiento vs. Zanja más complicada y onerosa con mayor movimiento de tierra) es desalentadora en general e induce a pensar a "piori" que la ventaja económica puede ser muy dudosa o poco significativa.

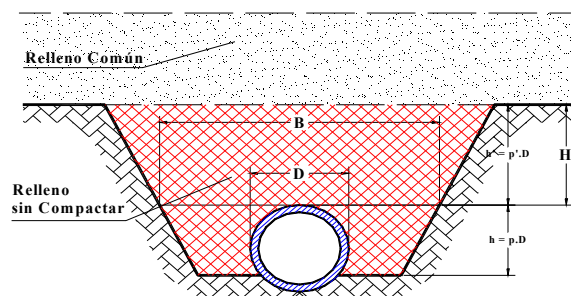


Figura 2.3
Caño en proyección negativa

2.1.2 Limite de Validez del Concepto de "Zanja Angosta"

Justamente una de las críticas importantes a la Teoría Tradicional de Marston, que veremos más adelante, es que la misma no dictamina con precisión cuándo la zanja pasa de ser Angosta a Ancha (caso de Terraplén con "B" finita).

Dado, que en las ecuaciones, el ancho de zanja es una variable determinante es necesario fijar criterios al respecto.

Spangler fija la condición:

$$B_{\max} = 3 D$$

Y Escorel propone:

$$B_{\max} 1,5 D$$

La notable divergencia entre ambos autores aconseja adoptar los criterios normativos que se fijan al respecto para los distintos materiales de tuberías del mercado.

2.1.3 Factor de Proyección

Se define como la relación:

$$\rho = h/D$$

De la Figura 2.4, se deduce el significado de los parámetros en juego y la relación previa.

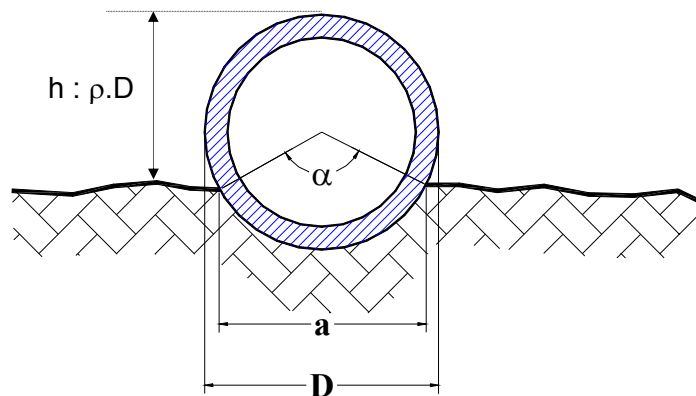


Figura 2.4

Factor de proyección

En términos prácticos es "la parte del diámetro que podría observarse lateralmente y que **sobresale** del nivel de la cama de asiento de la tubería".

Evidentemente resulta función del ángulo de apoyo α y su expresión, de aplicar la trigonometría, resulta:

$$\rho = 1 - 0,5 (1 - \cos (\alpha/2))$$

Es de destacar que cuando α es mínimo, por ejemplo 20° (fácilmente alcanzable con solo apoyar la tubería sin más trámite) $\rho = 0,99 \cong 1$ y, si $\alpha = 180^\circ$ (condición extrema de apoyo, pues implica que el mismo llega hasta la mitad del diámetro), obviamente ρ resulta 0,5.¹

2.1.4 Plano de Igual Asentamiento

Para tapadas relativamente grandes, existe un plano de altura H_e a partir del cual los asentamientos no son perturbados por la presencia del caño. Es decir que las deformaciones en un dado plano por encima del mismo, serán iguales en los laterales de las tuberías que sobre el prisma central. Para planos inferiores, se hará sentir la influencia de la tubería cada vez más, a medida que se acerca el plano en consideración, al extradós de la tubería.

Consecuentemente define como plano de "igual asentamiento" al plano al partir del cual, las deformaciones son iguales en cualquier punto del mismo. Puede tener existencia real o imaginaria (caso de Tapadas bajas).

Es un concepto de suma utilidad y fundamental de la Teoría Tradicional, para su aplicación en las instalaciones en terraplén y en especial para el caso particular de las mismas, denominado **instalación en "zanja ancha"**, **el que evidentemente es el usual en la práctica ya que tiene lugar cuando el ancho "B" no es infinito.**

2.1.5 Plano Crítico

Se lo define como el plano horizontal que pasa por el extradós de la tubería instalada en zanja, cuando el relleno, durante la obra, llega a ese nivel. Al continuar la obra y, consecuentemente las sucesivas capas se van sumando, el "Plano crítico" se va asentando paulatinamente. Si lo hace menos que la tubería, el prisma descarga parcialmente en los laterales y el caño es flexible con respecto al suelo de relleno ("Efecto de Zanja Inducida"). En el caso contrario no hay alivio o "efecto de Zanja Inducida" y el caño es rígido frente al suelo de relleno.

2.1.6 Coeficiente de Asentamiento

Se define como la relación entre el asentamiento del terreno a ambos lados del caño y el hundimiento del extradós del mismo.

De la Figura 2.5, en la que se esquematizan los distintos asentamientos, se posibilita interpretar la definición del "coeficiente de asentamiento" τ_{SD} .²

¹ Se destaca que el "Factor de Proyección" es un concepto utilizado en las ecuaciones que posibilitan la determinación del coeficiente que permite la evaluación de las cargas debidas al relleno en condiciones de instalación en terraplén.

² Se respeta la nomenclatura internacional y se destaca que en algunas bibliografías se utiliza para el concepto los símbolos γ_{SD}

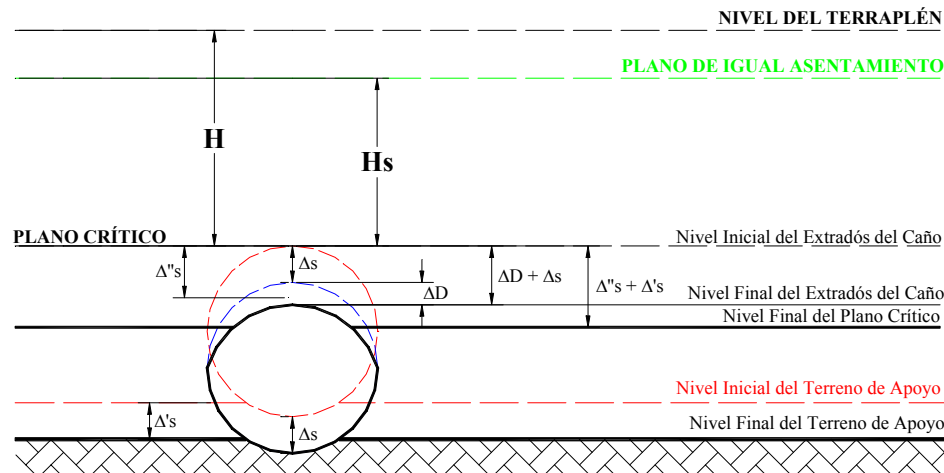


Figura 2.5
Asentamientos

El coeficiente de asentamiento se calcula, entonces, como:

$$\tau_{SD} = \frac{(\Delta S'' + \Delta S) - (\Delta S + \Delta D)}{\Delta S''}$$

En la que:

- $\Delta S''$ es el asentamiento del relleno de espesor D.
- $\Delta S'$ es el asentamiento del terreno de apoyo.
- ΔS es el asentamiento del apoyo del caño.
- ΔD es el acortamiento del diámetro vertical del caño.

Debe interpretarse a τ_{SD} como la deformación relativa entre los laterales de la tubería instalada y el prisma central que incide sobre ella. Consecuentemente, da una idea precisa de la "Rigidez Relativa" entre tubería y suelo" y además permite aclarar que, en realidad, las tuberías no son rígidas o flexibles en términos absolutos, sino que lo son en relación a las condiciones de apoyo en la zanja proyectada.

Este coeficiente es un concepto utilizado en las ecuaciones que posibilitan la evaluación de las cargas debidas al relleno, en condiciones de instalación en terraplén. Es de destacar, como adelanto, que para esa aplicación es complementado con el "Factor de apoyo ρ ", previamente definido.

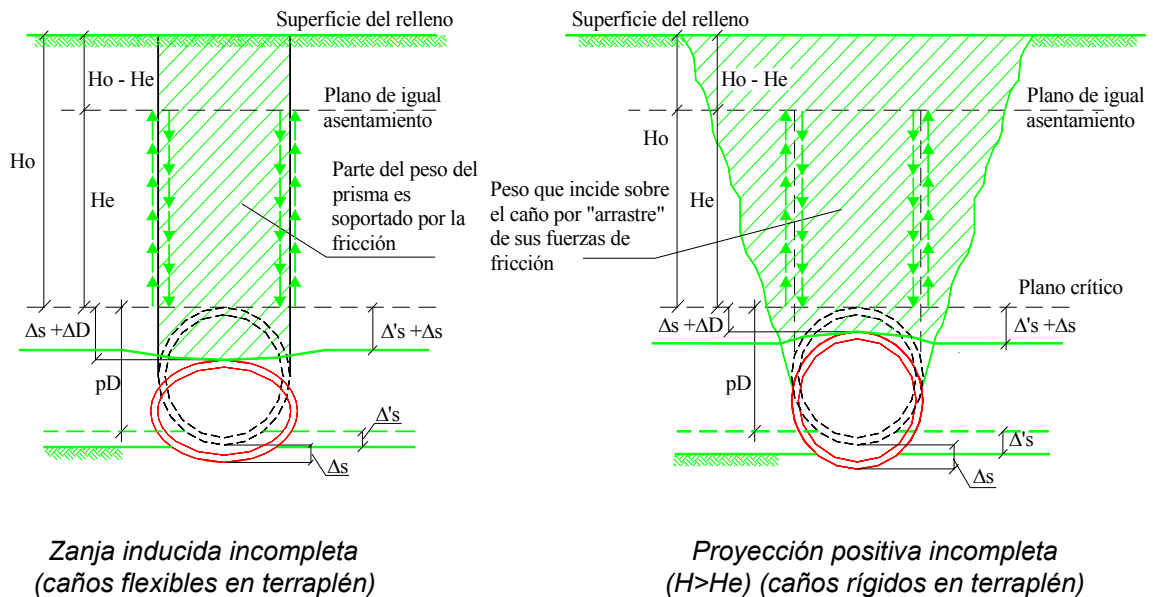


Figura 2.6

Caben las siguientes reflexiones, ilustradas en la Figura 2.6 , acerca del significado del coeficiente que nos ocupa:

- Si el extradós de la tubería instalada desciende menos que el terreno lateral, originalmente a su mismo nivel, (tubería rígida con respecto al relleno) el prisma de tierra sobre la misma es sometido a fuerzas de frotamiento adicionales, generadas en los sucesivos planos verticales y dirigidos hacia abajo. En éste caso, una cuña superior al prisma central "carga sobre la tubería" sin que se produzca ningún alivio sobre los laterales de la zanja (como ocurre en el caso de "Zanja Angosta"). **En éstas condiciones τ_{SD} resulta positivo** y su valor es tanto mayor cuanto menor es el descenso del extradós del caño (es decir cuando el caño es más rígido). Su valor decrece cuando se hunde el apoyo del caño o cuando éste último se deforma por presentar menor rigidez.
- Si el extradós desciende el mismo valor que el descendido por el nivel lateral original, tubería y relleno presentan la misma rigidez y consecuentemente **es τ_{SD} nulo**.
- Finalmente, cuando el extradós de la tubería cede más que el nivel lateral original, el peso del prisma de tierra central resulta aliviado por las fuerzas de frotamiento que se transmiten en los sucesivos extractos verticales del relleno, produciendo una suerte de efecto "Zanja Angosta" **que denominamos "Zanja Inducida". En ese caso τ_{SD} resulta negativo**.

Del esquema y de lo antedicho, y a modo de resumen se deduce que:

- a) Si los dos asentamientos (laterales y del extradós) son iguales, $\tau_{SD} = 0$.
- b) Si el extradós cede más que los laterales - caso del caño flexible en el que el peso del prisma de tierra es aliviado por la fricción en los planos verticales tangentes al caño - τ_{SD} resulta negativo.

- c) Si el extradós cede menos que el terreno adyacente, τ_{SD} resulta positivo y el peso del prisma de tierra sobre el caño es aumentado por el efecto de "arrastre" de la fricción en los planos verticales tangentes.

Este concepto es utilizado para instalaciones en terraplén y, en particular para el caso del caño flexible, da lugar a un "efecto de arco" configurando lo que llamamos "efecto de zanja inducida", dado que el prisma central descarga parte de su carga en los estratos laterales.

2.2 CALCULO DE CARGAS DEBIDAS AL RELLENO

2.2.1 Deducción de la ecuación de Marston para el Cálculo de las Cargas Debidas al Relleno (Tuberías Rígidas)

2.2.1.1 Caso Zanja Angosta

La deducción realizada por Marston fue originalmente realizada para tuberías rígidas, considerando, como puede ser apreciado de la Figura 2.7, que las paredes de la zanja colaboran aliviando las cargas incidentes sobre las tuberías por el efecto transmitido por la fricción entre los planos verticales laterales. En efecto, al deformarse menos el prisma central que los laterales, se producen las nombradas fuerzas de fricción que van transmitiéndose así hasta las paredes de la zanja, de la que en cierta forma se "cuelgan". Es el denominado "efecto de arco".

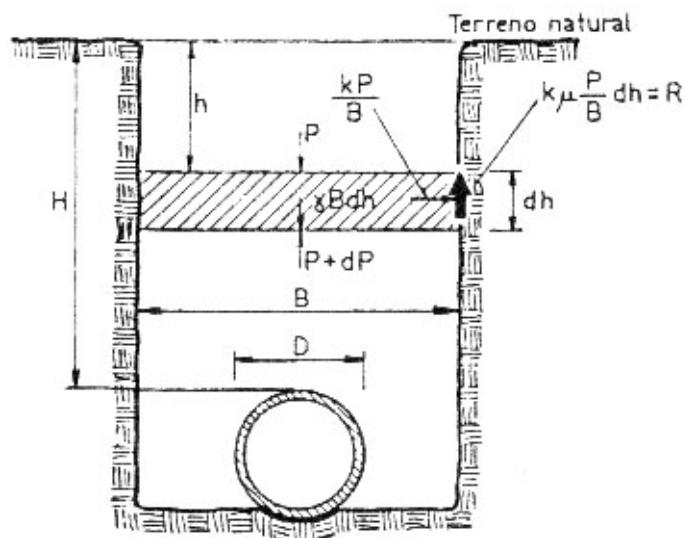


Figura 2.7

Consecuentemente, las presiones originadas en los asentamientos diferenciales pueden aceptarse representados como en la Figura 2.7, la que tiene carácter esquemático de la "Hipótesis de Carga" adoptada para el análisis deductivo.

En la Figura 2.7 se esquematiza una zanja excavada y la tubería instalada en ella, con el material de relleno cubriéndola. El rectángulo rallado implica un estrato de altura diferencial "dh", en equilibrio con las cargas debidas al relleno superior "P", a la reacción en el plano inferior "P + dP" y a la fuerza de fricción "R" en cada lado de las paredes de la zanja.

La ecuación de equilibrio está dada por:

$$P + \gamma B dh = P + dP + 2R$$

En la que:

- "P" es la fuerza por unidad de longitud debida al material de relleno.
- " $\gamma B dh$ " es el peso, por unidad de longitud, del elemento diferencial de relleno.
- " $P + dP$ " es la reacción, por unidad de longitud, del suelo por debajo del elemento considerado.
- "R" es el Rozamiento, por unidad de longitud, con las paredes laterales de la zanja.

