Critérios de dimensionamento de tubulações flexíveis - caso dos condutos de adução (**)

PAULO FERREIRA (*)

RESUMO

O objetivo deste trabalho é o de estudar o dimensionamento de tubulaçoes dando enfoque especial ao projeto de Adutoras com material flexível.

A teoria exposta é geral permitindo aplicações nos mais diversos setores da Engenharia que, em nossos dias e de maneira crescente, utiliza as tubulações como veículo de transporte econômico para fluidos e suspensões.

A parte inicial procura analisar o problema das cargas externas tal qual foi concebido por A. Marston.

A seguir o trabalho apresenta o estudo desenvolvido por M.G. Spangler e que, através da teoria elástica, calcula as deflexões das tubulaçoes permitindo desta forma a determinação das espessuras das chapas.

Todo um Capítulo é dedicado ao estudo e discussão da fórmula de Iowa, onde se analisou o significado das diferentes constantes que nela aparecem, visando as aplicações em projetos de Engenharia.

Foi estudado o emprego do Método dos Elementos Finitos para a determinação da constante E' do solo. Embora esse método seja extraordinário instrumento que o Engenheiro pode dispôr para elaborações práticas, no que concerne a problemas de tubulações, há necessidade de se procurar melhores condições para sua utilização econômica.

Parte do trabalho foi dedicada aos problemas de dimensionamento das tubulações com tensões combinadas, isto é, considerando-se as pressoes externas e internas atuando simultâneamente, que de um modo geral não são enfatizadas nos projetos de Adutoras.

Explorou-se também neste trabalho um novo ângulo referente ao dimensionamento deste tipo de tubulações com anéis de reforço.

Finalmente, utilizando experiência do projeto do Sistema Adutor Metropolitano de São Paulo, procurou-se fazer algumas aplicações práticas onde é utilizada a teoria exposta.

ABSTRACT

The aim of this dissertation is the study of the structural design of pipelines with special emphasis on water main lines.

It was employed a general theoretical frameworks, allowing for different engeneering purposes which is currently growing in importance, specially when pipelines are used as an economic transport vehicle for fluids and moistures.

The inicial part of this work, seeks to analyse the problem of external loads, as conceived by A. Marston.

Then, it is presented the study developed by M. G. Spangler who calculated the pipelines deflections throught the elastic theory, therefore allowing for the calculation of the wall thickness.

A whole chapter is given to the study and discussion of Iowa's expression, in which it was analysed the significance of different constant included in it aimiing its application to Engineering projects.

It was also studied the use of the Finite Elements Method for the determination of the E' constant of the soil: Even through this method can be considered an extraordinary instrument for practical purposes, it is important to bear in mind that, as far as pipelines problems are concerned, it is necessary to search into better conditions for its economical use.

Some parts of this work were devoted to problems concerning pipelines

(*) Coordenador de projetos do Sistema Adutor Metropolitano SPU/DC da SABESP.
Engenheiro civil pela Escola de Engenharia da Universidade Mackenzie.
Mestre em engenharia pela Escola Politécnica da USP.
Professor adjunto da Escola de Engenharia da Universidade Mackenzie.

(**) Dissertação apresentada à Escola Politécnica da USP para a obtenção do título de Mestre em Engenharia, em 1981.
Orientador: Prof. Dr. Kokei Uehara — Professor Titular do Departamento da Escola Politécnica da USP.

design with combined stresses taking in consideration the external and internal pressures acting simultaneosly which, in general, are not emphasized in the water mains projects.

A new aspect of design of this type of pipeline was explored in this work, that is, the ones with stiffness ring.

Finally it was sought to make some practical use of the S. Paulo's water main line system in which the theory herein exposed was used.

1. INTRODUÇÃO.

Este trabalho foi elaborado para ser a dissertação de Mestrado que ora é apresentada à alta consideração do Departamento de Engenharia Hidráulica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

Procuramos contribuir para o campo do Saneamento Básico, analisando o dimensionamento estrutural de tubulações, dando ênfase especial para as condições que normalmente ocorrem em adutoras projetadas com materiais flexíveis.

No momento atual, atinge superior importância êste campo de estudo: no âmbito mundial, estamos no limiar da Década da Água; no Brasil, o Plano Nacional de Saneamento Básico — Planasa —, é uma realidade inconteste e, embora muito já se tenha feito, há ainda um longo caminho a percorrer no que concerne a absorção e criação de novas tecnologias para o setor.

Nos últimos 10 anos, foram implantados somente na Região Metropolitana de São Paulo, cerca de 200 Km de novas adutoras. Existem planos para implantação de mais ou menos 100 km nos próximos 5 anos.

Em outros Estados do Brasil também se desenvolve um grande esforço para superar o atraso das obras de Saneamento Básico, e, com urbanização sempre crescente, os problemas de adução e distribuição de água sofrerão igual incremento.

Por outro lado, outros setores da Engenharia utilizam cada vez mais, tubulações como veículo de transporte seguro e eficiente para fluidos e suspensões de uma maneira geral; é o caso das tubulações para esgoto, irrigação, minerodutos, oleodutos, gasodutos, e num futuro não muito tardio podemos vislumbrar alcoodutos e transporte de grãos para agricultura.

A teoria aqui apresentada é geral e se aplica a qualquer dos setores acima enumerados, com as particularidades de cada um.

O trabalho procura apresentar a experiência vivida pelo Autor nestes últimos 10 anos no projeto do Sistema Adutor Metropolitano — SAM — de São Paulo.

As teorias de A. Marston e M. G. Spangler embora estivessem disponíveis há cerca de 30 anos, somente foram utilizadas no Brasil em boa parte do seu potencial na década de 1970, e ainda hoje há necessidade da sua racional implementação, e explorar mais adequadamente as suas potencialidades em projetos e obras.

A utilização de tubos de "parede fina" trouxe uma série bastante grande de importantes conseqüências que já se irradiam para outras partes do Brasil.

Podemos mencionar entre outras:

- dispositivos de proteção aos transientes hidráulicos estudados com rigor e critério.
- melhoria no nível dos projetos das adutoras levando-o a um melhor detalhamento inclusive em nível de cadastramento do sub-solo; aprofundamentos da adutora podem acarretar alterações nas espessuras das chapas.
- maior rigor nos métodos construtivos pela utilização de material adequado para o aterro uma vez que êsse material e o grau de compactação participam do dimensionamento estrutural.
- o estudo criterioso dos problemas de corrosão que possam vir a ocorrer nas tubulações.
- novos procedimentos na operação e manutenção das adutoras através de providências preventivas quanto à cavitação e também quanto aos tempos de abertura e fechamento de válvulas.
- padronização de projetos de estruturas singulares favorecendo desta forma o suprimento de materiais.

Finalmente, há sempre que se levar em conta a escassez de recursos que impõe que se elabore melhores projetos e obras.

Neste aspecto, estudos de viabilidade econômica mostram que as tubulações projetadas utilizando as teorias aqui relatadas, conduzem a cerca de 50% menos de material de fabricação dos tubos, e incorpora uma nova e viável metodologia de execução de projetos.

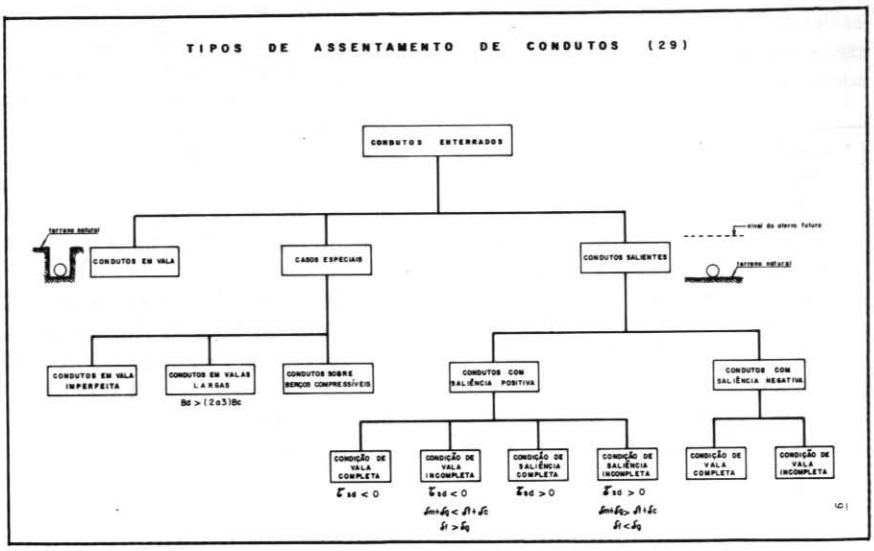
2. OBJETIVO DO TRABALHO

- Avaliar a teoria de Marston para o cálculo das cargas externas atuando sobre tubulações em vala ou em aterro.
- Estudar a fórmula de Spangler aplicada ao cálculo das deflexões de tubulações.
- Discutir o campo de aplicação da fórmula de Iowa, estudando as constantes nela apresentadas principalmente a constante E' — módulo de resistência passiva do solo.
- Apresentar as expressões para o cálculo de tubulações sob o efeito das tensões externas e internas combinadas.
- Enfocar o dimensionamento de tubulações estudando-o sob o ângulo da utilização de anéis de reforço.

3. ESTUDO DAS CARGAS EXTERNAS — CONCEITOS BÁSICOS

O estudo das cargas externas atuando sobre tubulações foi desenvolvido teórica e experimentalmente de forma extensiva por A. Marston (18).

O conceito basilar desta teoria é de que a carga devida ao peso da coluna de terra sobre o tubo enterrado, é modificada pelo efeito de arco através do qual, parte desse peso é transferido para os prismas laterais adjacentes, do que resultará que a carga sobre o tubo pode ser menor do que o peso da coluna de terra atuando sobre ele (29).