La relación P/B es la carga por unidad de longitud de zanja (dimensionalmente "presión") debida al relleno por encima del elemento de altura "dh". Por otra parte, como el Coeficiente de Empuje Activo de Rankine "k" es definido como la relación entre la presión horizontal y la presión vertical, entonces la presión horizontal resulta:

$$\frac{k P}{B}$$

Al multiplicarla por dh se obtiene la fuerza horizontal por unidad de longitud que resulta:

$$\frac{k P}{B} dh$$

Por otro lado, el Coeficiente de Rozamiento entre el relleno y el material inalterado de las paredes de la zanja, se calcula como:

$$\mu' = \text{tg } \phi$$

Donde:

- ϕ : Ángulo de fricción interna del suelo

Entonces, la fuerza resistente por unidad de profundidad resulta:

$$R = \frac{k \mu' P}{B} dh$$

Se acepta que $\mu' = \mu$, es decir que frotamiento ente relleno y suelo inalterado es igual al que se tendría entre estratos del mismo suelo³.

Reemplazando "R" en la expresión de equilibrio, previa simplificación de "P", se tiene que:

³ Se admite en la práctica, para instalación en Zanja Angosta, que $\mu = \mu'$. En el caso de terraplén obviamente no existe contacto entre relleno y paredes de la zanja, por lo que el coeficiente a ser considerado es directamente μ .

$$\gamma B dh = dP + 2k \mu' \frac{P}{B} dh$$

Despejando "dP", sacando "dh" factor común, se obtiene:

$$dP = \left(\gamma B - 2k \mu' \frac{P}{B} \right) dh$$

Despejando "dh" se tiene:

$$dh = \frac{dP}{\gamma B - 2k \mu' \frac{P}{B}}$$

Ahora, la integral previa y su solución es del tipo:

$$\int \frac{dx}{a - bx} = -\frac{1}{b} \ln(a - bx)$$

Con el modelo anterior, e integrando entre 0 y la tapada total H, para la variable "h", y entre 0 y el valor Q (correspondiente a H) para la variable "P", se tiene que:

$$H = \int_0^Q \frac{dP}{\gamma B - 2k \mu' \frac{P}{B}}$$

$$\therefore H = \left[-\frac{B}{2k \mu'} \ln \left(\gamma B - 2k \mu' \frac{P}{B} \right) \right]_0^Q$$

Por lo que:

$$-\frac{2k \mu' H}{B} = \ln \left(\frac{\gamma B - 2k \mu' \frac{Q}{B}}{\gamma B} \right)$$

Consecuentemente:

$$\frac{\gamma B - 2k \mu' \frac{H}{B}}{\gamma B} = e^{-\frac{2k \mu' H}{B}}$$

O también:

$$1 - \frac{2k \mu' H}{\gamma B^2} = e^{-\frac{2k \mu' H}{B}}$$

Operando:

$$1 - e^{-\frac{2k \mu' H}{B}} = \frac{2k \mu' H}{\gamma B^2} Q$$

Despejando Q:

$$Q = \frac{\gamma B^2}{2k \mu'} \left(\frac{1 - e^{-\frac{2Kk\mu' H}{B}}}{\gamma B} \right)$$

Haciendo:

$$c_D = \left(\frac{1 - e^{-\frac{2Kk\mu' H}{B}}}{\gamma B} \right)$$

De esta manera, se tiene finalmente **la expresión de Marston**:

$$Q = c_D \gamma B^2$$

2.2.1.2 Caso Terraplén / Zanja Ancha

En el caso de Terraplén (Zanja Ancha, como caso particular), la integración es similar pero, en ese caso, al no existir las paredes laterales (al menos lo suficientemente cerca como para posibilitar su acción de alivio de las cargas), la acción es directamente sobre el Diámetro externo de la tubería "D_e". Además, en éste caso, el ángulo de fricción es el mismo en cada extracto vertical, por ser el mismo suelo.⁴

La ecuación para condiciones de terraplén se transforma en:

$$Q = c_c \gamma D_e^2 ; \quad \text{Siendo: } c_c = \frac{e^{\pm 2k\mu \frac{H}{D_e}}}{\pm 2k\mu}$$

2.2.1.3 Consideraciones Generales para las Ecuaciones de Aplicación para Tuberías Rígidas, en Condiciones de "Zanja Angosta" y "Zanja Ancha"

En resumen, el desarrollo de la teoría lleva, para la evaluación de la carga de relleno, a las ecuaciones de Marston:

- $Q = C_D \gamma B^2$, para Zanja Angosta
- $Q = C_C \gamma D_e^2$, para Terraplén o Zanja Ancha

En las mismas, "γ" es el "peso específico del material de relleno" y B, es el ancho medido en el fondo de la zanja, tal como puede ser apreciado de la Figura 2.1.

⁴ Se omiten las integraciones para los distintos casos de instalaciones en terraplén, dado que el proceso es similar a la ya efectuada y no agregan, por lo tanto, riqueza conceptual. Por otra parte se busca abreviar el texto eliminando al máximo aspectos deductivos que no agregan claridad a las interpretaciones.

Es de destacar que, dimensionalmente, las anteriores implican cargas (Unidad de Fuerza) por unidad de longitud de zanja.

Los coeficientes, " C_D " y " C_c ", son funciones de las dimensiones de la zanja (Tapada " H " y ancho " B ") y de los parámetros propios del suelo de relleno y de la tubería, en especial su diámetro externo " D_e ". Las normas, para cada tipo de tubería, posibilitan su evaluación en función de cada suelo, y para el caso de " C_c ", también de cada tipo de instalación en terraplén.

2.2.2 Consideraciones para la Aplicación de la Ecuación de Marston en el Caso de Tuberías Flexibles (Zanja Angosta)

La ecuación de Marston, fue deducida anteriormente para una **tubería rígida instalada en Zanja Angosta** y se expresa como:

$$Q = C_D \gamma B^2$$

Por otro lado, el autor Voellmy realizó un estudio, y su consecuente propuesta, para la aplicación de la ecuación anterior a las tuberías flexibles instaladas también en condición de Zanja Angosta. Su método posibilita discernir, con precisión conceptual, el límite de aplicación en un caso u en otro, y la adecuación que le corresponde para el caso de tubería flexible frente al material de relleno.

Como vimos, la instalación en Zanja Angosta implica que solo una parte de la carga total incide en la tubería. En efecto, parte de ella es aliviada por las paredes de la zanja, debido al "efecto de arco" que se produce por la transmisión, de estrato a estrato vertical, de la fricción originada en la diferencia de asentamientos entre prisma central y, precisamente, los estratos laterales. **En cierta forma se puede decir que parte del peso "se cuelga" de las paredes de la Zanja, cuando ésta puede ser considerada como angosta.**

Cuando la tubería se comporta como flexible, el "efecto de arco" es doble, puesto que el extradós de la tubería desciende más que los prismas laterales, por lo que incide menos carga que la que incidiría al comportarse como "rígida".

Voellmy propone un "Coeficiente de Rigidez" dado por:

$$n = \frac{E_T}{E_s} \left(\frac{r_m}{e} \right)^3$$

En la que:

- E_T es el "Módulo de Elasticidad de la Tubería"
- E_s es el "Módulo de compresibilidad" del suelo de apoyo
- e es el "Espesor de la tubería" (supuesta de material homogéneo).
- r_m es el "Radio medio" de la tubería

Si n es menor que la unidad, la tubería es rígida frente al terreno; si es mayor, es flexible; y, obviamente, si es igual a 1, presentan idéntica rigidez.

Es evidente, que la aplicación de la propuesta implica evaluar el valor de "E_s" del material de relleno.

Voellmy admite que, teniendo en cuenta la distribución de presiones prevista por Marston, pero teniendo en cuenta la Hipótesis de carga que surge de la Figura 2.8, se obtiene la expresión:

$$Q_R = c_D \gamma B^2 \frac{D_e}{B} = c_D \gamma B D_e$$

Es decir, que en vez de ser distribuida en el ancho de la zanja como ocurre en tubería rígida, para tubería flexible la incidencia de la presión es distribuida en el diámetro externo "D_e" de la misma.

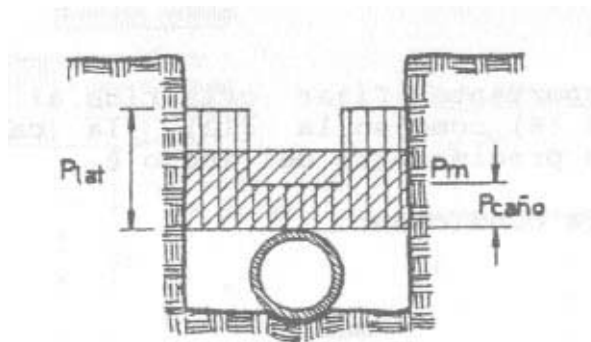


Figura 2.8

Hipótesis de Carga para Tubería Flexible en Zanja Angosta

Además, los estudios de Voellmy demuestran que, en realidad, los valores de las cargas incidentes son aún menores que los brindados por la ecuación anterior, la que debe ser afectada por un "Factor de Concentración m", dado por:

$$m = \frac{5 + 3n}{(1+n)(3+n)}$$

Por lo que la expresión más exacta a ser utilizada será:

$$Q_R = m c_D \gamma B D_e$$

Nótese que cuando la rigidez de Tubería y suelo son iguales, es decir $n = 1$, el Factor de Concentración "m" también resulta igual a la unidad.

En la práctica no es aconsejable usar valores de "n" mayores a 1, puesto que en ese caso se requeriría compactaciones superiores al 90 % Proctor Normalizado, además de la **evaluación precisa del valor del coeficiente de rigidez de referencia**. Por lo que la anterior solo tiene carácter de límite conceptual y la expresión de utilidad práctica resulta la correspondiente a $m = 1$, es decir:

$$Q_R = c_D \gamma B D_e$$

La normativa para algunas tuberías poliméricas utiliza la anterior sin la realización del análisis de Voellmy para determinar la "Rigidez Relativa", puesto que se sabe de antemano que los espesores requeridos para lograr tuberías rígidas serían tan importantes que automáticamente los eliminaría del mercado por onerosos.

Para los materiales de tuberías de comportamiento en el límite, es decir "semi-rígidas", el análisis nombrado u otro equivalente deberían ser necesariamente realizados.

2.2.3 Aplicación General de la Ecuación de Marston en Condición de Terraplén (Zanja Ancha)

2.2.3.1 Marston en terraplén, proyección positiva completa, para tubería rígida o flexible (zanja inducida)

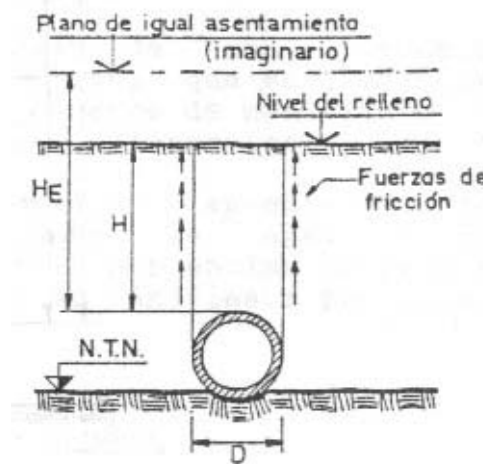


Figura 2.9

En la Figura 2.9 se esquematiza el caso, el que está definido por el concepto de que el "Plano de igual asentamiento" tiene existencia imaginaria, puesto que la tapada " H " está por debajo del mismo.

Se recuerda que la Proyección Positiva implica que la tubería está por sobre el nivel del terreno natural y **la condición adicional de "Completa" se debe a que el efecto de la Fricción entre los estratos verticales, se manifiesta en la totalidad de la tapada " H ".**

En éste caso, la ecuación para la evaluación de la carga de relleno se obtiene con un proceso similar al desarrollado para obtener la ecuación de aplicación en la condición de Instalación en "Zanja Angosta". Las diferencias esenciales son que:

- Al no disponer de las paredes laterales de la zanja, las fuerzas de fricción no implican alivio de cargas, por no existir el efecto de "colgado" del prisma central de las paredes inexistentes de referencia.
- En el presente caso, al ser el mismo material de relleno el considerado, es decir, al no existir la fricción entre "Relleno y Pared" de zanja, el coeficiente de fricción es el mismo ($\mu'=\mu$).

- c) Por la misma razón invocada en a) la carga incide sobre el diámetro externo "D_e" de la tubería y no en todo el ancho de zanja "B".

En consecuencia, la expresión resulta:

$$C_c = \frac{e^{\pm 2\mu \frac{H}{D_e}} - 1}{\pm 2k\mu}$$

En la que el signo positivo (+) implica "Tubería Rígida con respecto al suelo de Apoyo" y el signo negativo (-) implica "Tubería Flexible" con respecto al mismo (a éste último caso lo denominamos "Zanja Inducida").

2.2.3.2 Marston en terraplén, proyección positiva incompleta, para tuberías rígidas o flexibles (zanja inducida)

En la Figura 2.10 se esquematiza el caso, el que está definido por el concepto de que el "Plano de igual asentamiento" tiene existencia real, puesto que la tapada "H" está por encima del mismo.

Se recuerda que la Proyección Positiva implica que la tubería está por sobre el nivel del terreno natural y la **condición adicional de "Incompleta" se debe a que el efecto de la Fricción entre los estratos verticales, no se manifiesta en la totalidad de la tapada "H"**.

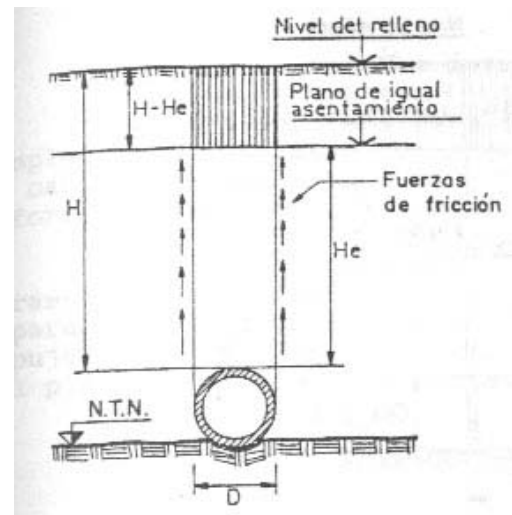


Figura 2.10

En efecto, puede apreciarse que el rectángulo rayado en la figura, puesto de manifiesto en la Altura H_e-H, si bien no presenta asentamientos diferenciales con respecto a los laterales, **si tiene efectos adicionales sobre la carga incidente y la fricción, en los planos verticales tangentes que definen al prisma central, y por debajo del "Plano de igual asentamiento"**.

El desarrollo teórico (la respectiva integración para la nueva condición) lleva a que la carga y la fricción adicionales, con respecto al caso de "Proyección Positiva Completa", llevan a modificar el coeficiente "C_c" sumándole o restándole (según la tubería resulte "Rígida" o "Flexible") la siguiente expresión:

$$\frac{(H - H_e)}{D_e} e^{\pm 2k\mu \frac{H_e}{D_e}}$$

Por lo tanto el coeficiente resulta para éste caso:

$$C_c = \frac{e^{\pm 2k\mu \frac{H}{D_e}} - 1}{\pm 2k\mu} \pm \frac{(H - H_e)}{D_e} e^{\pm 2k\mu \frac{H_e}{D_e}}$$

Con el coeficiente modificado, en consecuencia, sigue valiendo la expresión general:

$$Q = C_c \gamma D_e^2$$

Es importante señalar, que en el sumando correctivo del coeficiente "C_c", cobra especial significado la altura, sobre el extradós de la tubería, del "Plano de Igual Asentamiento "H_e".

2.2.3.3 Marston en terraplén, proyección positiva para tuberías flexibles (zanja inducida)

Es oportuno señalar que en los casos previos de "Proyección Positiva y Tubería Rígida", al asentarse más el terreno adyacente que el del prisma central sobre la tubería, los empujes activos de las paredes laterales no pueden ponerse de manifiesto contra el mismo.

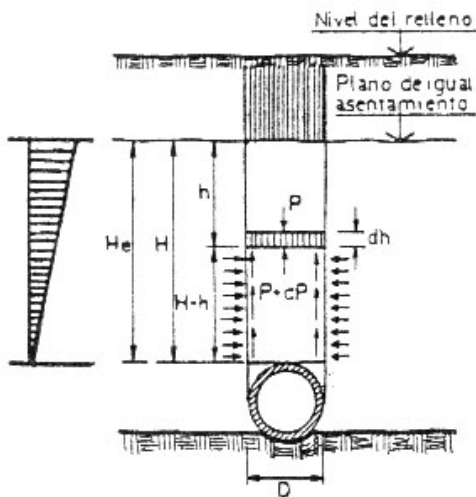


Figura 2.11

Justamente, la acción de referencia tiene lugar en el caso de "Proyección Positiva y Tubería Flexible" (que denominamos "Zanja Inducida") es decir cuando el prisma central se asienta más que los laterales.

En éste caso, todo ocurre como si el prisma central "dejara cierto lugar" para posibilitar que las paredes de la zanja tiendan a ejercer una acción sobre el mismo tendiente a "sostenerlo". Evidentemente, el Empuje Activo, ayuda a aliviar las cargas que incidirán sobre la tubería, por lo que su no consideración nos deja del lado de la seguridad.

En la Figura 2.11 pueden ser evaluados los parámetros intervinientes en el caso más general de "Zanja Inducida Incompleta" y considerando el empuje activo de los laterales de la zanja, para el que la teoría lleva a la expresión que sigue para el coeficiente "C_c":

$$C_c = \frac{H}{D_e} - k\mu \left(\frac{H_e}{D_e} \right)^2 + \left(\frac{H}{D_e} - \frac{H_e}{D_e} \right) - 2k\mu \left(\frac{H}{D_e} - \frac{H_e}{D_e} \right) \frac{H_e}{D_e}$$

Para el caso de "Zanja Inducida Completa" (es imaginario "H_e") el coeficiente se reduce a:

$$C_c = \frac{H}{D_e} - k\mu \left(\frac{H}{D_e} \right)^2$$

2.2.3.4 Marston en terraplén, proyección negativa

Tal como puede apreciarse en la Figura 2.12, para el caso en consideración deben ser tenidas en cuenta dos cargas. La debida al relleno de altura H_1 , en la zanja practicada por debajo del nivel del terreno original y la correspondiente al terraplén de altura H_2 .

Para la determinación de la primera son tomados en cuenta los conceptos desarrollados por Marston para la condición de "Zanja Angosta" y, para la segunda, se tienen en cuenta las fuerzas de fricción originadas en las paredes de la zanja y debidas a la acción del terraplén.

La teoría posibilita evaluar la segunda, llegando para ello a la expresión:

$$Q_2 = c_t \gamma B^2$$

En la que c_2 es un coeficiente función de τ_{SD} , de la relación H/B , y de las características del suelo, dadas por los distintos valores de $k\mu$ que lo caracterizan.

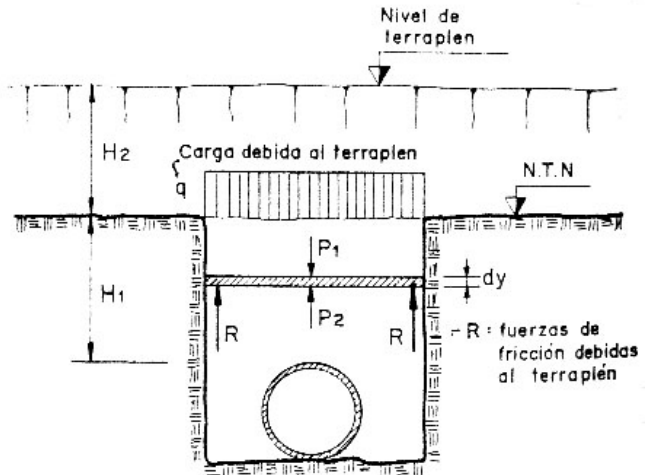


Figura 2.12

La suma de ambas cargas da lugar al coeficiente compuesto por la suma del anterior y el correspondiente a la expresión original de Marston para Zanja Angosta, es decir:

$$C_n = C_t + C_D$$

Con lo que la expresión de cálculo resulta:

$$Q = c_n \gamma B^2$$

Teniendo en cuenta que éste tipo de instalación no ha tenido aplicación práctica, se estima oportuno no avanzar más en la complejidad inherente al cálculo del coeficiente "Cn", estimando como suficiente, a los efectos de su conocimiento, los conceptos generales desarrollados.

2.2.4 **Comentarios generales sobre el uso de las ecuaciones de Marston para las distintas situaciones**

En el cuadro adjunto se aprecian, en forma de resumen, las ecuaciones de aplicación para los distintos casos de instalación en zanja

En general, la instalación en "Terraplén, Proyección Negativa" es solo de interés teórico. En la práctica, los proyectistas no la tienen en cuenta, puesto que implica la obtención de datos difíciles de evaluar y el requerimiento de un análisis comparativo de costos teniendo en cuenta la excavación adicional que implica frente a una menor acción de las cargas incidentes. Es de suponer que las ventajas a obtener (tubería de menor resistencia al aplastamiento a costa de una obra mas costosa) puede dar lugar a un resultado adverso o poco significativo.

Las ecuaciones en que figura como variable la "Altura del Plano de Igual Asentamiento" H_e , presentan cierta dificultad de resolución por lo siguiente:

La teoría permite deducir que, al considerar la propiedad distintiva del "Plano de Igual Asentamiento", las deformaciones en planos por encima de él, **y en particular en el mismo** (implica el plano límite de ésta propiedad), tanto en el prisma central que actúa sobre la tubería como en los laterales, deberán presentar igual asentamiento. Consecuentemente, deben igualarse las deformaciones por uno u otro camino, lo que lleva a la ecuación:

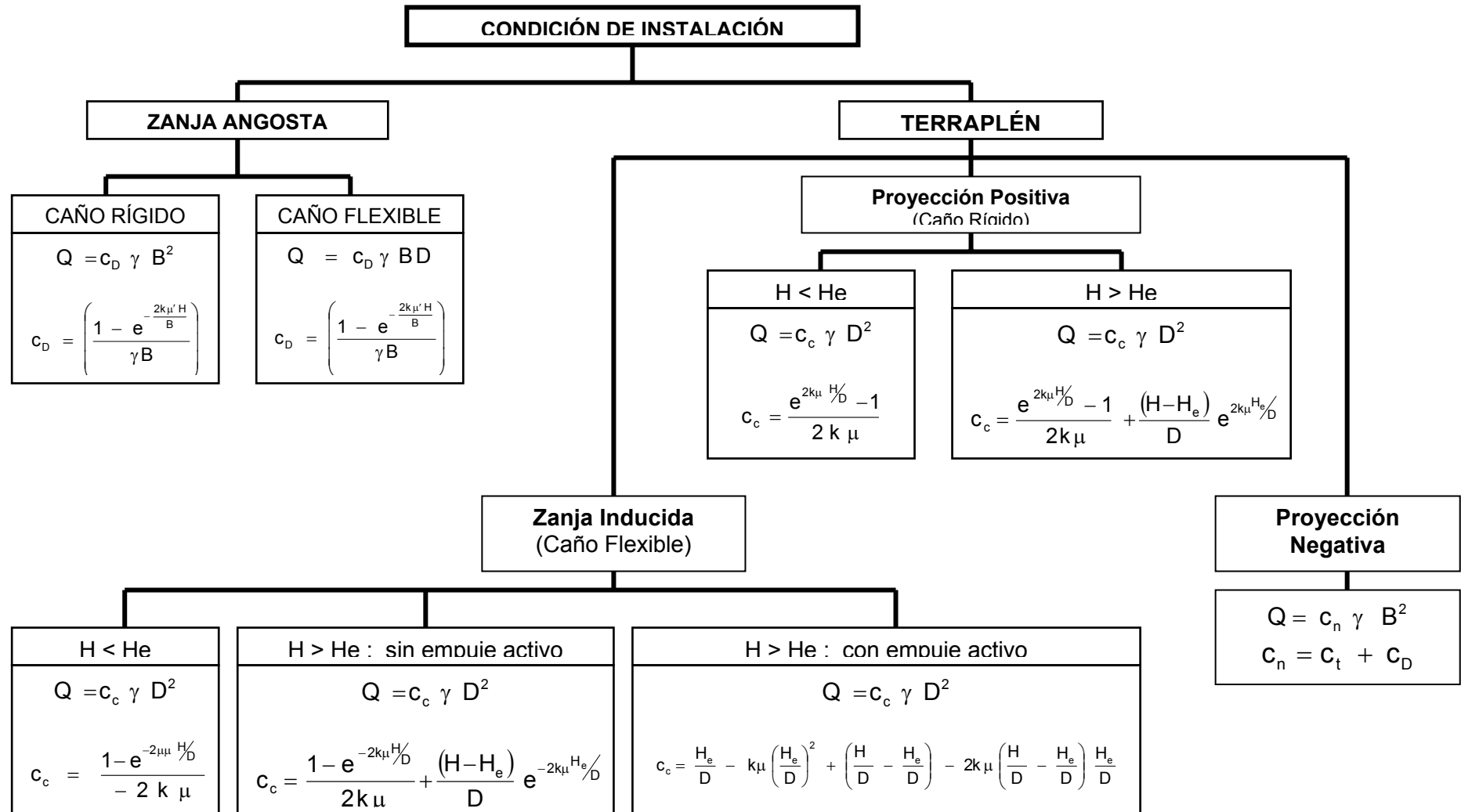
$$\pm 2k\mu \frac{H_e}{D_e} \pm 2k\mu \tau_{SD} \rho + 1 = e^{\pm 2k\mu \frac{H_e}{D_e}}$$

La solución de la anterior, es decir la determinación de " H_e ", implica el análisis del tipo de suelo del relleno, caracterizado cada uno de ellos por el producto $k\mu$, la determinación del "Coeficiente de Asentamiento τ_{SD} " y el "Factor de Apoyo ρ ". Conocidos estos parámetros la solución de la anterior podría resultar inmediata, utilizando los utilitarios actualmente disponibles.

Ello no obstante, la normativa vigente para los distintos materiales, no considera los sumandos (casos de Terraplén en Proyección Positiva o Zanja Inducida) o las ecuaciones (caso de Terraplén en Zanja Inducida considerando el Empuje Activo) que contengan a la variable H_e . La razón es que la significancia de los términos que involucran a la variable de referencia es despreciable en una aplicación tan lejana a la exactitud, como las que constituyen las que tienen al suelo como protagonista de importancia.

Por ejemplo, la Industria del PVC, considera en todos los casos las cargas con la ecuación de Marston para tubería flexible, **siempre en condición de "Zanja Angosta"**. La industria del PRFV, no considera la teoría de Marston en la evaluación de la Carga debida al relleno y supone como carga a ser tenida en cuenta, la que se obtiene de considerar el peso del prisma central, **con lo que se queda siempre del lado de la seguridad** simplificando los cálculos, los que por otra parte, de realizarse, resultarían muy sutiles para las aplicaciones tecnológicas.

Los coeficientes y valores de las constantes, necesarias para el cálculo de las cargas debidas al relleno de las zanjas, son provistos en las distintas normas vigentes para los materiales de tuberías correspondientes a cada una de ellas, en forma de Tablas o Gráficos.



2.3 EVALUACIÓN DE LAS CARGAS DINÁMICAS DE TRÁNSITO (TEORÍA DE BOUSSINESQ)

2.3.1 Generalidades

La teoría de referencia, corresponde específicamente a la Mecánica de Suelos y, en el caso que nos ocupa, se la utilizará sin desarrollarla. De mediar interés por parte del lector, se lo remite a la bibliografía especializada.

Ello no obstante, se realizará un análisis conceptual de los criterios rectores de la teoría con miras a su inmediata aplicación práctica, para la evaluación de las cargas dinámicas debidas al tránsito vehicular de todo tipo, actuante sobre las tuberías instaladas en zanja.

En la Figura 2.13 puede ser apreciado el modelo conceptual que considera la teoría, al considerar como “Hipótesis Simplificativa” una carga concentrada “P”, aplicada a una superficie horizontal de un “cuerpo infinitamente extenso, isotrópico y homogéneo” y además “elástico en el rango de variación de la fuerza “P”.

El modelo de Boussinesq permite evaluar la tensión, ocasionada por la aplicación de dicha fuerza puntual “P” aplicada sobre la superficie, en un punto genérico (punto material de dimensiones infinitesimales) ubicado a una profundidad “h” y un ángulo “ θ ”, tal como se puede apreciar en el esquema de la Figura 2.13.

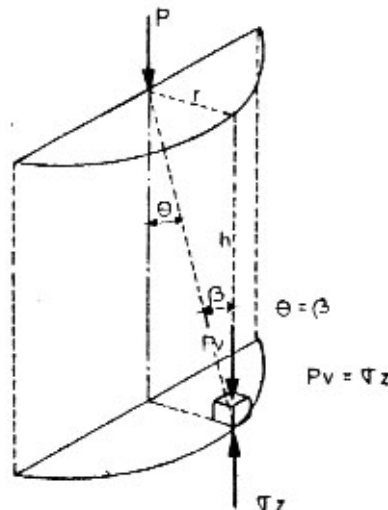


Figura 2.13

En la figura se puede apreciar que en el elemento diferencial, sometido al estado de tensiones que se pretende evaluar, los símbolos utilizados para la tensión, necesariamente iguales en las caras del elemento en general y en particular en la superior e inferior igual, son σ_z y p_v , reservándose el primero para la cara de abajo y el segundo para la de arriba.

El desarrollo de la teoría posibilita llegar a la expresión de la tensión σ_z en el punto en estudio, dada por:

$$\sigma_z = \frac{3 P}{2 \pi r^2} \cos^3 \theta$$

Considerando la relación trigonométrica existente entre r y h , y reemplazando en la anterior, la ecuación puede escribirse como:

$$\sigma_z = \frac{3 P}{2 \pi h^2} \cos^5 \theta$$

Si además se impone el coeficiente:

$$I_\phi = \frac{3}{2 \pi} \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{h}\right)^2} \right]^{5/2} = 0,4775 \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{h^2}\right)^2} \right]^{2,5}$$

Reemplazando en la ecuación en análisis se obtiene la forma mas utilizada en general en la normativa especializada, que está dada por:

$$\sigma_z = \frac{I_\phi}{h^2} P$$

Por su parte, Frölich demostró que las Hipótesis Simplificativas de esta ecuación no se corresponden con la realidad en forma exacta. Sin embargo, sí se puede tomar la teoría, como primera aproximación y con sentido tecnológico en general, para ser aplicada a los suelos.

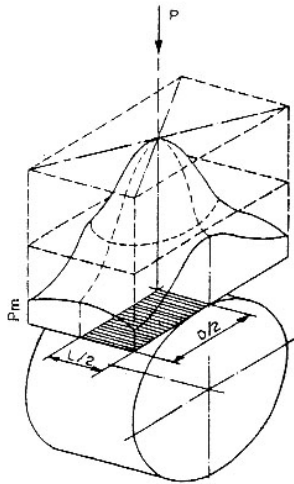
2.3.2 Integración

La distribución de tensiones que surge de la integración de la ecuación de Boussinesq, tiende a uniformizarse a medida que el plano de aplicación considerado sea más profundo. De allí que se especifiquen tapadas mínimas para las tuberías instaladas en zanja. A medida que el diámetro aumenta, y para lograr distribuciones más uniformes, lógicamente las tapadas deberán ser mayores.

Por ello la experiencia recomienda tapadas no menores a 1,20 m para diámetros de hasta 700 mm y de 1,50 m para los mayores. En caso de que deban ser instaladas necesariamente a tapadas menores, precauciones especiales deberán ser tenidas en cuenta (mejora de rellenos, losetas de suelo-cemento u hormigones de distintas categorías en función de la necesidad, geomallas, etc.).

El cálculo de la distribución de tensiones, cuando ésta no puede ser considerada uniforme, ya sea por ser la tapada reducida, o por que simplemente interesa el cálculo con mas rigor tecnológico, es necesaria la integración de la expresión anterior, imponiéndose además las condiciones de borde para su aplicación a las tuberías enterradas.

La Figura 2.14 es sumamente ilustrativa, dado que posibilita evaluar la “Campana de Tensiones” que la nombrada integración implica (Integración de Hooll Newmark) y, además, la parte rayada sobre la que tiene influencia la distribución de tensiones sobre la tubería instalada.