Para o desenvolvimento dos estudos há necessidade de se estabelecer algumas definições essenciais.

3.1. – GRAUS DE RIGIDEZ.

Relativamente à rigidez dos condutos, podemos classificá-los nas seguintes categorias: (9).

3.1.1. – Condutos Rígidos.

São aqueles nos quais aparecem sinais de rupturas ou trincas tão logo a deformação de um de seus diâmetros horizontal ou vertical, de sua secção transversal, seja superior a 0,1%.

Ocorrem normalmente com canalizações de concreto armado, ou nos tubos cerâmicos.

3.1.2 – Semi-Rígidos.

São aqueles nos quais aparecem rupturas ou trincas logo que a deformação de um dos diâmetros horizontal ou vertical de sua secção transversal, seja superior a 3%.

Ocorrem normalmente em tubos de ferro fundido.

3.1.3 – Flexíveis.

São aqueles cuja deformação de um dos diâmetros horizontal ou vertical de sua secção transversal pode atingir valores superiores a 3% antes do aparecimento de rupturas.

Tais se compreendem nos tubos corrugados, os de aço e de ferro dúctil.

A classificação assim proposta foi posteriormente, modificada por Spangler (25) que as reduziu às espécies: tubos flexíveis e rígidos; sistematização essa que nos parece mais racional, em função mesmo de estudos desenvolvidos posteriormente por esse mesmo Autor e que resultaram na seguinte proposição: "Condutos derivam sua capacidade de suportar cargas da inerente resistência de cada tubo para resistir pressões externas e da pressão lateral de terra sobre os lados do tubo, a qual causa tensões nos anéis dos tubos na direção oposta à produzidas pela carga vertical".

3.1.4 – Conceito atual de Conduto Rígido

Derivam sua capacidade de suporte predominantemente da sua resistência intrínseca.

3.1.5 – Conceito atual de Conduto Flexível.

Possuem resistência intrínseca relativamente pequena e grande parte da sua capacidade de suportar cargas verticais é derivada das pressões passivas mobilizadas, conforme os lados dos tubos se deslocam contra o terreno.

São claras as implicações destas proposições relativamente ao método construtivo de assentamento de tubulações a ser adotado. Corolário imediato de tal assertiva, exsurge que tubos flexíveis com espessura fina, poderão suportar cargas elevadas. A deformação máxima permissível é especificada considerando-se o revestimento interno.

3.2. CONDIÇÕES DE CONSTRUÇÃO AFETANDO AS CARGAS EXTERNAS.

O tubo poderá ser assentado dentro de uma vala ou em terreno que servirá de base para um aterro. Serão portanto classificados:

3.2.1 – Tubos em vala.

São os assentados em vala relativamente estreita, escavada em solos passivos e não perturbados, a qual posteriormente é aterrada.

Ex.: – Galerias, Interceptores, Adutoras, Gasodutos e outros.

3.2.2 – Tubos Salientes.

São os assentados em terrenos que servem de base a um aterro. Comportam subdivisão, a saber:

3.2.2.1 – Saliência positiva.

É o tubo assentado sobre o terreno que receberá aterro, mas que tem a sua geratriz superior situada acima da cota do terreno natural.

Ex.: – Bueiros de estradas de ferro e rodagem.

3.2.2.2 – Saliência negativa.

É o tubo que assentado sobre o terreno natural, fica com cota da sua geratriz superior, abaixo da cota do terreno natural.

É uma condição bastante favorável, vez que a carga produzida por uma dada altura de aterro é menor do que no tipo saliência positiva.

Ex.: – Bueiros de estradas de ferro.

3.2.3 – Razão de Saliência.

É a relação ρ existente entre a altura vertical medida sobre a superfície do terreno natural (sub-greide), e a geratriz superior do tubo para o seu diâmetro externo B_c.

3.2.3.1 – Saliência completa: – Tubos rígidos em pequena profundidade.

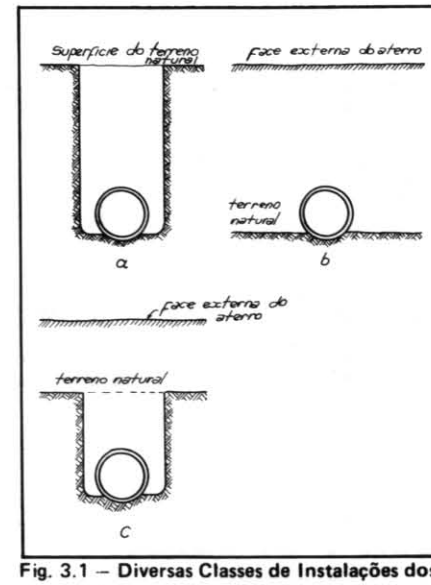


Fig. 3.1 – Diversas Classes de Instalações dos Tubos

a = conduto em vala
b = saliência positiva
c = saliência negativa

Conforme podemos observar na fig. 3.2, a seguir o terreno adjacente ao tubo será uma altura igual a

$$H + \rho \ B_c$$

e recalcará mais que o terreno que está colocado diretamente sobre o tubo.

Desta forma, o atrito que se desenvolve ao longo dos planos verticais tangentes ao tubo, irá produzir uma força que tende a arrastar para baixo o prisma de terra que repousa diretamente sobre ele. Conseqüentemente, haverá aumento da pressao exercida sobre o tubo.

Esta é a situação característica dos tubos rígidos salientes em pequena profundidade, e é definida como saliência completa.

3.2.3.2 – Vala Completa: – Tubos flexíveis.

Sendo porém o tubo flexível, a sua deformação permite que o prisma de terra sobre ele se desloque para baixo, mais que o terreno adjacente. Este fato implica que o terreno adjacente reagirá como as paredes de uma vala, aliviando a carga sobre o tubo.

É a situação característica dos tubos flexíveis salientes na condição de vala completa.

3.2.3.3 – Plano de igual recalque.

Quando a altura do aterro sobre o tubo é grande isto é, $H > H_e$ a diferença entre os recalques de prismas sobre o tubo, e os adjacentes vai diminuindo até se anular em determi-

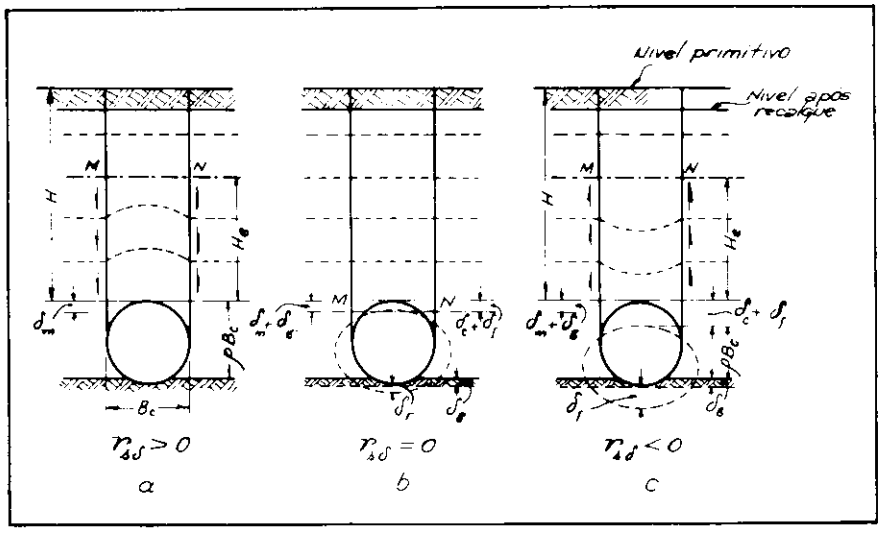


Fig. 3.2 — a = saliência completa
b = transição
c = vala incompleta.

nada altura denominada altura de igual recalque H_e.

Este conceito foi inicialmente demonstrado por Marston (18) e confirmado experimentalmente por Spangler em testes de campo e laboratório (25), (26), (27), (29).

Quando a altura do plano de igual recalque sobre o topo do tubo H_e é menor do que a altura H do aterro o plano de igual recalque é real; quando H_e é maior que H, o plano de igual recalque é imaginário.

A importância do conceito está no fato de que, a partir daquela altura mencionada (H_e) os recalques serão iguais, tanto nos planos sobre o tubo, como nos planos adjacentes a ele. Isto significa que não há intervenção do atrito para aumentar ou diminuir o efeito do aterro sobre o tubo.

É importante sublinhar que a altura de igual recalque, existe tanto para tubos flexíveis quanto rígidos, porém acarreta para um ou outro efeitos diversos.

O atrito entre os prismas de terra sobre o tubo, e os adjacentes só tem influência até a altura de igual recalque.

Desta forma, até a cota H_e, os prismas adjacentes provocarão um aumento da carga relativa ao prisma que está sobre o tubo se este for rígido, e uma diminuição se o tubo for flexível.

A situação dos tubos rígidos conforme indicado na fig. 3.3 é denominada Saliência Incompleta e a da fig. 3.4 é denominada Vala Incompleta.

3.2.4 — Razão de Recalque (9).

Define-se como razão de recalque a expressão:

$$r_{sd} = \frac{(\delta_m + \delta_g) - (\delta_c + \delta_f)}{\delta_m}$$

em que:

δ_m = deformação da camada de aterro adjacente ao tubo, entre a geratriz superior e o nível do subgreide.;

δ_g = recalque do sub-greide sob os prismas de terra adjacentes ao tubo.;

δ_f = recalque do sub-greide sob o tubo.;

δ_c = deformação do diâmetro vertical do tubo.;

3.2.4.1 — Natureza da Razão de Recalque.