Figura 2.14

La evaluación de la superficie sobre la que la carga actúa, está dada por el producto "D.L", en la que para "L" se adopta el valor 1 metro, en base a lo siguiente:

- La carga incidente en realidad no es concentrada, sino que está distribuida en la impronta de un neumático, la que se acepta que presenta un ancho de 45 cm. Si se adopta, a nivel de hipótesis, una tapada de 40 cm (tan solo) y un ángulo de distribución de la carga de 35°, la longitud "L" resulta de aproximadamente 1 m.
- Al ser mayor el "L" considerado, menor será la presión total promedio que deberá ser tenida en cuenta, por ello la condición impuesta en a) es una condición de borde "del lado de la seguridad".

La integración realizada por Hooll Newmarck, sumamente compleja por cierto, lleva a la sencilla expresión final:

$$p_{vc} = \phi \ C_c \ P$$

En la que las complejidades de las ecuaciones quedan circunscriptas dentro de los coeficientes que a continuación se describen. Los términos de la ecuación implican:

- p_{vc} : presión debida a la carga vertical que actúa sobre la tubería enterrada.
- ϕ : coeficiente de impacto (adimensional) que disminuye considerablemente al aumentar la tapada.
- C_c : coeficiente de carga, obtenido de la integración y la composición con el resto de las acciones debidas al tren de carga en consideración.
- P es la carga debida a una única rueda (dimensionalmente fuerza).

Para pasar de la presión a la carga por metro de desarrollo longitudinal de la tubería, evidentemente la presión dada por la ecuación de Boussisneq, debe ser multiplicada por el diámetro externo de la tubería " D_e ". Por lo que la carga resulta:

$$P_v = p_v \ D_e$$

Es oportuno señalar que la expresión de C_C es muy compleja y variable con los distintos tipos de camiones y reglamentaciones respectivas de los distintos países, por lo que puede ser encontrada una importante diversidad en las normas nacionales en general.

El coeficiente implica la acción conjunta de las diversas campanas correspondientes a cada una de las cargas que componen el tren de cargas normalizado, de allí su complejidad para el caso de las normas más modernas y por lo tanto más exactas.

A los efectos de dar idea del contenido de las mismas, se destaca que la ecuación del coeficiente “ C_C ” resulta para los criterios modernos:

$$C_C = \frac{1}{D} - \frac{0,6366}{D} \left[\text{arc sen} \left(2H \frac{X_1}{X_2 X_3} \right) - \frac{2HD}{X_1} \left(\frac{1}{X_1} + \frac{1}{X_3} \right) + \frac{\sum L_i}{H^2} \right]$$

En la que:

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

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

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

Y además $\sum L_i$ depende de la distancia entre ejes y ruedas de los distintos camiones tipo.

En cuanto al coeficiente de Impacto, las normas mas antiguas lo consideran con la expresión:

$$\phi = 1 + \frac{0,3}{H}$$

En cambio los criterios más modernos, tienen en cuenta que el coeficiente depende más que de la tapada, del peso del camión y de su velocidad.

Los nuevos criterios adoptados, sobre todo en la normativa europea, han adoptado el criterio de “Tapada Equivalente”, originado en una distribución más real de las tensiones, en función de las distintas capas (con a su vez distintas propiedades mecánicas) que conforman el pavimento.

El concepto se fundamenta en encontrar una “Tapada Equivalente “ H_e ” que mayor a la tapada real “ H ” con la siguiente ecuación:

$$H_e = H + \frac{0,9}{E_s^{0,333}} \sum_{i=1}^{i=n} t_i E_s^{0,333}$$

En la que cada capa tiene su espesor “ t_i ” y su módulo “ E_i ”, siendo “ E_s ” el módulo resistente del suelo natural.

Las normas facilitan mediante tablas de valores, los datos que posibilitan el cálculo de la anterior.

2.3.3 Criterio Aceptado por las Normas Vigentes en la República Argentina

Si bien el criterio moderno descrito previamente tuvo vigencia para las normas de las tuberías de Asbesto Cemento, al desaparecer éste material del mercado, consecuentemente perdieron aplicabilidad los modernos conceptos en que se sustentaban, tanto en el cálculo de las cargas debidas al relleno como las que nos ocupan en el presente numeral, debidas al tránsito.

Es por esto que las normas vigentes nacionales, para los distintos materiales, utilizan los criterios tradicionales para la evaluación de ambas cargas.

En especial para la carga debida al tránsito, se normaliza una tapada mínima de 1,20 m y se establece la gran simplificación que significa considerar uniforme la distribución de tensiones originadas por la misma.

En la Figura 2.15, que no es otra cosa que la Figura 2.13 pero dibujada en el plano, se puede apreciar las variables y dimensiones intervinientes:

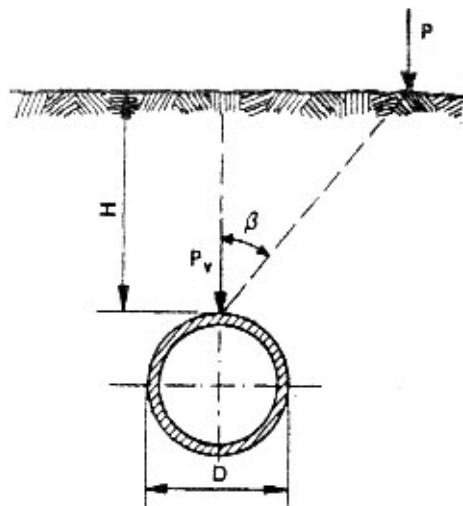


Figura 2.15

La expresión de Boussinesq utilizada (con el cambio de nomenclatura $h = H$) queda:

$$p_v = 0,4775 \frac{P \cos^5 \beta}{H^2}$$

El tren de cargas aceptado, puede interpretarse del modelo descrito en la Figura 2.16.

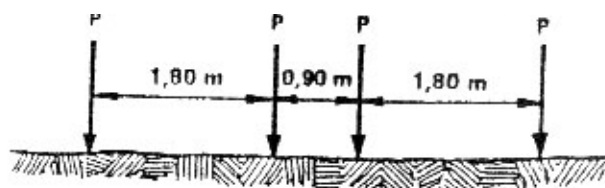


Figura 2.16

En la misma puede observarse la tubería instalada en el medio del pavimento, con un estado de cargas dinámico dado por el preciso instante en que dos camiones se cruzan, configurando un estado de cargas con resultante dada por la ecuación:

$$p_v = 0,4775 \frac{P}{H^2} \sum_{i=1}^{1=4} \cos^5 \beta_i$$

Al ser uniforme la distribución de tensiones, la integración es inmediata puesto que la anterior es constante.

Si se hace:

$$c_s = \frac{0,4755}{H^2} \sum_{i=1}^{1=4} \cos^5 \beta_i$$

La expresión se reduce a:

$$p_v = c_s P$$

La que, al tener en cuenta el coeficiente de Impacto Dinámico queda finalmente:

$$p_v = \phi c_s P = \left(1 + \frac{0,3}{H} \right) c_s P$$

Se destaca que la forma de la ecuación es igual a la original, haciendo la salvedad de que la uniformidad supuesta para la distribución de tensiones y el tren de cargas propuesto, hace mucho más fácil su evaluación.

Como la sumatoria de la expresión anterior es una constante para el tren de cargas utilizado como modelo de carga, es fácil interpretar que el coeficiente "c_s" puede ser fácilmente graficado en función de la tapada H y del Diámetro. Las normas en general aportan el gráfico que facilita la tarea.

2.4 PROCESO DE CÁLCULO Y VERIFICACIÓN DE TUBERÍAS

2.4.1 Conceptos Generales

Es oportuno profundizar los conceptos sobre la diferencia entre tuberías rígidas o flexibles. Las primeras, presentan la características distintivas de resistir la sollicitación debida a las cargas externas, con baja deformación y con un aporte intrínseco propio de la tubería importante, mientras que las segundas requieren del auxilio de los laterales de la zanja, convenientemente compactados, para resistir la ovalización sin que sea superado el límite fijado por las normas (generalmente el 5 % de su Diámetro Vertical).

El colapso de las tuberías rígidas, sobreviene con deformaciones pequeñas como respuesta a grandes sollicitaciones. Tanto es así que una primera definición aproximada de Tubería Rígida, establece como tal a aquella en el que el colapso se produce con menos del 1 % de la deflexión de su diámetro vertical.

En cambio el colapso de las tuberías flexibles, puede venir por “pandeo” o excesiva deflexión (superior al 20 %) y en determinados casos no se produce nunca, aún para deflexiones del 100 %. En las tuberías flexibles se reemplaza el concepto de “colapso físico” por el de “Colapso de la Forma”.

Un error conceptual importante y frecuente es tratar de definir cualidades superadoras de uno u otro tipo de tuberías. En general todas tienen excelentes propiedades y también defectos relativos, puesto que no existe la tubería perfecta. Lo que sí existe es la selección e instalación adecuada en base al conocimiento de sus propiedades diferenciales, por lo que la Ingeniería se convierte en una necesidad perentoria a la hora de decidir el tipo de tubería a seleccionar para un dado proyecto.

El comportamiento de las tuberías como “Rígidas” o “Flexibles” es muy distinto, pero ambas brindan soluciones satisfactorias cuando son respetadas las normas que regulan su selección, dimensionamiento e instalación.

Sus diferencias esenciales tienen lugar, principalmente, en la forma de contrarrestar las sollicitaciones por “aplastamiento”, una vez instaladas en zanja.

Pero el concepto rector es que la zanja, en ambos casos, ayuda a la tubería, en función de la calidad de la obra a ser realizada para su instalación. Es decir que la interacción “Zanja- Tubería” es siempre de vital importancia en el diseño de conducciones enterradas y constituye parte importantísima del proyecto de las mismas.

En los numerales siguientes, se desarrollan los conceptos que posibilitan evaluar la nombrada interrelación, para ambos tipos de comportamiento de las conducciones instaladas en zanja.

Para analizar el concepto de “Aplastamiento de las Tuberías”, se desarrollará a continuación la Teoría en la que se fundamentan los ensayos respectivos para uno u otro tipo (Rígidas o Flexibles).

Para ello se estudiará el caso de una probeta de longitud “L”, extraída de un caño y a ser ensayada. Se la considera sollicitada por una carga P distribuida, a lo largo del extradós de la misma, en la longitud “L”.

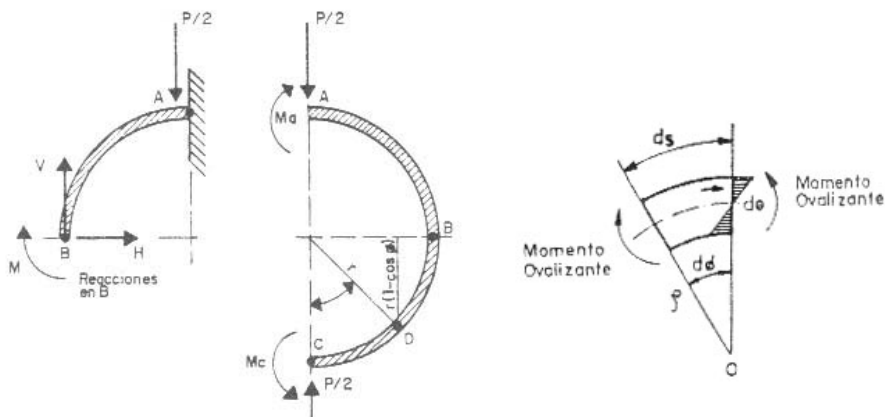


Figura 2.17

De la teoría básica de los anillos delgados, surge la expresión que brinda la “Variación de la Deformación Angular de una sección transversal con respecto al perímetro”:

$$\frac{d\theta}{ds} = \frac{M}{EI} = \frac{1}{\rho} - \frac{1}{r}$$

En la que:

- ρ es el radio de curvatura del anillo cargado
- r es el radio del anillo previo a ser cargado
- M es el momento flector debido a las solicitaciones indicadas en la Figura 2.17 en la sección considerada (variable en el perímetro)
- E es el módulo de elasticidad del material de la tubería
- I es el momento de inercia de la sección transversal del caño
- $d\theta$ es la deformación angular de una sección del anillo cargado
- ds es un elemento diferencial del perímetro del anillo

Como hipótesis, se considera que para el rango de las aplicaciones normales, con criterio de aproximación tecnológica, son prácticamente iguales " ρ " y " r ".

Consecuentemente, de la figura se deduce que:

$$ds = \rho \, d\phi = r \, d\phi$$

Reemplazando y despejando se tiene:

$$d\theta = \frac{M r}{EI} \, d\phi$$

La sumatoria de las deformaciones angulares es nula al ser simétricas las solicitaciones externas, por lo que la integral de la anterior es necesariamente nula, y se tiene:

$$\int_A^C d\theta = \frac{r}{EI} \int_0^\pi M \, d\phi = 0$$

Al ser constante el cociente que multiplica a la integral, la condición resultante queda:

$$\int_0^\pi M \, d\phi = 0$$

Considerando ahora que:

- a) El punto "A" de la Figura 2.17 es un "punto fijo" y el "C" es de desplazamiento libre.
- b) La ordenada (desplazamiento) de un punto como el "D", surge de la Figura 2.17 y está dado por $r(1-\cos\phi)$.
- c) El desplazamiento de un punto es el producto del momento en el mismo por su ordenada.
- d) Se considera el desplazamiento del punto B.

Consecuentemente, el desplazamiento horizontal del punto B es:

$$\Delta x = \int_0^{\pi/2} r (1 - \cos \phi) d\theta$$

Recordando que “r” es constante y, además, reemplazando en la anterior resulta:

$$\Delta x = \frac{r^2}{EI} \int_0^{\pi/2} M (1 - \cos \phi) d\phi$$

Considerando la simetría de las cargas actuantes, la deformación horizontal en B será necesariamente la mitad de la anterior. Si además se recuerda la condición:

$$\int_0^{\pi} M d\phi = 0$$

Se obtiene que:

$$\Delta x = \frac{2r^2}{EI} \int_0^{\pi/2} M \cos \phi d\phi$$

Fácil es inferir que la deflexión vertical resulta:

$$\Delta y = \frac{2r^2}{EI} \int_0^{\pi/2} M \operatorname{sen} \phi d\phi$$

De la condición dada por la $\int_0^{\pi} M d\phi = 0$, al resolverla, surge que para los puntos A, C y B, se obtienen los valores máximos que resultan:

$$M_A = M_C = 0,318 P r$$

$$M_B = 0,182 P r$$

Las deflexiones, para los puntos en consideración, resultan consecuentemente:

$$\Delta x = 0,136 \frac{P}{EI/r^3}$$

$$\Delta y = 0,149 \frac{P}{EI/r^3}$$

A la relación $\frac{EI}{r^3}$ se la denomina “Rigidez de la Sección Transversal del Caño”.

Si se la identifica con el símbolo R_{sc} , la de mayor valor, de las dos anteriores puede ser expresada como:

$$R_{sc} = 0,149 \frac{P}{\Delta y}$$

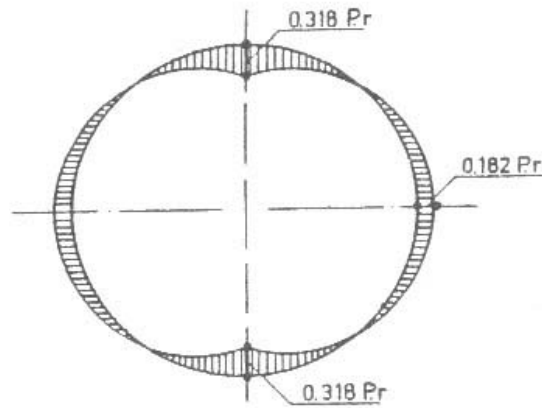


Figura 2.18

Las ecuaciones anteriores, posibilitan los ensayos de evaluación del comportamiento, frente a las cargas de aplastamiento, que las normas especifican para las tuberías de distintos materiales que ofrece la industria. En términos generales, los ensayos a realizar someten probetas seleccionadas, de acuerdo a las normas que implican representatividad de una dada producción, a solicitaciones de aplastamiento, con cierta similitud sean las tuberías rígidas o flexibles.