A razão de recalque é um valor

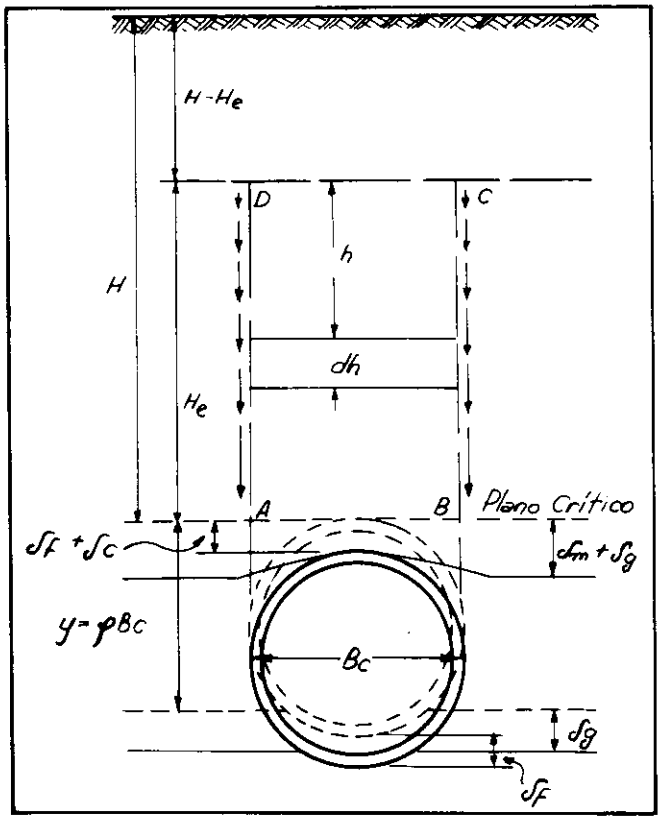


Fig. 3.3 — Recalque Influenciando as Cargas na Condição de Saliência Positiva (Saliência incompleta).

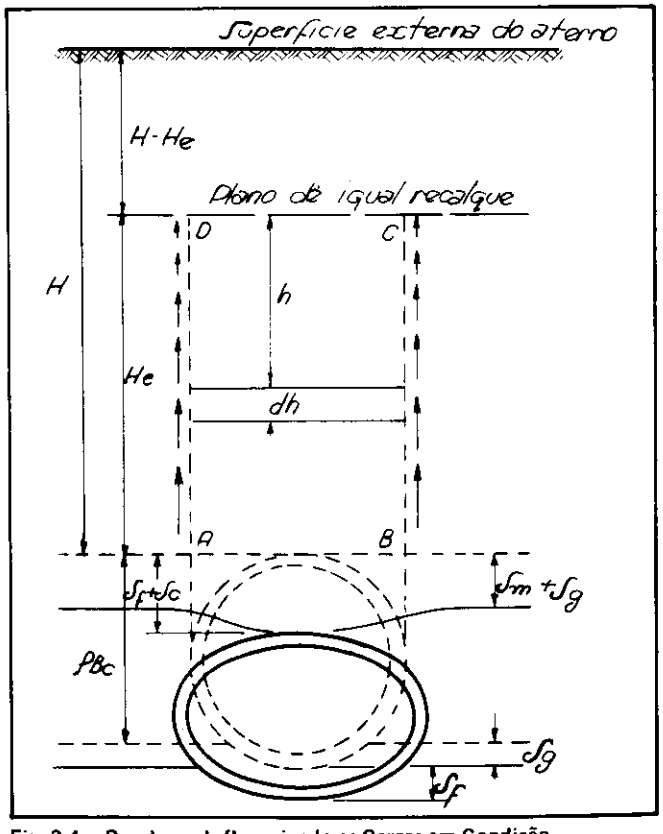


Fig. 3.4 — Recalques Influenciando as Cargas em Condição de Saliência Positiva (Condição de Vala Incompleta).

racional que surge no desenvolvimento da expressão para se determinar as cargas atuantes.

No entanto, é difícil ou quase impossível, se pré-determinar os valores que irão ocorrer num caso específico.

Desta forma, é mais prático considerá-lo como uma quantidade empírica e determiná-la experimentalmente.

Spangler (29) sugere os seguintes valores para projeto.

Condição	τ_{sd}
• Tubos rígidos sobre fundação em rocha ou solo incompressível	+ 1,0
• Tubos rígidos sobre fundação de solo compressível	+ 0,5 a + 0,8
• Tubos rígidos sobre fundação de material compressível da mesma natureza dos prismas adjacentes	0 a + 0,5
• Tubos flexíveis com material de aterro compactado fracamente	- 0,4 a 0
• Tubos flexíveis com material de aterro bem compactado	- 0,2 a + 0,8

3.2.4.2 – Plano Crítico.

Spangler (29) define como plano crítico ao plano que passa sobre a geratriz superior do tubo, quando o aterro está neste nível, isto é, H = 0.

No decorrer da construção do aterro, este plano sofre recalques para baixo. Se ele recalca mais do que a geratriz superior do tubo (fig. 3.3), a razão de recalque é positiva. Portanto, os prismas externos adjacentes se movem para baixo em relação ao prisma sobre o tubo. As forças de atrito no prisma interior estão dirigidas para baixo e a carga resultante na estrutura é maior do que o peso do prisma de solo diretamente sobre o tubo. É a condição de saliência.

Se porém, o plano crítico recalca menos do que o topo do tubo (fig. 3.4) a razão de recalque é negativa; o prisma interior se move para baixo relativamente aos prismas externos e as forças de atrito no prisma interior sao dirigidas para cima. Esta é a chamada condição de vala porque as forças de atrito agem para cima isto é, na mesma direção que no caso dos tubos em vala.

Em resumo:

a) $(\delta_m + \delta_g) > (\delta_c + \delta_f)$ ∴

$\tau_{sd} > 0 \rightarrow$ saliência completa e incompleta

b) $(\delta_m + \delta_g) < (\delta_c + \delta_f)$ ∴

$\tau_{sd} < 0 \rightarrow$ condição de vala completa e incompleta

Quando:

$$\delta_m + \delta_g = \delta_c + \delta_f$$

$\tau_{sd} = 0 \rightarrow$ Condição de transição

então, o recalque do plano crítico é igual tanto no prisma sobre o tubo, como nos adjacentes, o que indica que a carga sobre o tubo é igual ao peso da coluna de solo diretamente sobre ele. Isto ocorre quando o tubo é instalado numa vala estreita e rasa, isto é, a geratriz superior do tubo instalado, está próxima do nível do terreno natural adjacente.

4. ESTUDO DAS CARGAS EXTERNAS VERTICAIS:

Tendo sido estabelecido os conceitos fundamentais conforme as premissas da teoria de Marston, podemos deduzir as expressões para tubos em vala e os salientes.

4.1. – TUBOS EM VALA.

4.1.1. – Dedução da Fórmula de Marston.

Consideraremos um tubo de comprimento unitário assentado numa vala cuja seção transversal é representada na fig. (4.1) a seguir.

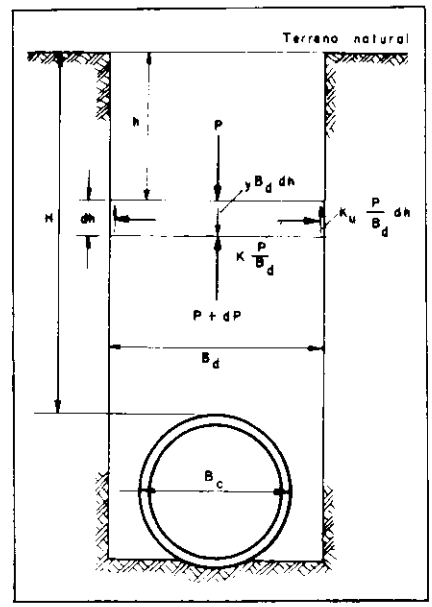


Fig. 4.1 – Esquema de Cargas para Tubos em Vala.

Chamando de P a carga vertical atuando num plano qualquer de uma vala com comprimento unitário e largura B_d, para um incremento de altura dh, o correspondente acréscimo de carga será:

$$-dP = \gamma B_d \cdot dh - 2K\mu' \cdot \frac{P}{B_d} \cdot dh \quad (4.1)$$

onde:

$\gamma B_d \cdot dh$ – é o peso de um prisma elementar de terra com base $B_d \cdot 1$, e altura dh.

$2K\mu' \cdot \frac{P}{B_d} \cdot dh$ – é a componente tangencial do atrito nos dois lados do prisma elementar, isto é, a pressão vertical p/Bd multiplicada pelo coeficiente K resultando a pressão horizontal, multiplicada por μ' para se obter a tensão tangencial, multiplicada por 2.1.dh o que resulta na força tangencial total elementar nas duas superfícies laterais do prisma de altura dh.

Temos então:

$$\frac{dP}{\gamma B_d - 2K\mu' \frac{P}{B_d}} = -dh \quad (4.2)$$

Integrando entre os limites 0 e H, resulta:

$h = 0 \rightarrow P = P_1$

$h = H \rightarrow P = 0$

$$\int_0^{P_1} \frac{dP}{\gamma B_d - 2K\mu' \frac{P}{B_d}} = \int_0^H dh \quad (4.3)$$

$$\left| -\frac{B_d}{2K\mu'} \ln\left\{\gamma B_d - 2K\mu' \frac{P}{B_d}\right\} \right|_0^{P_1} = H \quad (4.4)$$

Então:

$$\frac{B_d}{2K\mu'} \ln \frac{\gamma B_d - 2K\mu' \cdot P_1/B_d}{\gamma B_d} = H$$

Portanto:

$$\ln \frac{\gamma B_d - 2K\mu' P_1/B_d}{\gamma B_d} = -2K\mu' \frac{H}{B_d}$$

$$\frac{\gamma B_d - 2K\mu' P_1/B_d}{\gamma B_d} = e^{-2K\mu' \frac{H}{B_d}}$$

ou:

$$\gamma B_d \left(1 - e^{-2K\mu' \frac{H}{B_d}}\right) = 2K\mu' \frac{P_1}{B_d}$$

de onde vem:

$$P_1 = \gamma \cdot \frac{1 - e^{2K\mu' \frac{H}{B_d}}}{2K\mu'} \cdot B_d^2 \qquad (4.5)$$

chamando-se:

$$\frac{1 - e^{-2K\mu' \frac{H}{B_d}}}{2K\mu'} = C_d \qquad (4.6)$$

podemos escrever

$$P_1 = \gamma C_d \cdot B_d^2 \qquad (4.7)$$

As equações 4.6 e 4.7 foram obtidas por Marston (18) e permitem calcular as cargas que atuam verticalmente sobre tubos enterrados em valas abertas em materiais que não exercem empuxo ativo, independentemente de serem eles rígidos ou flexíveis.

O gráfico da fig. 4.2 permite obter com facilidade o valor do coeficiente C_d para os diversos tipos de solos.

4.1.2 – Limite de Validade da Expressão de Marston para Tubos em Vala.

Conforme explicitado no ítem 3.2.1 a vala deve ser relativamente estreita.

Não é claro no trabalho de Marston o limite de validade da expressão.

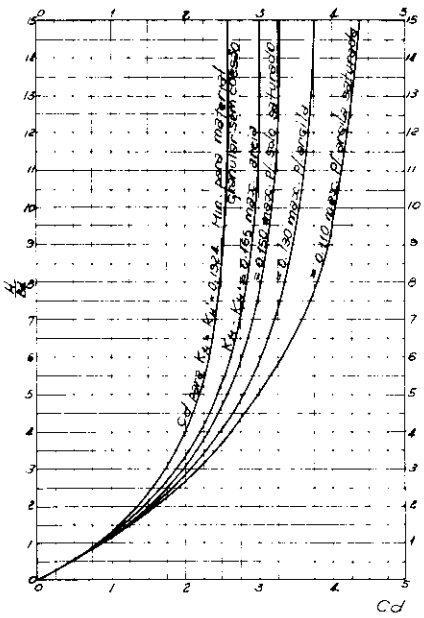


Fig. 4.2 – Ábaco para Cálculo das Cargas sobre Tubos em Vala.

Uma vez que a carga atuando sobre o tubo varia com a 2ª potência da largura da vala (Equação 4.7) é imperativo analisar os limites máximos de largura de vala admissíveis.

Spangler (26) estabelece como validade da expressão de Marston, o valor máximo de 3D, isto é, a vala deverá ter no máximo a largura do triplo do diâmetro do tubo.

Escorel (9) estabelece como valor máximo 1,5D, isto é, metade do valor preconizado por Spangler.

Temos experimentado e utilizado o valor de até 2D que oferece boas condições de construção, sendo certo que até o presente não nos tivesse sido noticiado quaisquer problemas no emprego da valoração ora proposta. Tanto assim que na adutora TGU-Moóca (D = 2,5 m) a largura de vala utilizada é de 4,20 m o que implica em:

$$B_d = 1{,}7\ D$$

4.1.3 – Máxima Carga.

A expressão deduzida por Marston foi posteriormente estudada por Spangler (26) e modificada para o caso de tubos flexíveis para:

$$W_c = C_d \cdot \gamma \cdot B_c \cdot B_d \qquad (4.8)$$

com a condição de que o aterro lateral seja compactado de forma a se ter o mesmo grau de rigidez do tubo, isto é, de tal forma que o aterro e o tubo tenha a mesma resistência à deformação vertical.

O próprio Spangler (29) no entanto, enfatiza que a carga real atuando sobre o tubo varia entre a calculada pela Eq. 4.7 e a Eq. 4.8, dependendo da rigidez da coluna do solo de aterro e a do tubo.

Na prática usual, a eq. 4.8 tem sido utilizada nos tubos flexíveis para aterros com envoltória de areia compactada a 90% da densidade máxima.

4.2 – TUBOS SALIENTES.

Para que se possa determinar o valor da carga atuando sobre o tubo saliente, deveremos especificar quais as condições de assentamento que estão ocorrendo.

Analisaremos as condições mais comuns, quais sejam: as de vala completa e as de saliência completa.

As condições de vala completa ocorre para tubos flexíveis onde se tem:

$$\delta_m + \delta_g < \delta_c + \delta_f$$

portanto:

$$T_{sd} < 0$$

A condição de saliência completa ocorre para tubos rígidos sob aterros de pequena altura e onde se tem:

$$\delta_m + \delta_g > \delta_f \quad \text{e portanto}$$

$$T_{sd} > 0$$

Tais condições foram definidas e estudadas nos ítens 3.2.3.1 e 3.2.3.2.

4.2.1 – Equação das Cargas-Saliência Completa e Vala Completa ($H < H_e$) (Figs. 3.3 e 3.4).

Chamando de P a carga vertical por unidade de comprimento, agindo num plano horizontal qualquer, para um acréscimo de altura dh teremos:

$$-dP = \gamma B_c \cdot dh \pm 2K\mu \frac{P}{B_c} \cdot dh$$

Ao sinal + corresponde a condição de saliência completa.

Ao sinal - corresponde a situação de vala completa

μ = coeficiente de atrito interno entre as paredes dos prismas de solo interno e externo.

Intergrando a equação 4.9 da mesma forma como o foi a equação 4.1, obteremos:

$$P_1 = \gamma C_c \cdot B_c^2 \qquad (4.10)$$

onde:

$$C_c = \frac{e^{\pm 2K\mu \frac{H}{B_c}} - 1}{\pm 2K\mu} \qquad (4.11)$$

Marston calculou o coeficiente C_c para os diversos tipos de solo.

4.2.2 – Equação das Cargas-Saliência Incompleta e Vala Incompleta. $H > H_e$

As expressões 4.10 e 4.11 deduzidas anteriormente pressupõe que os prismas externos não exerçam empuxos ativos contra o prisma interno.

Analisando o esquema da figura 3.4 a força dP por unidade de comprimento do tubo, devida à altura de aterro dh, será:

$$dP = \gamma_1 B_c \cdot dh - \gamma_1 (H - h) K\mu \cdot 2d\,h \qquad (4.12)$$

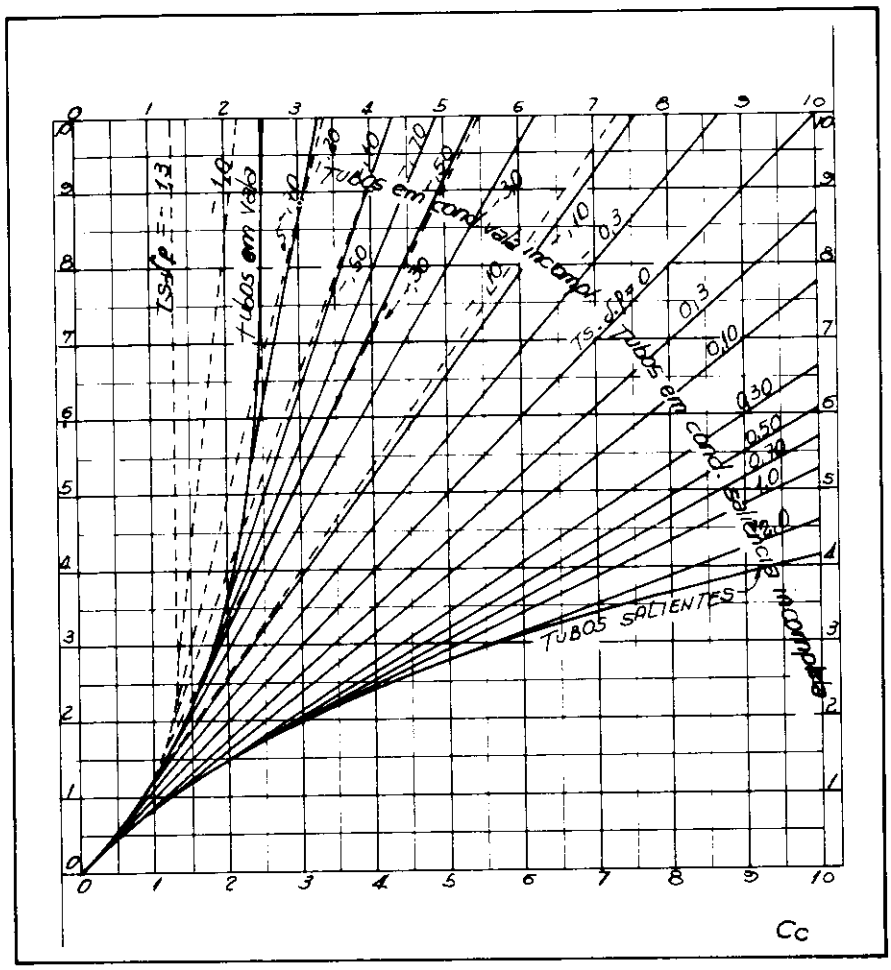


Fig. 4.3 – Ábaco para Cálculo das Cargas em Tubos Salientes (Linhas tracejadas se referem a materiais que exercem empuxo ativo).

O segundo termo da equação é a componente negativa da força de atrito a saber: Pressão ativa da terra na profundidade (H - h) isto é, γ (H - h) K, multiplicada pelo coeficiente de atrito interno μ para se obter a tensão tangencial, multiplicada pelas duas superfícies laterais (1 · dh).