En efecto, el concepto rector de los ensayos es el de someter a las tuberías a cargas de aplastamiento, **sin que los efectos aliviadores, que necesariamente tendrán una vez instalados en zanja, tengan lugar.** Es decir los tubos son directamente expuestos a las solicitaciones, y según la descripción que sigue.

2.4.1.1 Tuberías Rígidas

En términos generales se utiliza el denominado “ensayo de las tres aristas”, así llamado por ser sometida una probeta de longitud “L” (generalmente de 30 cm) apoyada en tan solo dos generatrices y recibiendo la carga de ensayo en la generatriz superior a lo largo del “extradós” de la probeta, tal como puede ser observado del esquema de la Figura 2.19

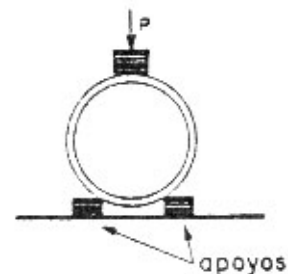


Figura 2.19

Se aplica la carga “P”, medible por el equipo de ensayo, hasta producir el colapso de la probeta. Con el valor de la carga correspondiente a la rotura, la longitud de la probeta y el espesor, ambos medidos con exactitud en la probeta colapsada, se determina la tensión de rotura σ_R . Las normas respectivas, para las tuberías rígidas de los distintos materiales que

ofrece el mercado, fijan un valor mínimo de tensión de rotura y, obviamente, debe cumplirse que:

$$\sigma_R \geq \sigma_{r\min}$$

Las normas fijan, además, un coeficiente de seguridad ν y, en consecuencia, se tiene que:

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_R}{\nu}$$

Por lo que debe cumplirse que la tensión de trabajo σ_T (que debe ser calculada en cada caso) cumpla con:

$$\sigma < \sigma_{adm} = \frac{\sigma_R}{\nu}$$

Se aclara que los planteos previos están realizados para materiales homogéneos. Cuando no lo son, como en el caso de los Hormigones armados de todo tipo, evidentemente el planteo se hace más complejo, pero acotado por los conceptos descriptos.

2.4.1.2 Tuberías Flexibles

En éste caso, dado que el colapso real de la tubería se produce para grandes deflexiones y en algunos casos no se produce nunca y considerando, además, que la hipótesis de igualdad de radio deformado y previo a la deformación deja de cumplirse, en términos tecnológicos, para deflexiones que podemos estimar en el orden del 5 %, el ensayo asume las siguientes características.

Se produce el aplastamiento de la probeta en una prensa de platos paralelos y se determina la "rigidez". El cálculo se realiza para la carga "p" y la deflexión resultante " Δy " (ambas a medir en el ensayo) que producen una deflexión porcentual preestablecida (orden de magnitud entre 3 y 5 % según el material de la tubería en consideración). **Obviamente, la rigidez obtenida de los ensayos, debe ser superior a la pre-establecida según los criterios normativos que regulan la calidad de las tuberías de los distintos materiales que ofrece el mercado.**

2.4.2 Criterio tradicional de Verificación de Tuberías Rígidas

2.4.2.1 Factor de Apoyo

Se definirá a continuación el "Factor de Apoyo T", concepto que mide en realidad el grado de "ayuda" que la tubería de comportamiento rígido (frente al suelo de relleno y apoyo) recibe de la zanja en función del diseño y calidad de la misma.

Si se denomina " Q_{ri} " a la carga de rotura que implique el colapso por aplastamiento de una tubería instalada en zanja, se define como "Factor de Apoyo T" a la relación dada entre la anterior y la carga de Rotura producida en el ensayo de las tres aristas. Es decir que:

$$T = \frac{Q_{ri}}{Q_r}$$

El factor de carga “T” mide el número de veces que puede ser aumentada la carga de rotura del ensayo de las tres aristas cuando el caño está instalado en la zanja. En realidad, mide el “grado de ayuda que la zanja le brinda a la tubería instalada en ella”.

La importancia de la “Interacción Zanja-Tubería” se aprecia claramente cuando se tienen en cuenta las propiedades geométricas, mecánicas y de calidad de la zanja en cuestión, las que están íntimamente relacionadas con las características de los suelos del relleno y del apoyo.

En efecto si se analizan los parámetros que definen los coeficientes de las fórmulas de Marston, en éstas aparecen en todos los casos, las nombradas propiedades geométricas (H/B o H/D) y mecánicas ($k\mu$), mientras que, a continuación, se apreciará como, en función de la “calidad de obra de instalación”, aumentan los valores de “T” y consecuentemente de la “ayuda” de la zanja para resistir las cargas por aplastamiento.

2.4.2.2 Tipos de Apoyo

El “Apoyo tipo A” consiste esencialmente en una cuna continua de hormigón, sobre la que se apoya la tubería en toda la longitud del “fuste”, es decir que, en correspondencia con las juntas, debe interrumpirse. Ello debido a que, ya sea por ser la unión de “espiga y enchufe” o por “manguitos”, en esa zona el apoyo haría trabajar a la tubería a la flexión longitudinal y quedaría desvirtuado todo el cálculo estructural precedente a la vez que sometida la tubería, a una sollicitación para la que no está diseñada.

Las dimensiones para la cuna de hormigón están acotadas en la Figura 2.20 que esquematiza al tipo de apoyo de referencia.

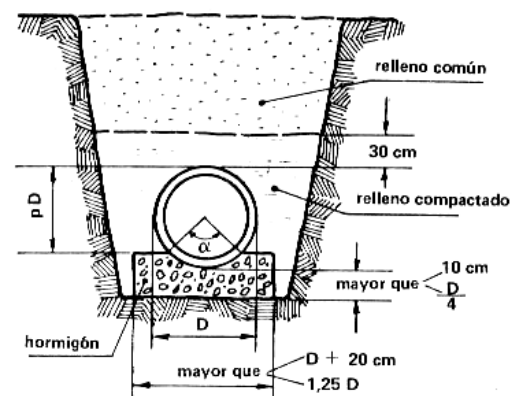


Figura 2.20

Apoyo Tipo A

Como se puede apreciar en la misma, a ambos lados de la tubería y hasta 30 cm por encima de su generatriz superior, se compacta por capas de hasta una máximo de 15 cm, un relleno de tierra libre de piedras y cuerpos extraños. Desde ese nivel hasta el del terreno, se prosigue con relleno común, con material proveniente de la misma zanja. Éste apoyo implica una obra costosa y posibilita una tubería más económica

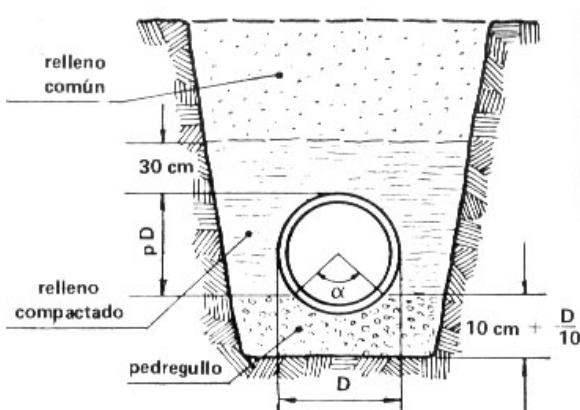


Figura 2.21

Apoyo Tipo B

El "Apoyo tipo B", como puede apreciarse en la Figura 2.21, requiere de un fondo "conformado", lo que se logra intercalando, entre el fondo de la zanja y la tubería, una capa de pedregullo o de arena gruesa, a cuya parte superior se le da forma de cuna para el apoyo de la tubería. Luego debe procederse al relleno de ambos lados hasta 30 cm por encima de la cañería con tierra libre de piedras y cuerpos extraños, compactando cuidadosamente en capas de no más de 15 cm. Se alcanza el nivel final con relleno común.

Éste tipo de apoyo, da lugar a una situación intermedia, con una obra más económica que la anterior y tubería más costosa.

El "Apoyo Tipo C", prescinde de una conformación previa del fondo de la zanja. Suele utilizarse cuando se trate de suelos de tierra común desprovista de piedras, rocas o cuerpos duros en general. Consiste en colocar la tubería directamente sobre el terreno natural, previamente nivelado y asegurando un contacto continuo de la generatriz de apoyo.

En correspondencia con las juntas, se practicarán pequeños nichos para evitar que se apoyen en el fondo y hagan trabajar a la tubería como viga (flexión longitudinal).

Según el criterio del proyectista, se debe prever a ambos lados de la tubería y hasta una altura determinada por el ángulo de apoyo (o sea el "Factor de Proyección") un relleno de tierra seleccionada y compactada con prolijidad.

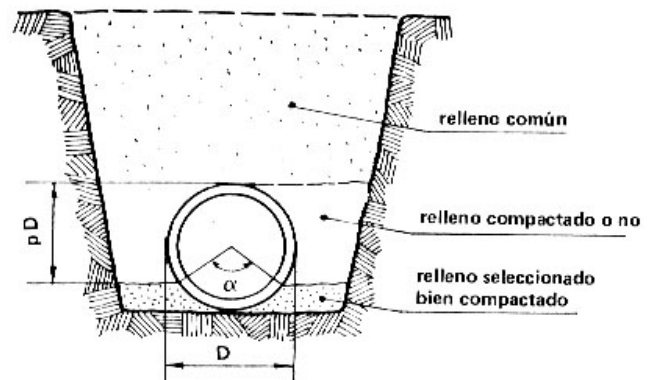


Figura 2.22

Apoyo Tipo C

Resulta evidente que no utilizar éste relleno corresponde al caso de $\alpha = 0^\circ$ y $\rho = 1$.

A continuación, y hasta el nivel de la generatriz superior, el relleno a ambos lados puede ser o no compactado. Se procede luego a rellenar hasta el nivel final con relleno común.

2.4.3 Criterio tradicional de Verificación de Tuberías Flexibles

2.4.3.1 Conceptos Generales

Se brindan sucintamente los criterios de verificación que deben ser cumplimentados por éste tipo de tuberías, fundamentados en la Teoría de Spangler, utilizada en numerosos países (incluso en varios de ellos de uso obligatorio en base a las normas competentes, vigentes en los mismos).

Para las verificaciones de referencia y a partir del análisis racional complementado con la experimentación, Spangler y autores posteriores llegaron a considerar como estado de cargas adecuado el dado por el esquema de la Figura 2.23.

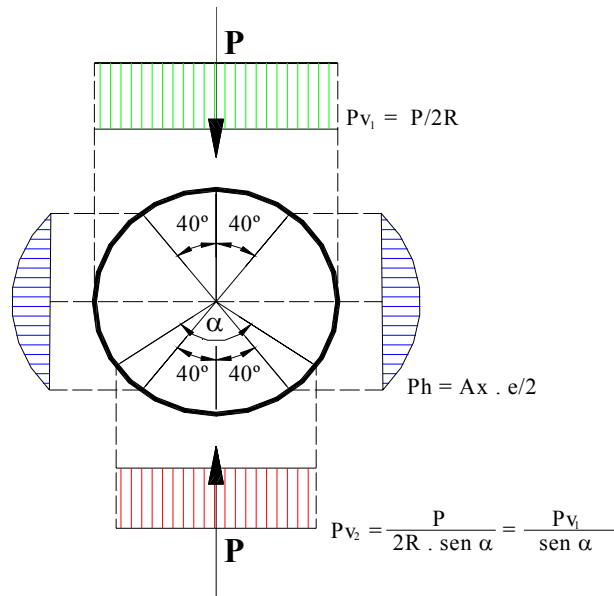


Figura 2.23

Hipótesis de carga en tuberías flexibles

En la figura puede ser apreciado que la carga del relleno se distribuye en todo el diámetro, mientras que el apoyo reacciona con una fuerza equilibrante, pero abarcando una cuerda que subtende el “ángulo de apoyo α ”, el que es variable en función de la calidad del mismo.

Por otra parte, la ovalización característica de las tuberías que se comportan como flexibles, implica una distribución de deformaciones, proporcional a las presiones que deberán ser contenidas por los prismas laterales de la zanja. Los autores consideran que la parte representativa de las deformaciones horizontales, y sus consecuentes presiones proporcionales, son convenientemente representadas, siempre en términos de aproximación tecnológica, por las parábolas simétricas indicadas, las que implican un ángulo que subtenden a la longitud de desarrollo del diagrama de 100° .

En resumen, los diagramas laterales implican las presiones que la ovalización de la tubería transmite a los laterales de la zanja y que deben ser contrarrestados por ésta para, justamente, evitar la ovalización excesiva y que ésta continúe en el tiempo.

2.4.3.2 Deducción de la expresión de Spangler

Spangler partió de las siguientes hipótesis:

- a) La presión originada en los laterales con motivo de la ovalización de la tubería flexible cargada es función del grado de compactación alcanzado en los mismos.

- b) La relación entre presión y deformación horizontal (variación del diámetro) permanece constante en términos de aproximación tecnológica y es particularmente independiente de la tapada.
- c) La relación entre la presión horizontal ejercida por la ovalización de la tubería y el desplazamiento horizontal de los distintos puntos del perímetro es consecuentemente proporcional.
- d) El coeficiente que transforma a la proporcionalidad en igualdad es consecuentemente un valor constante que el autor define como "Módulo de presión pasiva del material de relleno e ".
- e) En el orden de las deflexiones hasta 5 % del diámetro vertical, en términos de aproximación tecnológica, puede ser considerada igual la deformación del círculo original y de la forma ovalizada luego de resistir la carga.
- f) La distribución de cargas debidas al relleno en la parte superior afecta al diámetro total externo de la tubería.
- g) La distribución de la acción resultante del apoyo, equilibrante de la Acción del relleno (consecuentemente de igual intensidad y signo contrario) necesariamente debe distribuirse sobre el arco que subtiende el ángulo de apoyo logrado, el que al ser menor que 180°, implica una carga distribuida de apoyo mayor que la aplicada en la parte superior.

Evidentemente, conocido el valor de "e" es fácil pasar del diagrama de deformaciones, al de presiones horizontales.

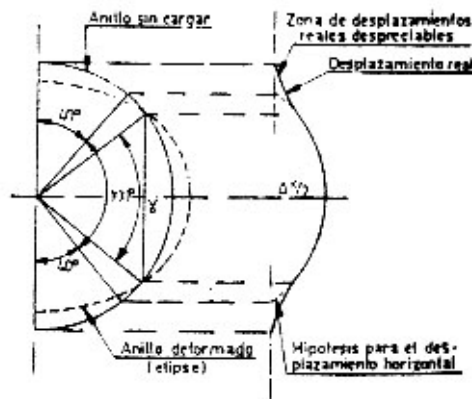


Figura 2.24

En la Figura 2.24 puede ser apreciado como las deformaciones reales de los puntos del perímetro, situados a partir de un ángulo al centro de 40 grados, coincide con una parábola que abarca el ángulo al centro de 100 grados.

También es fácil deducir que los puntos situados en los ángulos de hasta 40 grados, tanto en la parte superior como inferior, las deformaciones son relativamente pequeñas y, por lo tanto, despreciables, con la idea de simplificar el análisis. Consecuentemente todo lo expuesto posibilita considerar el diagrama parabólico de deformaciones simétricas con respecto al eje vertical, como una parábola que abarca el ángulo al centro de 100 grados. Conocido el Módulo "e" resulta inmediato el diagrama de presiones.

De todo lo expuesto, es ahora justificable el diagrama de solicitaciones propuesto por Spangler y esquematizado en la Figura 2.23.

De lo expuesto surge que:

$$p = p_{v1} 2R = p_{v2} 2R \text{ sen } \alpha$$

$$\therefore p_{v2} = \frac{p_{v1}}{\text{sen } \alpha}$$

Y además:

$$p_h = e \frac{\Delta x}{2}$$

Con lo que quedan demostradas las expresiones acotadas en la Figura 2.25 representativa de la hipótesis de carga.