Assim poderemos reescrever a equação 4.12

$$dP = \gamma B_c \left| 1 - \frac{2K}{B_c}(H-h) \right| dh$$

Integrando-a temos:

$h = 0 \rightarrow P = 0$

$h = H \rightarrow P = P_1$

$$P_1 = \gamma B_c \left| H - \frac{2K\mu}{B_c}\left(H^2 - \frac{H^2}{2}\right) \right|$$

ou então:

$$P_1 = \gamma B_c^2 \left| \frac{H}{B_c} K\mu \left(\frac{H}{B_c}\right)^2 \right| \qquad (4.13)$$

Fazendo-se:

$$C_c = \frac{H}{Bc} - K\mu \left(\frac{H}{Bc}\right)^2 \qquad (4.14)$$

É importante observar que as equações 4.10, 4.11 e 4.13, são válidas somente até

$$H = H_e$$

isto é, até o nível de igual recalque.

A fig. 4.3 oferece condições para a determinação do coeficiente C_c.

4.2.2.1 – Determinação de H_e.

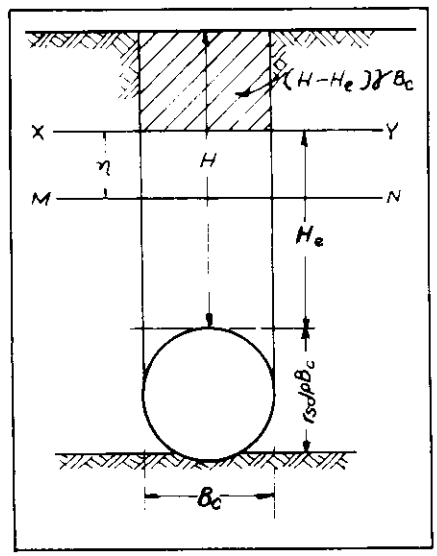


Fig. 4.4

Para a correta aplicação da teoria de Marston para tubos salientes, é fundamental determinar-se a altura de igual recalque.

Se tivermos um tubo, rígido ou flexível, com uma saliência igual a:

$$T_{sd} \cdot \rho B_c$$

suportando uma altura de terra $H > H_e$, o peso $(H - H_e)\gamma$ do prisma de terra de base unitária, produzirá recalques iguais tanto no prisma sobre o tubo de altura H_e, quanto nos adjacentes de altura $H_e + T_{sd} \cdot \rho B_c$.

Admitindo o aterro homogêneo em toda altura com módulo de elasticidade igual a E e supondo aplicável a lei de Hooke o recalque unitário será:

$$\frac{(H - H_e)\gamma}{E}$$

Para uma altura $H_e + T_{sd} \cdot \rho B_c$ dos prismas adjacentes o recalque total desses prismas será:

$$\frac{(H - H_e)\gamma}{E}(H_e + T_{sd} \cdot \rho B_c) \qquad (4.15)$$

Para se calcular o recalque do prisma sobre o tubo devido ao peso $(H - H_e)\gamma$ desse prisma de base unitária acima do nível de igual recalque, chamemos de P' a força que esse prisma exerce sobre o plano M-N de profundidade η e teremos:

$$dP' = \pm 2K\mu \frac{P'}{B_c} d\eta$$

Para saliência incompleta usa-se + e para vala incompleta usa-se - .

$$\frac{dP'}{P'} = \pm \frac{2K\mu}{B_c} \cdot d\eta$$

Para $\eta = 0 \rightarrow P' = (H - H_e)\gamma B_c$

Integrando:

$$\ln \frac{P'}{(H - H_e)\gamma B_c} = \pm 2K\mu \frac{\eta}{B_c}$$

$$P' = (H - H_e)\gamma B_c \cdot e^{\pm 2K\mu \frac{\eta}{B_c}} \qquad (4.16)$$

Por unidade de superfície o plano MN a pressão será: $\frac{P'}{B_c}$ e o recalque por unidade de comprimento será: $\frac{P'}{B_c \cdot E}$ e, para uma altura η o recalque elementar será:

$$\frac{P'}{B_c \cdot E} \cdot d\eta$$

Para a altura H_e sobre o tubo, o recalque total será:

$$\frac{1}{E}\int_0^{H_e} \frac{P'}{B_c} \cdot d\eta$$

Substituindo p' pelo dado na equação 4.16

$$\frac{1}{E}\int_0^{H_e} \frac{P'}{B_c} \cdot d\eta = \frac{1}{E}\int_0^{H_e} (H - H_e)\gamma$$

$$e^{\pm 2K\mu \frac{\eta}{B_c}} \cdot d\eta = \frac{(H - H_e)\gamma\ B_c}{\pm 2K\mu\ E}$$

$$\int_0^{H_e} \pm \frac{2K\mu}{B_c} e^{\pm 2K\mu \frac{\eta}{B_c}} \cdot d\eta =$$

$$= \frac{(H - H_e)\gamma\ B_c}{\pm 2K\mu\ E}\left[e^{\pm 2K\mu \frac{H_e}{B_c}} - 1\right] \qquad (4.17)$$

É condição fundamental que os recalques do prisma sobre o tubo sejam iguais aos recalques nos prismas adjacentes, isto é, igualando-se as equações 4.15 e 4.17 obteremos:

$$H_e + \tau_{sd}\ \rho\ B_c = \frac{B_c}{\pm 2K\mu}\left[e^{\pm 2K\mu \frac{H_e}{B_c}} - 1\right]$$

ou seja:

$$e^{\pm 2K\mu \frac{H_e}{B_c}} = 2K\mu \frac{H_e}{B_c} \pm 2K\mu\ \tau_{sd}\ \rho + 1 \qquad (4.18)$$

Escorel (9) resolveu graficamente esta equação fazendo:

$$x = \frac{H_e}{B_c} \qquad (4.19)$$

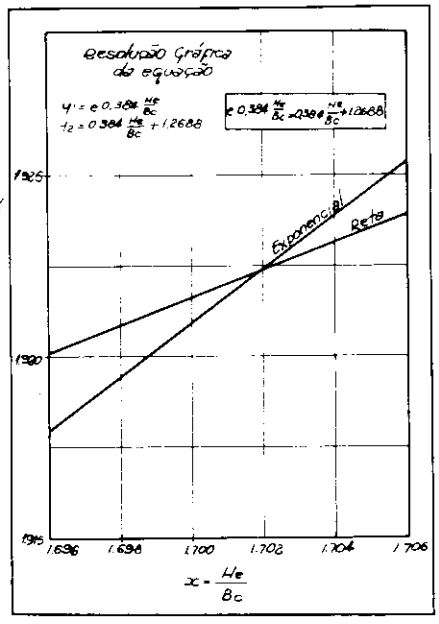
teremos então as curvas:

$$y_1 = e^{2K\mu x} \qquad (4.20)$$

$$y_2 = 2K\mu x - 2K\mu\ \tau_{sd}\ \rho + 1$$

O ponto de intersecção dessas curvas nos fornece H_e.

A figura 4.5 resolve a equação para $K\mu = 0{,}192$ e $\tau_{sd} = 0{,}7$ *.



* Ou por via numérica aplicando-se o método de Nilton-Raphson.

É interessante notar que se houver empuxo ativo do material dos prismas adjacentes, sobre o material do prisma interno, a expressão de dP se modifica para a situação de vala incompleta:

$$d\ P' = -2K\mu\gamma\ (H - H_e)\ d\eta \qquad (4.21)$$

Integrando teremos:

$$\eta = 0 \rightarrow P'\ (H - H_e)\gamma\ B_c$$

para $\eta \geqslant 0$ virá:

$$P' - (H - H_e)\gamma\ B_c = -2K\mu\gamma(H - H_e)\eta$$

$$P' = (H - H_e)\gamma\ B_c - 2K\mu\gamma(H - H_e)\eta$$

O recalque total para a altura H_e será:

$$\int_0^{H_e} \frac{P'}{E\ B_c} \cdot d\eta = \frac{1}{E}\Big|\ (H - H_e)\ H_e\gamma - K\mu\gamma\ (H - H_e)\ \frac{H_e^2}{B_c} \qquad (4.23)$$

Igualando-se 4.15 com 4.23 obtemos:

$$(H - H_e)\gamma\ (H_e + \tau_{sd}\ .\ \rho\ B_c) =$$

$$= (H - H_e)\ H_e\gamma - K\mu\gamma - (H - H_e)\ \frac{H_e^2}{B_c}$$

ou:

$$\tau_{sd}\ \rho\ B_c = K\mu \frac{H_e^2}{B_c}$$

$$H_e = \sqrt{\frac{-\tau_{sd} \cdot \rho}{K\mu}}$$

Esta expressão permite o cálculo da altura de igual recalque H_e quando $\tau_{sd} < 0$ (vala incompleta) e quando há empuxo ativo.

Conhecendo-se a altura de igual recalque H_e, pode-se calcular a carga atuando sobre um tubo causada por aterro cuja altura seja maior que H_e. Procede-se da seguinte forma:

a) Calcula-se as cargas utilizando as equações 4.10, 4.11 ou 4.13. válidas para $H = H_e$

b) Acrescenta-se ao valor encontrado a carga conforme determinada pela equação 4.16 ou 4.22 para $\eta = H_e$.

Uniformisando o aspecto das equações podemos fazer:

- Vala e saliência incompleta sem empuxo ativo:

$$C_c = \frac{e^{\pm 2K\mu \frac{H_e}{B_c}} - 1}{\pm 2K\mu} + \left(\frac{H}{B_c} - \frac{H_e}{B_c}\right) e^{\pm 2K\mu \frac{H_e}{B_c}} \qquad (4.25)$$

- Vala incompleta com empuxo ativo

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

ou ainda:

$$C_c = \frac{H}{B_c}\left(1 - 2K\mu \frac{H_e}{B_c}\right) + K\mu\left(\frac{H_e}{B_c}\right)^2 \qquad (4.26)$$

Spangler faz interessante afirmação para se utilizar os gráficos elaborados (26).

"Marston mostrou que a variação da carga em tubos salientes é relativamente pequena para grandes variações do coeficiente de atrito do material

de aterro. Por exemplo, quando este coeficiente varia de 0,3 a 1,0 correspondendo a ângulos de atrito de 17º a 45º o produto $K\mu$ varia de 0,17 até 0,1924, retornando a 0,17.

Como a carga é dependente do produto $K\mu$ e não somente de μ, o valor $K\mu = 0{,}19$ pode ser escolhido como valor seguro de projeto para a maior parte das aplicações práticas para cálculo das cargas em tubos salientes".

4.3 CONDUTOS ASSENTADOS EM VALAS LARGAS.

Conforme mencionado no ítem 4.1.2 as expressões deduzidas por Marston tem validade para valas realtivamente estreitas.

Na prática ocorrem situações em que tal limite não pode ser obedecido. Um caso típico é o assentamento de adutoras em áreas urbanas com grande intensidade de interferências do sub-solo, o que obriga a um alargamento da vala. Neste caso, a equação das cargas

$$P = C_d \cdot \gamma\, B_d^{\,2}$$

induz-nos a uma proporcionalidade entre a largura e a carga do tubo. Assim, tanto maior será a carga quanto maior for a largura da vala.

Evidentemente deverá haver um limite de valor de largura de vala a partir do qual, os prismas adjacentes não mais afetam as cargas sobre o tubo.

Estudos de Schilick (Loads on Pipe in Wide Ditches — Bul. 108 — Iowa Engeneering Experimental Station, 1932) indicaram que nesse caso, é seguro calcular-se a carga através da expressão de saliência positiva, isto é:

$$P = C_c \cdot \gamma \cdot B_c^{\,2}$$

Este fato indica que conforme aumenta a largura da vala, outros fatores permanecem constantes, ou melhor: a carga em tubos rígidos cresce de acordo com a teoria dos tubos em vala, até que a carga seja igual à carga que calcularíamos através da teoria de tubos salientes.

A largura de vala onde ocorre esta igualdade é chamada Largura de Transição. Para valas mais largas, a carga se manterá constante qualquer que seja esta largura.

O ábaco a seguir fig. 4.6 possibilita o cálculo desta condição.

A relação Bd/Bc que permite calcular a carga nos tubos rígidos, é igual tanto para tubos em vala como salientes.

Para valores menores que Bd/Bc daqueles que aparecem no ábaco, a carga sobre o tubo pode ser determinada pela teoria dos tubos em vala.

Para valores maiores deve ser usada a teoria dos tubos salientes.

A dificuldade consiste em se determinar um adequado valor $\tau_{sd}\,\rho$ produto da razão de recalque pela razão de saliência, que se possa aplicar ao conceito de largura de transição. Na ausência de informação mais adequada, Spangler (29) recomenda a utilização da curva $\tau_{sd} = 0{,}5$.

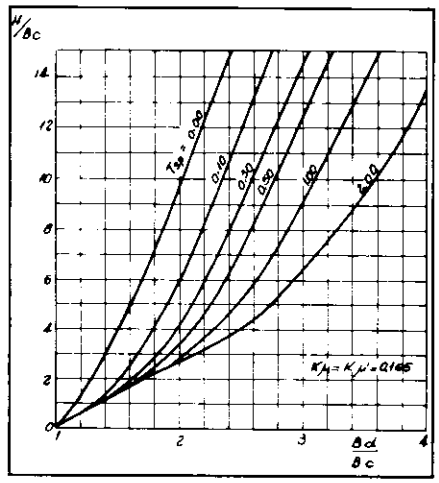


Fig. 4.6

5. CARGAS DINÂMICAS.

Há um consenso na literatura quanto a utilização da teoria de Boussinesq para cálculo das sobrecargas dinâmicas sobre condutos.

Marston (18) enfatisa a utilização da fórmula:

$$W_t = \frac{1}{A} \cdot I_c \cdot C_t \cdot P \qquad (5.1)$$

onde:

W_t = carga média distribuída por unidade de comprimento devida ao trem tipo (ton/m).

I_c = coeficiente de impacto.

C_t = coeficiente de carga.

P = carga concentrada devida ao trem tipo (ton).

A = comprimento da seção do conduto onde a carga dinâmica é computada (m).

O coeficiente de impacto I_c obtido experimentalmente, varia entre 1,5 e 2,0 (29). Tem sido observado que ele independe do valor do recobrimento sobre a tubulação.

O coeficiente de carga C_t depende do comprimento e da largura da seção do conduto bem como da altura do recobrimento.

Ele é avaliado através dos conceitos da teoria de Boussinesq, e determinado pelo método de Newmark de integração das equações de Boussinesq.

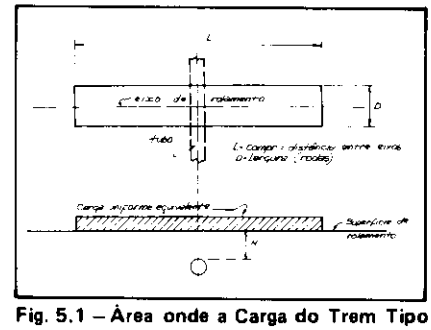


Fig. 5.1 — Área onde a Carga do Trem Tipo é Assumida com Uniformemente Distribuída.

É interessante notar que a literatura Russa (33) somente considera o efeito das cargas dinâmicas quando o recobrimento é inferior a 0,7 m.

Na experiência brasileira e no caso particular de São Paulo onde para adutoras há a exigência municipal de recobrimento mínimo de 1,50 m, o efeito das cargas dinâmicas, embora considerado no cálculo do projeto, apresenta valores desprezíveis.

Não obstante, esse valor deve sempre ser considerado principalmente no

D/2H	L/2H													
	.1	.2	.3	.4	.5	.6	.7	.8	.9	1.0	1.2	1.5	2.0	5.0
.1	.019	.037	.053	.067	.079	.089	.097	.103	.108	.112	.117	.121	.124	.128
.2	.037	.072	.103	.131	.155	.174	.189	.202	.211	.219	.229	.238	.244	.248
.3	.053	.103	.149	.190	.224	.252	.274	.292	.306	.318	.333	.345	.355	.360
.4	.067	.131	.190	.241	.284	.320	.349	.373	.391	.405	.425	.440	.454	.460
.5	.079	.155	.224	.284	.336	.379	.414	.441	.463	.481	.505	.525	.540	.548
.6	.089	.174	.252	.320	.379	.428	.467	.499	.524	.544	.572	.596	.613	.624
.7	.097	.189	.274	.349	.414	.467	.511	.546	.574	.597	.628	.650	.674	.698
.8	.103	.202	.292	.373	.441	.499	.546	.584	.615	.639	.674	.703	.725	.740
.9	.108	.211	.306	.391	.463	.524	.574	.615	.647	.673	.711	.742	.766	.784
1.0	.112	.219	.318	.405	.481	.544	.597	.639	.673	.701	.740	.774	.800	.816
1.2	.117	.229	.333	.425	.505	.572	.628	.674	.711	.740	.783	.820	.849	.866
1.5	.121	.238	.345	.440	.525	.596	.650	.703	.742	.774	.820	.861	.894	.916
2.0	.124	.244	.355	.454	.540	.613	.674	.725	.760	.800	.849	.894	.930	.956

Fig. 5.2 — Coeficiente para Solução da Equação de Boussinesq (Newmark).

cálculo de condutos enterrados em aeroportos.

6. DEFORMAÇÃO E FLEXÃO PARA CONDUTOS FLEXÍVEIS SOB A AÇÃO DE CARGAS EXTERNAS.

6.1 – INTRODUÇÃO.

Os tubos flexíveis, conforme definido anteriormente, derivam sua capacidade de suportar cargas, da condição intrínseca de cada tubo para resistir pressões externas e das pressões laterais do solo que eles mobilizam, as quais causam tensões nos anéis dos condutos em direções opostas às causadas pelas cargas verticais, e portanto ajudam aos condutos a suportar cargas verticais.

Nos tubos rígidos tal não acontece. Os esforços são absorvidos unicamente pela resistência intrínseca do material de que ele é feito. Os lados do tubo não se deformam o suficiente para mobilizar tensões passivas do aterro lateral.

Desta forma, aos primeiros carregamentos o tubo se deformará na direçao do diâmetro vertical diminuindo-o, e em conseqüência o diâmetro horizontal irá aumentar.

O movimento do diâmetro horizontal contra lados do terreno mobiliza pressões passivas do terreno, agindo horizontalmente contra o tubo; o que significa uma resistência à deformação do tubo.

Nesta seqüência, à medida que o aterro sobre o tubo aumenta, há em correspondência à diminuição do diâmetro vertical, mobilização de pressões passivas cada vez maiores; este fenômeno prossegue e o topo do tubo vai se horizontalizando, a partir do que, qualquer carga adicional inverte a curvatura do topo do tubo, tornando-a côncava para cima. Os lados do tubo voltam-se para dentro, deixando portanto de trabalhar contra o terreno, e sendo as pressões passivas, elas não acompanham os movimentos dos lados do tubo para dentro. É o início do colapso.

Não haverá ruptura ou flambagem do material do anel, mas certamente ele estará tracionado além do seu limite elástico.

Portanto, o fundamento da teoria de Spangler para o projeto estrutural de tubos flexíveis, está em procurar determinar uma expressão para predizer as deflexões dos tubos, em função das condições de execução.

6.2 – DEDUÇÃO DA EXPRESSÃO DE SPANGLER.