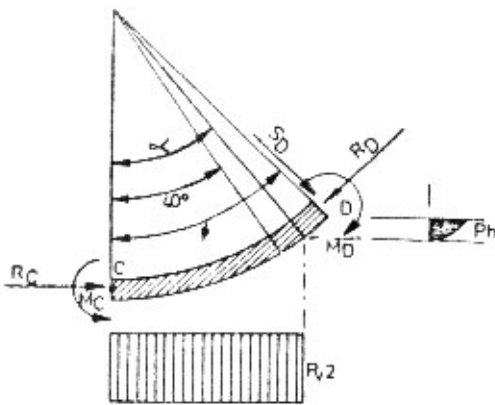


Figura 2.25

El paso siguiente es determinar los momentos ovalizantes correspondientes al estado de solicitaciones planteado, procediéndose en forma similar a lo realizado en ocasión de la determinación de los diagramas de momentos para el caso de los ensayos de aplastamiento en laboratorio. Obviamente la solicitación considerada ahora es más compleja, como puede observarse de la Figura 2.25, en la que se considera una sección arbitraria "D" de ángulo al centro genérico.

Teniendo en cuenta que la deducción es compleja, se adopta el criterio de sintetizarla al máximo, obviando los pasos matemáticos intermedios y **describiendo fundamentalmente el marco conceptual en el que tienen lugar.**

Recordando que, debido a la simetría de las cargas externas, la sumatoria de las deformaciones angulares resulta nula, por lo que:

$$\int_0^\pi M \, d\phi = 0$$

Si en la anterior se reemplazan los momentos actuantes, se obtiene una compleja ecuación de la que es deducible el momento en el punto C, el que considerado como fijo, puede ser la referencia de los desplazamientos relativos de los distintos puntos del anillo, lo que se logra con la expresión general:

$$\Delta x = \frac{2r^2}{EI} \int_0^{\pi/2} M \cos \phi \, d\phi$$

Reemplazando en ella los momentos de las solicitaciones actuantes en cada sección y procediendo a la integración, se llega, luego de efectuadas todas las operaciones necesarias, a la expresión del desplazamiento horizontal de cada punto del perímetro deformado, que resulta:

$$\Delta x = \frac{k Q r^3}{E I + 0,061 e r^4}$$

En la que:

- Δx es la deflexión horizontal en el plano que contiene al eje.
- Q es la carga vertical por unidad de longitud.
- r es el radio medio de la tubería.
- E es el módulo de Elasticidad del material de la tubería.
- I es el momento de inercia de la sección transversal de la tubería por unidad de longitud.
- e es el "Módulo de presión pasiva del material de relleno".
- k es una constante de apoyo, que constituye una compleja función del ángulo al centro α y que puede variar entre 0,11 y 0,083 cuando éste pasa de "0°" a "90°".

Spangler realizó determinaciones experimentales, que se resumen en los siguientes conceptos:

- a) La máxima carga actuante sobre la tubería se alcanza a una semana de instalada en la zanja.
- b) El compactado eficiente y riguroso del relleno de los laterales y del apoyo, puede llegar a duplicar la resistencia del conjunto "Tubería- Suelo".
- c) La máxima tensión debida a la flexión se encuentra en la generatriz inferior de la tubería instalada.
- d) Las deflexiones continúan en el tiempo en la mayoría de los casos, por lo que debe ser considerado un coeficiente de mayoración de las cargas " D_L " para prevenir éste efecto.
- e) Existe proporcionalidad lineal entre el módulo "e" y el grado de compactación de los laterales.

Teniendo en cuenta las Hipótesis originales y sus determinaciones experimentales, Spangler propuso la expresión:

$$\Delta x = \frac{D_L k Q r^3}{E I + 0,061 e r^4}$$

La última de las aseveraciones experimentales de Spangler sobre la constancia del Módulo "e", dió lugar a discrepancias entre deflexiones reales y las previstas por la fórmula de referencia.

La solución fue propuesta por el Dr. Watkins, de la Universidad de UTAH, quién en base al análisis dimensional y la experimentación en modelos reducidos, concluyó que la presión pasiva del suelo está afectada por un "factor de tamaño" y que, en realidad, lo que se mantiene constante no es el Módulo "e" sino que el producto del mismo por el radio medio de la tubería, es decir que, en realidad:

$$E' = e r = \text{cte}$$

Por lo que, reemplazando en la anterior, se tiene:

$$\Delta x = \frac{D_L k Q r^3}{EI + 0,061 E' r^3}$$

La que dividiendo por r^3 , queda:

$$\Delta x = \frac{D_L Q K}{\frac{EI}{r^3} + 0,061 E'}$$

2.4.3.3 Uso de la expresión de Spangler

2.4.3.3.1 Formas de la Expresión de Spangler

Ante el estado de cargas previsto, y teniendo en cuenta que la anterior puede ser aplicada con aproximación tecnológica al diámetro vertical, y adicionando además, las cargas debidas al tránsito, resulta según la Teoría de Spangler la expresión:

$$\delta = \frac{[D_1 Q + Q_v] K}{\frac{EI}{r^3} + 0,061 E'}$$

En la que:

- δ es la deflexión del diámetro vertical
- Q es la carga debida al relleno evaluada con la teoría de Marston
- D_1 es un coeficiente de mayoración que tiene en cuenta la deformación en el tiempo.
- Q_v es la carga debida al tránsito
- R es el radio de la tubería
- E' es el módulo resistente del suelo
- E es el módulo de inercia del material de la tubería
- K es el coeficiente de apoyo

El coeficiente de mayoración varía de 1 para material perfectamente compactado hasta 2 para compactado insuficiente (en general se adopta el valor 1,5).

Los valores de “E” e “I” los obtiene el fabricante cumplimentando sus normas de fabricación para cada clase de la tubería y los brinda como información en sus catálogos, cuando el material de la misma es homogéneo.

En el caso de los materiales Heterogéneos (caso del PRFV) el proceso es el que sigue:

La expresión de la Rigidez del caño, obtenida para el ensayo de aplastamiento, es:

$$R_{sc} = 0,149 \frac{P}{\Delta y}$$

Dado que R_{sc} es de difícil evaluación directa por la heterogeneidad del espesor de la tubería, se procede a determinarla en función del ensayo de aplastamiento, fijándose como definición de la “Rigidez Mínima Nominal” del tubo, correspondiente a la relación $P/\Delta y$ obtenida del ensayo cuando se logra una deformación porcentual preestablecida (3 %;...; 5 %) fijada por las normas de cada material en particular.

Los valores de E' , se obtienen en función del tipo de suelo de las normas de referencia.

Las cargas de relleno y de tránsito se obtienen por aplicación de las teorías respectivas esbozadas más arriba escuetamente y complementando las normas de aplicación para cada material de tubería.

El coeficiente k es una compleja función del ángulo α que subtiende el sector de perímetro de apoyo. Se determina en función del tipo de zanja elegida y su valor es contemplado y obtenible de las normas que regulan la aplicación del cálculo estructural del material respectivo.⁵

La condición de verificación de las tuberías flexibles es que la deflexión δ , para la tubería instalada en la zanja elegida y proyectada, no supere el 5 % del diámetro.

2.4.3.3.2 Expresión de Spangler en Función de la Relación “Diámetro Externo-Espesor”

Es importante señalar que por razones propias de conveniencia de la Selección de tuberías poliméricas fabricadas por extrusión, las que son identificadas comercialmente y en general por su diámetro externo, el “**Factor resistente del Tubo**” o más propiamente la “**Rigidez**” del mismo, está dada en función de la relación entre el “**Diámetro externo y el espesor R** ” en la forma que sigue:

Al ser:

$$R = \frac{D_e}{e} \quad \therefore D_e = R e \quad ; \quad I = \frac{e^3}{12}$$

El diámetro externo, coincidente con el diámetro nominal es D_e , por lo que el radio medio resulta:

$$r = \frac{D_e - e}{2} = \frac{R e - e}{2} = \frac{e (R - 1)}{2}$$

La que elevada al cubo queda:

$$r^3 = \frac{e^3 (R - 1)^3}{8}$$

Reemplazando en la expresión de la Rigidez, simplificando y elaborando convenientemente, se tiene que:

⁵ Como el cálculo de la carga evaluada por la teoría de Marston se torna dificultoso en el caso de tuberías en terraplén, la industria de las tuberías de PRFV opta por considerar el peso del prisma formado por dos tangentes verticales a la sección del caño, lo que la teoría prueba fácilmente que está del lado de la seguridad. En cambio la industria del PVC, considera en todos los casos la expresión de Marston para el caso de “Zanja Angosta”.

$$F_{rc} = \frac{E I}{r^3} = \frac{2E}{3(R-1)^3}$$

Por lo que, la expresión general de Spangler puede expresarse como⁶:

$$\delta_T = \frac{[D_i Q + Q_v] K}{\frac{2E}{3(R-1)^3} + 0,061E'}$$

2.4.3.3.3 Expresión de Spangler Teniendo en Cuenta las Distintas Propiedades del Suelo de Relleno y el no Alterado por la Excavación

La industria del PRFV utiliza la expresión de Spangler, teniendo en cuenta el coeficiente “S_c” que afecta al término de rigidez del suelo de relleno y la influencia que sobre éste tiene la distinta compresibilidad del suelo no alterado por la zanja.

Para ello, reemplaza en la expresión de Spangler el valor E’, por la siguiente expresión:

$$E' = S_c E'_b$$

En la que:

- E’ es el Módulo combinado de reacción del suelo
- S_c es el Factor de combinación del suelo de soporte (adimensional a obtener de tablas)
- E_b’ es el módulo de reacción del suelo en la región de apoyo de la tubería (a obtener de tablas)

Para el uso de la tabla (5-4) de la AWWA M 45, que brinda los valores de S_c, es necesario conocer el ancho de la zanja “B_d” al nivel del “extradós” de la tubería y el “módulo de reacción E_s’” del suelo nativo a la altura de la misma, el que se brinda en tablas de la misma norma de diseño.

La expresión de cálculo para ese caso se escribe en consecuencia:

$$\delta = \frac{[D_i Q + Q_v] K}{\frac{EI}{r^3} + 0,061 S_c E'_b}$$

⁶ Precisamente con ésta forma se encuentra la expresión de Spangler en las Normas Internacionales relativas al PVC y en los Fundamentos de Normas y Normas del ENHOSA (República Argentina). Éste último constituye en esencia un verdadero tratado sobre las instalaciones de cloacas. Por extensión, es la forma más recomendable para todas las tuberías poliméricas fabricadas por extrusión.

Recordando que las tuberías de materiales heterogéneos no posibilitan una determinación directa del término de Rigidez de la misma, al reemplazar la expresión de la misma en función de los valores obtenidos en el ensayo de platos paralelos, se tiene que:

$$R_{sc} = 0,149 \frac{P}{\Delta y} = 0,149 R$$

Y, consecuentemente:

$$R = \frac{P}{\Delta y}$$

En la que R es la Rigidez nominal de la tubería ofertada por el fabricante, fijada como un valor mínimo preestablecido para una deformación porcentual fijada de antemano en los ensayos de platos paralelos. Por todo lo expuesto, la expresión final para el caso del PRFV, resulta:

$$\delta = \frac{[D_1 Q + Q_v] K}{0,149 R + 0,061 S_c E'_b}$$

2.5 CONCEPTOS DE INTERÉS PARA EL CÁLCULO E INSTALACIÓN DE LAS TUBERÍAS "FLEXIBLES"

2.5.1 Aporte de la Zanja en la Resistencia a la Ovalización

Es oportuno escribir la expresión de Spangler, a los efectos del desarrollo conceptual que sigue, en forma simplificada y de la siguiente manera:

$$\delta = \frac{F_c}{F_{rc} + F_{rs}}$$

En la que:

- F_c es el "Factor de Carga", $[D_1 Q + Q_v] K$
- F_{rc} es el "Factor Resistente del Caño" o "Rigidez" de la tubería:

$$F_{rc} = \frac{E I}{r^3} = \frac{2E}{3(R-1)^3}$$

- F_{rs} es el "Factor Resistente del Suelo de Apoyo", $0,061 E'$.

En tuberías flexibles, el aporte de la "rigidez" propia de la tubería para resistir su deflexión ante las cargas externas, oscila entre 10 y 20 %, por lo que el 80 a 90 % restante necesario, lo debe aportar necesariamente la zanja, y más precisamente sus laterales, con el compactado suficiente para que la ovalización no continúe en el tiempo y se mantenga en los valores prefijados (las normas fijan que no debe superarse el 5 % del diámetro vertical).

De lo expuesto precedentemente, surge el concepto fundamental que, en el caso de las tuberías flexibles, la interacción "Tubería -Zanja" no solo es importante (como lo es para las tuberías que se comportan como rígidas) **sino que además, es determinante en la resistencia al "Aplastamiento"**. Puede decirse entonces que, en general las tuberías flexibles resisten con gran eficiencia a las tensiones derivadas de la presión interna, pero las cargas que motivan la ovalización, deben ser resistidas, fundamentalmente, por las condiciones mecánicas de la zanja en la que es instalada.

Se estima conveniente desarrollar brevemente un ejemplo ilustrativo en lo conceptual, para comprender en general el comportamiento de las tuberías flexibles.

Si se toma una hoja de papel, se puede apreciar la enorme resistencia que presenta al esfuerzo de tracción, si se lo somete al mismo, jalando de dos extremos. Ésta es una propiedad común a todos los materiales con los que se hacen las tuberías con tendencia a comportarse como "flexibles" (incluidas las de acero de poco espesor).

Cuando una tubería está sometida a presión interna, sus paredes están, a su vez, sometidas al esfuerzo de "tracción pura" (ver figura 1). En general la aplicación de la fórmula de Mariotte o de sus similares, arroja valores muy pequeños de los espesores necesarios, como consecuencia de su elevada resistencia (al igual que el caso del papel) a éste esfuerzo.

Volviendo al ejemplo, si se forma un tubo con la hoja de papel, se puede observar que con muy pequeñas sollicitaciones, el mismo se puede ovalizar fácilmente. Si se pretende aumentar su resistencia al aplastamiento o lo que es lo mismo, la "rigidez" de la sección transversal, se procede enrollando el papel, aumentando el espesor con los sucesivos arrollamientos, a la vez que se reduce el diámetro, cambiando así drásticamente la relación "Diámetro- Espesor". Es fácil comprobar entonces que para ovalizar al nuevo tubo obtenido es necesaria una sollicitación de aplastamiento muy superior.

El ejemplo posibilita entonces:

- a) Comprender porque las tuberías flexibles necesitan de la zanja para resistir el aplastamiento y limitar la ovalización a valores que no pueden ser superados.
- b) Interpretar con mas claridad conceptual, como el espesor, y mas precisamente la relación D/e , juega un rol fundamental en la resistencia o rigidez.
- c) Comprender también porque son sobredimensionados por los fabricantes frente a los espesores requeridos para la resistencia a la tracción pura (presión interna) dado que necesitan un mínimo de rigidez para su transporte y manipuleo
- d) Interpretar el concepto de Rigidez, puesto que éste no es inherente tan solo a las propiedades mecánicas del material (de por si de gran resistencia a la Tracción), sino que como puede deducirse de la expresión y de la experiencia del simple ejemplo, el "Momento de Inercia baricéntrico de la pared de la tubería" juega un rol preponderante.
- e) Comprender que, con los materiales usuales de las tuberías conocidas como Flexibles "a priori", se podrían lograr tuberías "Rígidas" pero a costos que los sacarían de competencia para lograr los espesores requeridos para esa característica.

2.5.2 Verificación al pandeo

Al ser las tuberías instaladas en zanja, de comportamiento como flexible frente al estado de cargas, su característica distintiva de pequeño espesor frente al diámetro, hace que sean

susceptibles a deformarse por el efecto de inestabilidad de bidas a las carfas denominado « pandeo ».

En efecto, si se tiene en cuenta la Figura 2.26, se aprecia que el concepto que es asimilable al que habitualmente se considera en el estudio del pandeo en la bibliografía especializada. Es decir una figura esbelta sometida a garga vertical P y a otra solicitación horizontal P_e se intuye que es deformable por inestabilidad del equilibrio.

El efecto del abollamiento de sectores de tuberías obedece al mismo concepto expuesto. Para ello basta con considerar un semiperímetro (por razones de simetría) sometido a las fuerzas de compresión interna debidas a estado de cargas especiales (incluso por la depresión originada por ondas negativas del golpe de ariete) y la presión ovalizante que ejerce el relleno.

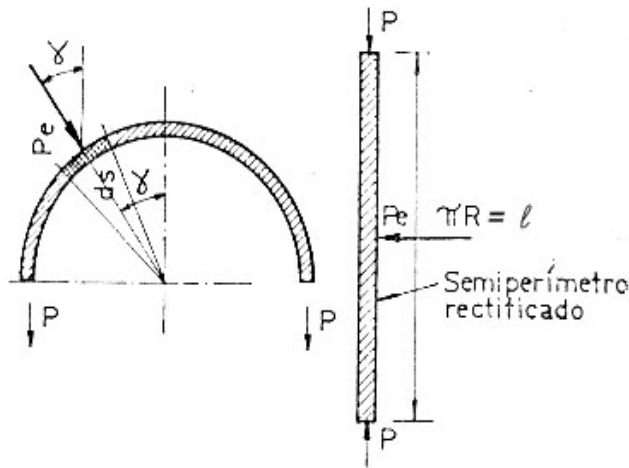


Figura 2.26

En el caso de la tubería, la fuerza es ahora evidentemente vertical, al igual que las acciones de compresión en las secciones de las paredes de la tubería. Si se considera el perímetro originalmente semicircular, ahora linealizado, la analogía es fácil de comprender

Las tuberías flexibles de diámetros importantes (superior a 300 mm) deben ser verificadas también al "Abollamiento" o "Pandeo" de la sección, para lo que las normas AWWA M 11 y M 45 (para acero y PRFV respectivamente) adoptan idénticas previsiones.

El hecho es que pueden colapsar, una vez instaladas, por inestabilidad elástica resultante de cargas inadecuadas y sus consecuentes deformaciones. La forma de contrarrestarlo es que la suma de las cargas externas resulte igual o menor que la permitida como "Presión de Pandeo".

La expresión para ésta última, considerada por las AWWA M 11 (acero) Y AWWA M 45 (PRFV) es idéntica y resulta:

$$q_a = \left(\frac{1}{FS} \right) \left(32 R_w B' E' \frac{EI}{D^3} \right)^{0,5}$$

En la que:

- q_a es la presión permitida por pandeo
- FS es un coeficiente de seguridad, que vale 2,5 para $h/D \geq 2$ y 3 para $h/D < 2$; siendo h la tapada sobre la tubería y D el diámetro externo de la misma.
- E' es el Módulo de reacción del suelo
- R_w es el Factor de influencia del agua sobre la tubería, dado por:

$$R_w = 1 - 0,33 \frac{h_w}{h} \text{ para } 0 \leq h_w \leq h$$

- B' es un coeficiente empírico y adimensional que tiene en cuenta “el soporte elástico”, y cuyas expresiones pueden obtenerse de las normas.

2.5.3 Verificación a las tensiones combinadas

La tensión total a la que estará sometida la pared de la tubería a presión, necesariamente es la suma de las correspondientes a la deflexión resultante de las sollicitaciones externas, y a la debida a la presión interna.

En símbolos:

$$\sigma_T = \sigma_{pi} + \sigma_{ce}$$

En la que

- σ_{pi} es la tensión debida a la presión interna
- σ_{ce} es la tensión debida a la deflexión resultantes de las cargas externas

Para la primera es utilizada la tradicional expresión de Mariotte, la que resulta:

$$\sigma_{pi} = \frac{p d}{2e}$$

En la que “d es el Diámetro Hidráulico o Interno”, como surge naturalmente de la deducción de la expresión de Mariotte analizada al comienzo. Es de destacar que las normas del acero utilizan el diámetro nominal o externo (son coincidentes) lo que si bien no es correcto, dado los bajos espesores a tener en cuenta no introducen errores sensibles. Obviamente son conocidos los símbolos restantes y las magnitudes que representan.

Para la tensión debida a las deflexiones, se tiene en cuenta que el máximo alargamiento relativo, debido a las sollicitaciones externas, está dado por la expresión:

$$\varepsilon_{ce} = 6 \frac{\Delta y}{D} \frac{e}{D}$$

Y consecuentemente, la máxima tensión será:

$$\sigma_{ce} = \varepsilon_{ce} E = 6 E \frac{\Delta y}{E} \frac{e}{D}$$

Por lo que la expresión de tensiones debidas a las cargas combinadas resulta:

$$\sigma_T = \frac{p D}{2e} + 6 E \frac{\Delta y}{E} \frac{e}{D}$$

La condición a cumplir para la verificación es que:

$$\sigma_T \leq \frac{\sigma_{adm}}{1,5}$$

Se destaca que para las tuberías de acero las normas no prevén verificación por Tensiones Combinadas.

3. ELEMENTOS CONCEPTUALES DE LA TEORÍA MODERNA SOBRE CÁLCULO ESTRUCTURAL DE TUBERÍAS INSTALADAS EN ZANJA

3.1 GENERALIDADES

Las normas europeas de cálculo estructural de caños, especialmente las normas ISO, están fundadas en criterios modernos para el mismo, basados en un perfeccionamiento de la teoría tradicional y definido por los siguientes conceptos rectores:

- El sobredimensionamiento comprobado de las cañerías instaladas, calculadas con las teorías tradicionales.
- La determinación dificultosa de muchas variables de la teoría tradicional. En especial, el "coeficiente de asentamiento τ_{SD} ", de aplicación en instalaciones en terraplén.
- La difícil diferenciación entre los casos de "zanja angosta" y "zanja ancha", la que es imprecisa en la teoría tradicional a punto tal que los diferentes autores brindan valores que difieren hasta en un 100 %.
- La dificultad de cálculo de la altura sobre el extradós de la tubería del "plano de igual asentamiento". El concepto constituye el pilar de la aplicación de las ecuaciones de la teoría tradicional y, si bien racionalmente es de una lógica total y fácilmente comprensible, su aplicabilidad es sumamente dificultosa.

La moderna teoría se basa en útiles correcciones conceptuales de la teoría clásica y la corroboración de los resultados experimentales, posibilitando una correlación mucho más ajustada entre valores predichos por la teoría y los medidos efectivamente en la realidad. Los ajustes se realizaron con la aplicación de una modelación basada en la "Teoría de los elementos finitos".

Esta nueva herramienta de cálculo posibilita, consecuentemente, una actualización (a la vez que fusión) de las Teorías de Marston y Spangler, que permite obtener valores de las deformaciones mucho más aproximados a los parámetros que pueden medirse en la realidad.

Los nuevos criterios adicionales y enriquecedores de la Teoría Tradicional establecen que el grado de deformación del caño instalado en zanja depende de:

- El tipo de material de relleno y de su grado de compactación.
- El tipo de suelo natural en el fondo y los laterales, claramente diferenciados entre si y, sobretodo, del material de relleno.
- La distancia del caño a las paredes de la zanja.

- La profundidad de la zanja.
- El tipo de apoyo, sobretodo teniendo en cuenta sus propiedades elásticas, y diferenciando las mismas en los sentidos vertical y horizontal.
- El tipo de caño, en cuanto a sus propiedades dimensionales y mecánicas, en forma mucho más precisa, sobre todo en lo relativo a la “interacción tubería-zanja”.

Todos los parámetros mencionados y su correcta evaluación permiten determinar la distribución de presiones debidas al suelo alrededor del caño y correlacionarla con la deformación de este último.

El método planteado es válido para cualquier material del caño, por lo que la teoría es válida para ser aplicada en todos los casos, lo que implica un importante avance conceptual sobre los criterios tradicionales, que definen un tratamiento distinto juzgando prácticamente “a priori” la condición de “Rígido o Flexible” de la tubería a ser utilizada.

En lo referente a las cargas debidas al relleno, la Teoría de Marston nació para Tuberías Rígidas instaladas en zanja angosta y se la fue extrapolando para distintas condiciones de instalación y “acondicionando” a los caños flexibles.

Las tuberías de comportamiento como Rígido o Flexible tienen en la Teoría tradicional un tratamiento diferenciado, tanto en la evaluación de las cargas como en el comportamiento de las tuberías frente a ellas.

La nueva teoría nació del hecho comprobado de que los caños de materiales rígidos se comportaban como tales para diámetros relativamente pequeños. Al proveer la industria diámetros cada vez mayores, se pudo observar que aparecieron comportamientos intermedios, que podían caratularse como de “semirrígidos”.

En particular, para los caños de asbesto-cemento, que durante muchos años fueron utilizados en todo el mundo, este hecho empezó a notarse con caños de diámetros superiores, haciéndose particularmente notable a partir del diámetro 1000 mm. Las relaciones entre cargas y deformaciones se hacen en este caso cualitativamente similares a caños plásticos entre diámetros 200 y 400 mm.

En base a lo expuesto, la nueva teoría, **que puede considerarse “unificada”**, posibilita el cálculo de caños de cualquier material, **que pueden comportarse como “rígidos”, “flexibles” o “semirrígidos” y, además, integra en un único proceso de cálculo tanto las cargas actuantes, como la interacción “Tubería- Zanja”.**

Seguidamente, se exponen los criterios conceptuales distintivos de la teoría moderna, sin entrar en el detalle de los procesos deductivos sumamente engorrosos y con la idea de presentarla como una posibilidad cierta de cálculo, de gran aplicación en Europa.

3.2 RIGIDEZ RELATIVA “SUELO-CAÑO”

Es de destacar que la nueva teoría admite la situación intermedia de “Semirígido”. Para determinar si el caño es “rígido”, “semi-rígido” o “flexible”, se debe investigar la “rigidez relativa suelo-caño”, la que se define como:

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

En la que:

- S_p es la “Rigidez del caño” dada por: $S_p = \frac{E_p}{12} \left(\frac{1}{r}\right)^3$
- S_{sh} es la “rigidez horizontal” del suelo que vale: $S_{sh} = 0,6 \xi E_2$

Siendo:

- r el radio medio: $r = \frac{D-s}{2}$
- D el diámetro interno del caño.
- s el espesor del caño.
- E_2 el módulo del suelo de relleno compactado.
- E_p el módulo de elasticidad del material del caño.
- ξ un coeficiente que relaciona la influencia de la distancia hasta los laterales de la zanja y de la relación entre módulos E_2 y E_3

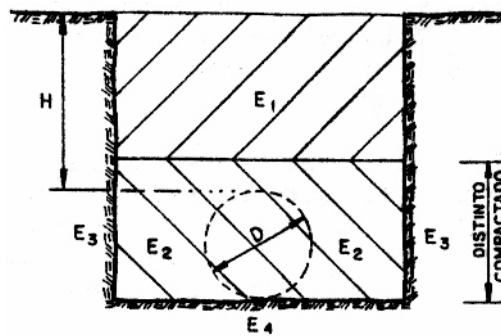


Figura 3.1

Módulo de compresibilidad en las distintas zonas de la zanja

En la Figura 3.1 se aprecian los distintos módulos de compresión de las cuatro zonas de suelo que constituyen en realidad la zanja, en función de la alteración al suelo natural que implica la instalación del caño.

La determinación teórico experimental de ξ lleva al valor:

$$\xi = \frac{1,662 + 0,638 \left(\frac{B}{D} - 1\right)}{\left(\frac{B}{D} - 1\right) + \left[1,662 - 0,361 \left(\frac{B}{D} - 1\right)\right] \frac{E_2}{E_3}}$$

Se destaca que, si $E_2 = E_3$, en la ecuación anterior resulta $\xi = 1$

Los tres casos posibles en la práctica son:

- 1) $V_{ps} \leq 0,1$; apoyo en suelo; “Caño flexible”.
- 2) $V_{ps} > 0,1$; apoyo en suelo; “Caño semi-rigido”.
- 3) $V_{ps} > 0,1$; apoyo en hormigón; “Caño rigido”.

En la Figura 3.2 pueden apreciarse los tres tipos de apoyo y los comportamientos posibles en función de los mismos, con los correspondientes diagramas de presiones y reacciones, que surgen de la corroboración teórico experimental.

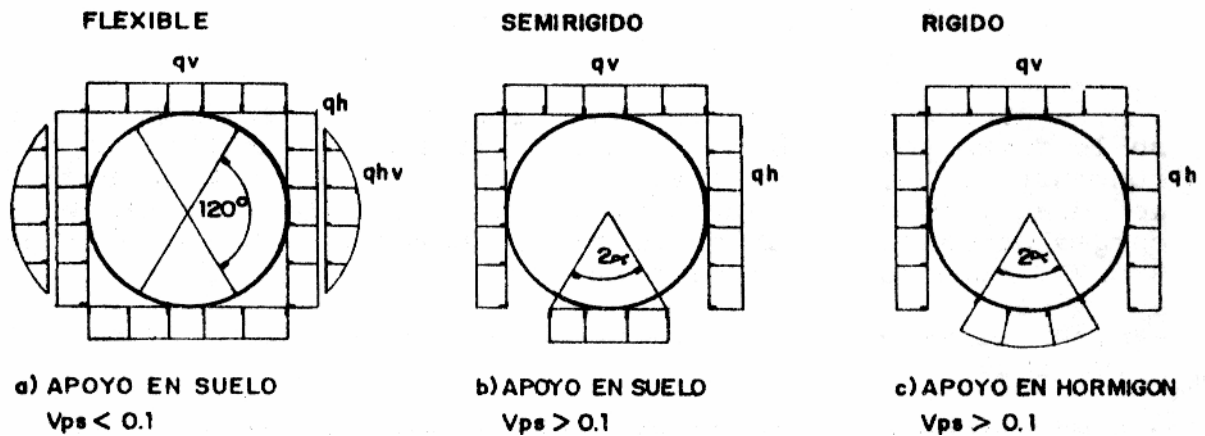


Figura 3.2

Es de destacar que q_v (presión vertical) se obtiene de la teoría de Marston con las correcciones que más adelante precisaremos.

La presión horizontal q_h , no es tenida en cuenta en la teoría tradicional y q_{hp} es la presión propia del comportamiento como caño flexible y se origina en la reacción del suelo lateral, como contrapartida de una deformación importante del diámetro horizontal del caño o de una "ovalización" considerable.

En la Figura 3.2 se aprecia también que los tres casos implican reacciones de apoyo distintos, a saber:

- En el caso de caño flexible, la reacción del suelo vertical se distribuye en todo el diámetro, como respuesta a las 3 solicitaciones, q_h , q_v y q_{hp} .
- En el caso de caño "semirrígido", frente a las solicitaciones q_h y q_v (no actúa obviamente q_{hp}), se tiene una reacción vertical en la cuerda que subtiende el ángulo de apoyo " 2α ".
- En el caso de "empotramiento en hormigón", la reacción del suelo, para las mismas solicitaciones q_v y q_h , son radiales y distribuidas a lo largo del perímetro abarcado por el ángulo de apoyo " 2α ".

3.3 ADAPTACIÓN DE LA ECUACIÓN DE MARSTON: LOS COEFICIENTES DE CONCENTRACIÓN

En la determinación de los "coeficientes de concentración" se encuentra la gran diferencia con la teoría tradicional, en cuanto a la determinación de las cargas.

De acuerdo a la "rigidez relativa vertical caño-suelo" ya definida, habrá una mayor presión sobre el caño o sobre los laterales, tal como puede apreciarse en la Figura 3.3.

Según sea el caño más flexible o más rígido que el suelo de apoyo, se tienen los valores m o n , “coeficientes de concentración”, cuya determinación posibilita al trazado de los diagramas de presiones y la consecuente evaluación de las cargas actuantes, tal como puede apreciarse en la Figura 3.3, de la que se deduce que:

- m es el coeficiente de concentración de la presión vertical.
- n es el coeficiente de concentración de la presión lateral.