6.2.1 – Deflexões Horizontais e Verticais.

Da teoria elástica aplicada a anéis delgados temos: (Fig. 6.1):

$$\frac{1}{\rho} - \frac{1}{r} = \frac{M}{E\,I} \qquad (6.1)$$

onde:

ρ = raio de curvatura do anel carregado.

r = raio do anel sem carregamento.

$\frac{1}{\rho} - \frac{1}{r}$ = variação do inverso do raio de curvatura resultante do carregamento.

M = momento fletor em qualquer secção do anel.

E = módulo de elasticidade do material de que é feito o anel.

I = momento de inércia da seção transversal da parede do tubo.

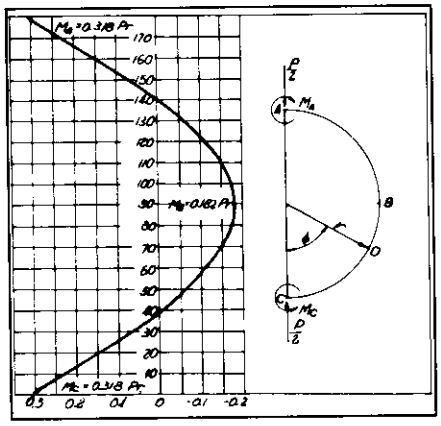


Fig. 6.1 – Diagrama de Momentos para Anel Carregado na Geratriz Inferior e Superior.

Pelas relações trigonométricas podemos escrever:

$$\frac{1}{\rho} - \frac{1}{r} = \frac{d\theta}{ds} \qquad (6.2)$$

onde:

$d\theta$ = ângulo através do qual uma seção normal à curva do anel elástico, gira quando o anel é carregado.

ds = comprimento do arco dentro do qual $d\theta$ ocorre.

Então:

$$\frac{d\theta}{ds} = \frac{M}{E\,I} \qquad (6.3)$$

$$ds = \rho\, d\,\emptyset$$

Como:

$\emptyset$ – é o ângulo entre o eixo vertical e o raio no ponto considerado.

E, verificando que a diferença entre ρ e r é muito pequena de tal forma que se pode fazer:

$$ds = r\, d\,\emptyset$$

$$\frac{d\theta}{d\emptyset} = \frac{r\,M}{E\,I} \qquad (6.4)$$

$\frac{d\theta}{d\emptyset}$ representa o valor das mudanças do deslocamento angular de uma seção normal relativamente ao ângulo vertical $\emptyset$.

Quando as cargas externas no anel são simétricas em relação ao eixo vertical, a seção normal no topo superior e no inferior do anel, permanecerá vertical independente, da característica e da grandeza dos deslocamentos angulares dos pontos intermediários, e, a soma de todos os deslocamentos elementares será igual a zero conforme $\emptyset$ varie de 0 a π.

Ou seja:

$$\frac{r}{E\,I} \int_0^{\pi} M\, d\,\emptyset = 0 \qquad (6.5)$$

ou ainda:

$$\int_0^{\pi} M\, d\,\emptyset = 0 \qquad (6.6)$$

O momento e as reações resultantes de qualquer sistema de cargas simétrico em relação ao eixo vertical podem ser obtidos pela equação 6.6, tanto para os pontos na geratriz superior como na inferior do anel. Se o sistema não for simétrico, a equação 6.6 deverá ser integrada entre os limites $0 - 2\pi$.

Para o cálculo de deflexões horizontal e vertical em qualquer ponto, supõe-se que o ponto considerado é livre para se movimentar com respeito a qualquer outro ponto.

O deslocamento de um ponto intermediário é produto do momento neste ponto pela ordenada medida perpendicularmente ao suposto deslocamento.

Assim, na fig. 6.1 se o ponto A é considerado como fixo e o ponto C se move livremente, a ordenada de um ponto D qualquer, é medida pela distância vertical entre C e D que é igual a:

$r\ (1 - \cos \emptyset)$.

Quando D coincide com o ponto B, isto é, no ponto médio entre A e C, o deslocamento horizontal de B relativo a A é dado por:

deslocamento horizontal =

$$= \frac{r}{E\,I} \int_0^{\pi/2} M\, r\, (1 - \cos \emptyset)\, d\, \emptyset \qquad (6.7)$$

Quando o anel é carregado simetricamente em relação ao eixo vertical, e quando o ponto B se desloca até o ponto médio entre A e C, o deslocamento horizontal de B é igual à metade da deflexão horizontal total do anel do tubo.

Esta deflexão será pois:

$$\Delta x = \frac{2r^2}{E\,I} \int_0^{\pi/2} M\,(1 - \cos \emptyset)\, d\, \emptyset \qquad (6.8)$$

Esta equação 6.8 é válida para qualquer tipo de carregamento. Se a carga é simétrica em relação ao eixo horizontal, a seção transversal normal aos lados do conduto ($\emptyset = \pi/2$) não terá rotação (em relação às suas posições sem carregamentos), e as tangentes aos lados do tubo permanecerão verticais quando a carga é aplicada.

Nestas condições, a equação 6.8 pode ser simplificada para:

$$\int_0^{\pi/2} M\, d\, \emptyset = 0 \qquad (6.9)$$

e numericamente teremos:

$$\Delta x = \frac{2r^2}{E\,I} \int_0^{\pi/2} M \cos \emptyset\, d\, \emptyset \qquad (6.10)$$

Analogamente, o deslocamento vertical de C em relação a A, isto é, a deflexão vertical será:

$$\Delta y = \frac{r^2}{E\,I} \int_0^{\pi} M \operatorname{sen} \emptyset\, d\, \emptyset \qquad (6.11)$$

As equações 6.10 e 6.11, são as equações que permitem os cálculos de deflexões horizontais e verticais. Para sua aplicação prática, há necessidade da sua integração.

6.2.2 — Fator de Rigidez.

Da integração da equação 6.6

$$\int_0^{\pi} M\, d\, \emptyset = 0$$

resulta para as cargas aplicadas verticalmente em pontos simétricos do anel, os momentos na geratriz superior e inferior:

$$M_A = M_C = 0{,}318\ P.r \qquad (6.12)$$

e no ponto médio:

$$M_B = 0{,}182\ P.r \qquad (6.13)$$

onde:

P = carga aplicada

r = raio médio do conduto

As deflexões Δx e Δy resultam então:

$$\Delta y = 0{,}149\ \frac{Pr^3}{E\,I} \qquad (6.14)$$

$$\Delta x = 0{,}136\ \frac{Pr^3}{E\,I} \qquad (6.15)$$

Spangler (29) define como fator de rigidez as relações:

$$E\,I = 0{,}149\ \frac{Pr^3}{\Delta y} \qquad (6.16)$$

$$E\,I = 0{,}136\ \frac{Pr^3}{\Delta x} \qquad (6.17)$$

Estas relações permitem calcular o fator de rigidez através do teste de 3 cutelos. P é a carga que se aplica no teste, Δx e Δy, as deflexões medidas.

Da análise destas expressões verifica-se que na aplicação da teoria elástica aos anéis circulares fechados, a hipótese feita é a de que o raio de curvatura do anel carregado é aproximadamente igual ao raio da curvatura do anel sem carregamento. Isto implicou em que se substituísse r por ρ na equação 6.4.

Quando se trata de tubos rígidos, esta hipótese é facilmente aceita, porém para tubos flexíveis onde as deflexões e as variações do raio de curvatura são relativamente grandes, existe dúvida quanto a validade desta hipótese.

Spangler (25) através de extensivos ensaios de laboratório concluiu que a teoria dos anéis elásticos é aplicável aos tubos de aço quando submetidos ao ensaio de 3 cutelos.

6.2.3 — Expressão da Deflexão: Fórmula de Spangler — (Hipótese de Carga de Aterro).

Spangler (25) enfatisou o caráter experimental dos trabalhos desenvolvidos na Universidade de Iowa durante mais de 30 anos que levou entre outras, às seguintes conclusões:

"O aterro sobre condutos salientes produz cargas verticais na estrutura — de acordo com a Teoria de Marston — e esta carga é aproximadamente uniformemente distribuída sobre um plano horizontal no topo do conduto, com a largura igual ao diâmetro do conduto independentemente da forma do conduto".

"No caso de conduto circulares, a reação vertical na parte inferior do tubo, se distribui em uma largura menor do que o diâmetro do tubo, dependendo assim do berço de apoio da tubulação, e do fato de o tubo ser rígido ou flexível.

A reação com tubos rígidos, que é a pressão passiva, tenderá a ser maior próxima do centro do tubo.

Com tubos flexíveis esta tendência é neutralisada pela relativamente grande deflexão do tubo, que achata a distribuição de esforço no berço, aumenta a reação próxima aos apoios, e fornece uma distribuição de pressões mais uniforme sobre a largura do berço".

"Pouca informação tem sido publicada sobre as pressões que se desenvolvem nos lados dos tubos flexíveis quando o tubo deflete e se desloca contra o aterro lateral. Pela teoria de Rankine das pressões laterais de terra, o valor limite da relação entre a pressão passiva horizontal e a pressão vertical na qual um solo granular sem coesão pode desenvolver, tem sido mostrado ser igual à reciproca do índice da pressão vertical ativa. Assim, de acordo com essa teoria, quando a pressão ativa é aproximadamente 1/3 da pressão vertical, o limite da pressão passiva seria 3 vezes a pressão vertical ou 9 vezes a pressão lateral ativa."

Ainda segundo Spangler (25), essa teoria não dá indícios do valor do deslocamento necessário para desenvolver o valor total limite da pressão passiva. Embora a melhor relação de Rankine, estabeleça um valor limite da pressão passiva para solos sem coesão, ela não pode ser usada para designar valores específicos da pressão passiva para definir movimentos ou deflexões do tubo.