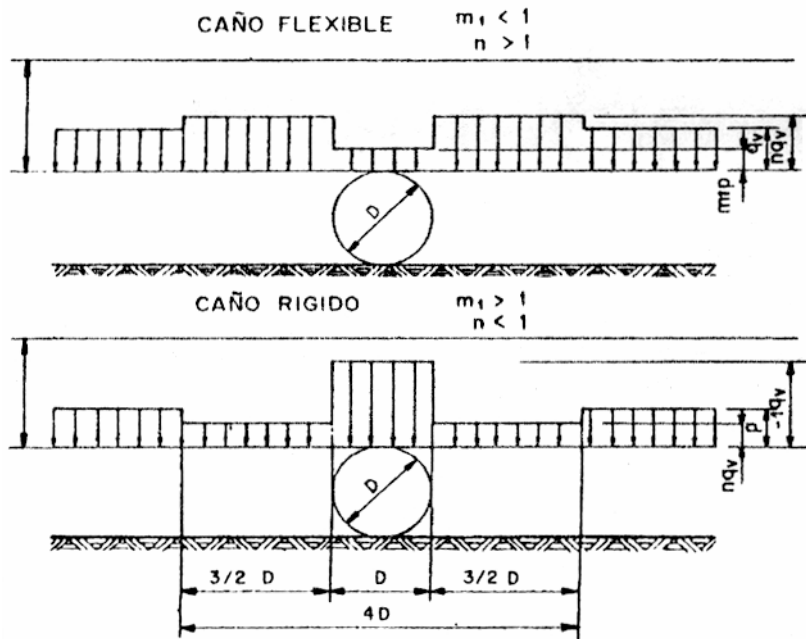


Figura 3.3

Redistribución de presiones debidas al suelo al nivel de “extradós del caño”

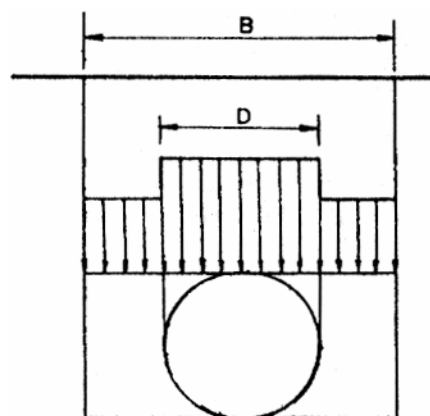


Figura 3.4

Distribución de presiones para $B > 4D$

Si el ancho de zanja cumple la condición $B > 4D$, se adopta $m_1 = m$

Pero, si el ancho es menor que $4D$, el planteo de equilibrio de cargas en toda la sección lleva a la relación:

$$m = \frac{4 - m_1}{3} + \frac{(n_1 - 1)}{3} \frac{B}{D}$$

Es oportuno señalar que, al comparar la hipótesis de carga de la Teoría tradicional con las figuras precedentes, es evidente la mayor precisión lograda con éstas últimas, una vez que se logren cuantificar los "coeficientes de concentración", lo que constituye el razonamiento medular de la teoría en consideración.

También es digno de ser destacado que, en las nuevas consideraciones, se diluyen los conceptos de "Zanja angosta o Terraplén" propios de la teoría tradicional y cuyos límites, en la misma, resultaban totalmente difusos y relativamente arbitrarios. Los conceptos son tenidos en cuenta en las figuras y ecuaciones precedentes sin pretender definir tan taxativamente los tipos de instalación.

La ecuación de Marston tradicional, con la nueva nomenclatura vigente en las normas Europeas, siendo W es el peso específico del material de relleno, queda:

$$Q = \frac{1 - 2^{-2k_1 \mu' H/B}}{2 k_1 \mu'} W B^2$$

En la que:

$$C_d = \frac{1 - e^{-2k_1 \mu' H/B}}{2 k_1 \mu'}$$

La ecuación, en su forma más simple, resulta:

$$Q = C_D W B^2$$

Si a la expresión anterior se la divide por B , se obtiene la carga q_v por unidad de ancho de zanja, sobre un caño de longitud unitaria:

$$q_v = \frac{Q}{B} C_D W B = \frac{1 - e^{-2k_1 \mu' H/B}}{2 k_1 \mu'} W B^2$$

Si se la multiplica y divide por H/B , la anterior, que se mide en unidades de presión, puede ser evaluada en función de la tapada H . En efecto:

$$q_v = \frac{1 - e^{-2k_1 \mu' H/B}}{2 k_1 \mu'} \frac{W B}{H/B} \frac{H}{B}$$

La que puede ser expresada como:

$$q_v = \frac{1 - e^{-2k_1 \mu' H/B}}{2 k_1 \mu'} \frac{H}{B} W H$$

Haciendo:

$$C = \frac{1 - e^{-2k_1 \mu' H/B}}{2k_1 \mu' H/B}$$

y teniendo en cuenta el coeficiente de concentración **m**, finalmente queda:

$$q_v = m C W H$$

La anterior es la ecuación de Marston a utilizar en la nueva teoría.

3.4 INFLUENCIA DE LA PENDIENTE O “TALUD” DE LAS PAREDES DE LA ZANJA

Es un concepto que, a pesar de que es evidente que el coeficiente C de la ecuación de Marston tiene que ser afectado de alguna manera por el talud de las paredes laterales, no fue tenido en cuenta en la teoría tradicional.

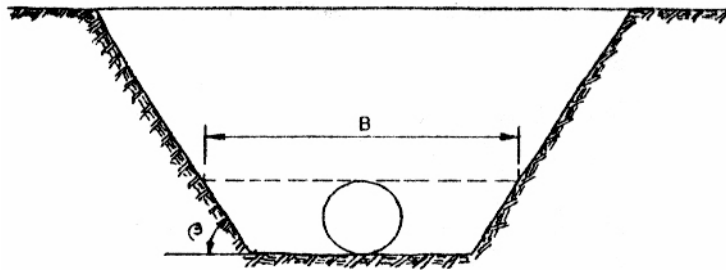


Figura 3.5

Zanja de paredes inclinadas

En la Figura 3.5 puede apreciarse que en el caso límite de $\beta = 0$, el ancho B resulta ∞ .

En efecto, haciendo:

$$X = 2 \frac{H}{B} k_1 \operatorname{tg} \beta'$$

Se tiene que:

$$C = X^{-1} (1 - e^{-X})$$

Ahora, la función e^{-X} puede desarrollarse en serie tal como sigue:

$$e^{-X} = 1 - \frac{X}{2!} + \frac{X^2}{3!} - \frac{X^4}{4!} + \dots$$

Por lo que:

$$C = 1 - \frac{x}{2!} + \frac{x^2}{3!} - \frac{x^4}{4!} + \dots$$

Para $\beta = \infty$; $X = 0$, por lo que: $C = 1$

Es factible, entonces, aceptar que para anchos B decrecientes (β decreciente de 0° a 90°) el coeficiente C habrá de disminuir paulatinamente.

Se acepta una variación lineal como la indicada en la Figura 3.6, de la que se deduce:

$$c_\beta = 1 - a$$

Como, por otra parte:

$$\alpha = \frac{\beta}{90} (1 - C_{90})$$

Resulta:

$$C_\beta = 1 - \frac{\beta}{90} (1 - C_{90})$$

En resumen, esta última ecuación nos da el valor del coeficiente para β entre 0 y 90° . Si β es nulo o menor que el ángulo de fricción interna del suelo, el valor de C es la unidad.

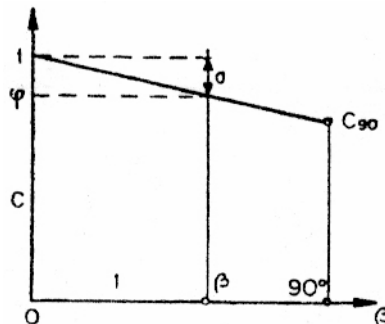


Figura 3.6

Coeficiente C en función del talud de las paredes

3.5 DIAGRAMA DE PRESIONES HORIZONTALES

La presión horizontal q_h se calcula en base a la presión vertical q_v , afectada por el coeficiente k_2 de Rankine, que posibilita conocer la presión horizontal si se conoce la vertical.

$$q_h = k_2 q_v$$

Como la presión vertical en los laterales está afectada por el coeficiente de concentración n , la expresión buscada resulta:

$$q_h = n k_2 C W H$$

La presión horizontal de reacción del suelo q_{hp} originada en la ovalización del caño (comportamiento como “flexible”) resulta lógicamente proporcional a la diferencia de las presiones activas vertical y horizontal.

Por lo que, para el máximo valor de q_{hp} , que se producirá con el máximo desplazamiento correspondiente al diámetro horizontal, se puede escribir que:

$$q_{hp} = \delta (q_v - q_h)$$

En la que δ es un coeficiente de deformación del caño, función de las rigideces relativas del mismo y del suelo de apoyo.

Los desarrollos teóricos, comprobados experimentalmente y que se omiten para dar más agilidad y mayor posibilidad de interpretación conceptual al presente texto, posibilitan expresar al “coeficiente de deformación δ ” en función de la rigidez relativa “suelo-caño” y como sigue:

Para caños “flexibles”;

$$\delta = \frac{0,1026}{V_{ps} + 0,0658}$$

Para caños “rígidos”;

$$\delta = \frac{0,083}{V_{ps} + 0,0658}$$

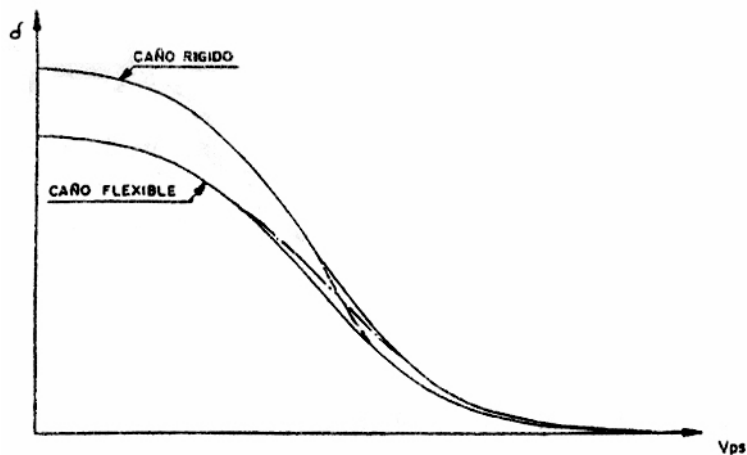


Figura 3.7

Coeficiente δ en función de V_{ps}

En la Figura 3.7 se han graficado las funciones δ para Caño Flexible y Caño Rígido, observándose que:

- δ es despreciable para valores de V_{ps} mayor que la unidad.
- δ tiende a anularse cuando V_{ps} es mayor que 10.
- δ aumenta cuando V_{ps} decrece.
- El valor de δ igual a 0,1 para V_{ps} puede ser considerado como la transición a partir de la cual el comportamiento de la tubería enterrada cambia, puesto que para valores menores existe una marcada diferencia entre caños “flexibles” y “rígidos” mientras que para valores de V_{ps} mayor que la unidad la diferencia es despreciable y tiende a anularse.

3.6 CÁLCULO DE LOS COEFICIENTES DE CONCENTRACIÓN M Y N

Para el cálculo de m y n es preciso definir primero la “rigidez vertical del suelo de apoyo”:

$$S_{sv} = \frac{E_2}{P_j}$$

Y la “rigidez relativa vertical caño-suelo”:

$$V_s = \frac{S_p}{|C| S_{sv}}$$

Donde E_2 es el módulo de la compresibilidad del estrato de material de relleno en contacto con el caño y P_j es función del tipo de apoyo tal como se desprende de la Figura 3.8.

El valor de $|C|$ de la expresión varía en función de la distribución de presiones alrededor del caño, la que es obviamente distinta según los distintos comportamientos.

Las normas ISO recomiendan los tipos de apoyo de la Figura 3.8 y sus correspondientes valores de P_j .

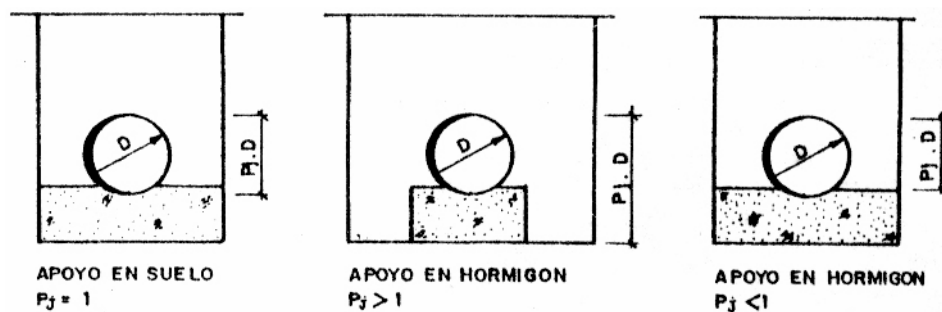


Figura 3.8

Factores de proyección P_j en función del tipo de apoyo

Una vez más se omiten laboriosas deducciones verificadas y corregidas experimentalmente y que llevan a las ecuaciones que posibilitan el cálculo de los coeficientes de concentración, m y n .

Así, se tiene la expresión:

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

Que es válida para “caño idealmente rígido” y en la que:

$$P'_j = \frac{E_1}{E_2} P_j$$

Además, es necesario calcular:

$$m_0 = \frac{4k_2}{3 + k_2}$$

Puesto que, para casos intermedios resulta:

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

Resta finalmente la ecuación para "ancho de zanja $< 4D$ ", para la que el coeficiente de concentración resulta:

$$\begin{cases} m = \frac{m_1 - 1}{3} \frac{B}{D} + \frac{4 - m_1}{3} & \text{para } 1 \leq \frac{B}{D} \leq 4 \\ m = m_1 & \text{para } 4 \leq \frac{B}{D} \end{cases}$$

El valor límite de concentración de tensiones resulta:

$$m_{lim} = 1 + 4 k_1 \operatorname{tg}(\rho)$$

Por lo que debe cumplirse que:

$$m \leq m_{lim}$$

El factor de concentración de presiones laterales resulta:

$$n = \frac{4 - m}{3}$$

3.7 LOS MOMENTOS OVALIZANTES

La distribución de momentos ovalizantes en la sección se obtiene siguiendo un laborioso proceso de cálculo similar al indicado en la teoría tradicional, pero con la diferencia que la hipótesis de carga planteada ahora es más completa, más compleja y más acorde con la realidad.

Las hipótesis nombradas son las graficadas en la Figura 3.8 para los distintos tipos de comportamiento del conjunto "suelo-caño" en función de los tres tipos de apoyo representados en la misma y que cubren todas las posibilidades.

El "máximo momento ovalizante de la sección", imprescindible para los cálculos de verificación estructural, consecuentemente resulta;

$$M_n = (k_v q_{vt} + k_h q_h + k_{hp} q_{hp}) r^2 + K_w \gamma r^3$$

En la que:

- q_{vt} es la presión vertical total actuante sobre el caño (cargas del relleno y tránsito).

- q_h es la presión lateral debida al relleno.
- q_{hp} es la reacción lateral puesta de manifiesto para comportamiento del caño como flexible.
- γ es el peso específico del agua.
- r es el radio del caño.
- k_w , k_v , k_h y k_{hp} son coeficientes numéricos que surgen de los cálculos apuntados y que son brindados en tablas por las normas de cálculo y selección de tuberías vigentes en EUROPA, para los distintos materiales de tuberías (normas ISO y normas nacionales europeas).

Con la determinación de los momentos ovalizantes, distribuidos alrededor del perímetro de la tubería, los fabricantes pueden dimensionar las mismas, de acuerdo a las características mecánicas del material con que las fabrican.

Las normas propias de cada material facilitan las ecuaciones que posibilitan determinar el régimen de tensiones, elongaciones y deformaciones, como así también la concreción de las pruebas de control de calidad que en general se resumen en las siguientes:

- Prueba de "Tensión-Elongación"
- Prueba de "Capacidad de Soporte de Carga"
- Prueba de "Deformación"
- Prueba de "Estabilidad"