Spangler elaborou uma série de testes de laboratório e de campo com a finalidade de determinar as relações entre o movimento da tubulação contra o terreno, e as pressões passivas mobilizadas.

E concluiu, sumarisando (25):

a) a grandeza da pressão desenvolvida em resposta ao movimento para fora dos lados

do tubo, é função da compactação do material de aterro.

b) a relação da pressão horizontal pelo diâmetro horizontal, mostrou-se praticamente constante independentemente da altura do aterro.

c) como a mudança no diâmetro horizontal do tubo é igual à soma dos deslocamentos horizontais contra os lados do aterro nas extremidades do diâmetro horizontal, pode-se formular a hipotese de que, conforme o aterro é colocado sobre um tubo flexível, a pressão horizontal no tubo em qualquer ponto produz uma relação quase constante do movimento horizontal do ponto.

Esta relação constante tem sido chamada de Módulo de Pressão Passiva do material de aterro e pode ser expressa em unidades de pressão por unidade de deslocamento.

Desta forma, com base nesta hipótese, se o movimento de qualquer ponto do anel é conhecido, a distribuição das pressões laterais no tubo pode ser determinada multiplicando o movimento do ponto por este módulo.

Para moderadas deflexões, cerca de 5 a 6% do diâmetro nominal, o comprimento do círculo original e da elipse após o carregamento pode ser considerado o mesmo.

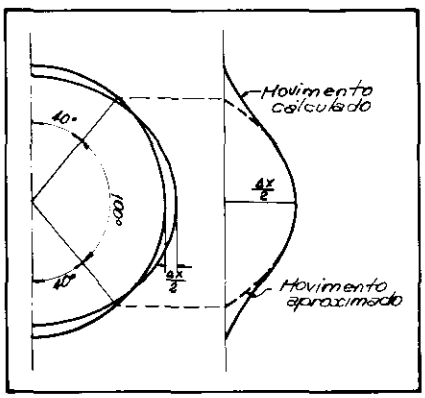


Fig. 6.2 — Movimento Horizontal dos Lados do Anel Circular Quando se Deforma Elipticamente.

Com base nas hipóteses acima pode-se calcular o deslocamento horizontal de qualquer ponto na periferia do tubo conforme este se deforme para uma elipse.

O lugar geométrico dos deslocamentos horizontais de todos os pontos de uma metade do círculo é a WITCH-CURVE (fig. 6.2). No entanto, desde que o deslocamento dos pontos colocados na geratriz inferior e superior do tubo num arco de círculo de 40° é pequeno, podemos considerar sem sérios erros uma curva parabólica mais simples, envolvendo somente a parte correspondente a um arco de 100° do semi-círculo.

A maior unidade de pressão irá ocorrer nas extremidades do diâmetro horizontal e será igual ao produto do módulo da pressão passiva do material de aterro pela metade da deflexão horizontal do tubo.

A distribuição de pressões em volta do tubo flexível determinada de acordo com as hipóteses acima é a da fig. 6.3.

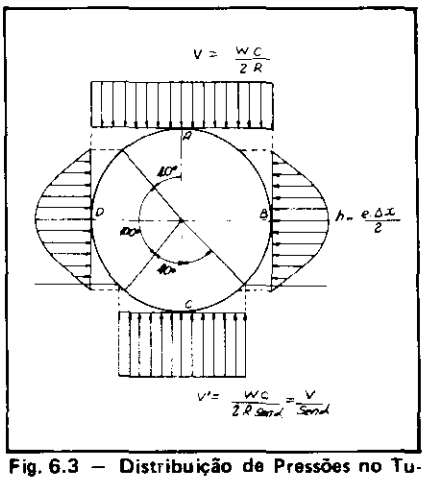


Fig. 6.3 — Distribuição de Pressões no Tubo Flexível Quando Submetido à Carga de Aterro.

6.2.4 — Cálculo dos Momentos Fletores.

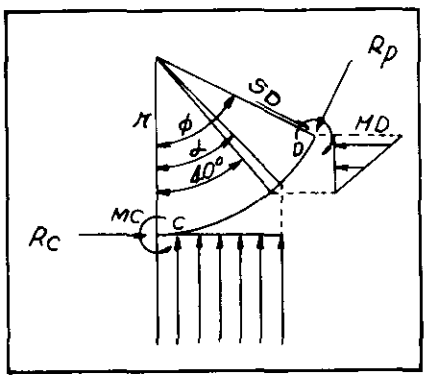


Fig. 6.4 — Diagrama de Fôrças Atuando Num Segmento de Tubo

Adotando-se como sentido positivo o contrário aos ponteiros do relógio podemos escrever:

$$M_D = M_c + R_c\, r\,(1 - \cos\phi) \quad 0 < \phi < \pi$$

$$- 0{,}5\, v'\, r^2\, \mathrm{sen}^2\phi \quad 0 < \phi < \alpha$$

$$- \mathrm{sen}\,\alpha\, r^2\, v' \left(\mathrm{sen}\,\phi - \frac{\mathrm{sen}\,\alpha}{2}\right) \alpha \leq \phi \leq \pi$$

$$- hr\,(0{,}147 - 0{,}51\,\cos\phi + 0{,}5\cos^2\phi -$$

$$-0{,}143\,\cos^4\phi) \quad 40° \leq \phi \leq 140°$$

$$(6.18)$$

$$+ 1{,}021\, h\, r^2 \cos\phi \quad 140° \leq \phi \leq \pi$$

$$- 0{,}5\, v\, r^2\,(1 - \mathrm{sen}\,\phi)^2 \quad \pi/2 < \phi < \pi$$

onde:

R_c = esforço cortante no ponto C

v = carga vertical unitária sobre o tubo

v' = reação vertical unitária na parte inferior do tubo

h = máxima pressão horizontal no tubo

α = ângulo de apoio sobre o terreno em relação ao eixo vertical (berço)

Lembrando que:

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

Substituindo as equações 6.18 nela temos

$$M_c = - R_c\, r + 0{,}057\, v\, r^2 + 0{,}345\, h\, r^2 +$$

$$+ v'\, r^2 \Big[\, 0{,}08\alpha - 0{,}04\,\mathrm{sen}2\alpha -$$

$$- 0{,}159\,\mathrm{sen}2\alpha\,(\pi - \alpha) +$$

$$+ 0{,}318\,\mathrm{sen}\alpha\,(1 + \cos\alpha)\Big] \quad (6.19)$$

Esta expressão para o momento fletor na parte inferior do tubo contém R_c, cortante no ponto que ainda não é conhecido.

Considerando o ponto C fixo, o deslocamento de qualquer ponto do anel relativo à parte inferior do tubo será o produto do recíproco do produto EI e a integral do produto dos momentos em todos os pontos intermediários, e as ordenadas destes pontos medidos perpendicularmente ao suposto deslocamento, isto é, o movimento horizontal de A em relação a C será:

$$\frac{r^2}{EI} \int_0^{\pi} M\,(1 - \cos\phi)\, d\phi$$

(6.20)

Como as cargas são simétricas em relação ao eixo vertical, este movimento é zero, e como:

$$\int_0^{\pi} M\, d\phi = 0, \text{ a equação 6.20}$$

pode ser escrita:

$$\int_0^{\pi} M \cos\phi\, d\phi = 0 \quad (6.21)$$

Substituindo a equação 6.18 na equação 6.21 e integrando-a temos:

$$R_c = -0{,}106\, v\, r\, \text{sen}^3\alpha + 0{,}511\, h\, r + 0{,}106 v r \qquad (6.22)$$

Substituindo R_c em 6.19 temos:

$$M_c = -0{,}049\, v\, r^2 - 0{,}166 h\, r^2 + v' r^2 \Big| 0{,}106 \text{sen}^3\alpha + 0{,}08\alpha - 0{,}04 \text{sen}^2\alpha - 0{,}159 \text{sen}^2\alpha(\pi - \alpha) + 0{,}318\, \text{sen}\,\alpha\, (1 + \cos\alpha) \Big| \qquad (6.23)$$

Como:

$$v = \frac{W_c}{2r}$$

$$v' = \frac{W_c}{2\, r\, \text{sen}\,\alpha}$$

onde:

W_c é a carga vertical total sobre o tubo por unidade de comprimento:

$$M_c = -0{,}166 h\, r^2 + W_c \cdot r \Big| 0.053\, \text{sen}^2\alpha + 0{,}04 \frac{\alpha}{\text{sen}\,\alpha} = -0{,}02 \frac{\text{sen}2\alpha}{\text{sen}\,\alpha} - 0{,}08\, \text{sen}\,\alpha\, (\pi - \alpha) + 0{,}159 \cos\alpha + 0{,}135 \Big| \qquad (6.24)$$

e

$$R_c = 0{,}053\, W_c\, (1 - \text{sen}^2\alpha) + 0{,}511 h\, r \qquad (6.25)$$

Substituindo a equação 6.24 na equação 6.10 temos:

$$\Delta_x = \frac{W_c r^3}{E\, I} \Big[0{,}5\, \text{sen}\alpha - 0{,}082\, \text{sen}^2\alpha + 0{,}08 \frac{\alpha}{\text{sen}\,\alpha} - 0{,}16\, \text{sen}\,\alpha\, (\pi - \alpha) - 0{,}04 \frac{\text{sen}^2\alpha}{\text{sen}\,\alpha} + 0{,}318 \cos\alpha - 0{,}208 \Big] - \frac{0{,}122\, h\, r^4}{E\, I} \qquad (6.26)$$

Como, pela hipótese da pressao lateral, a máxima pressão horizontal unitária em cada lado do tubo é o produto do módulo da pressão passiva de terra aos lados do tubo e 1/2 da reflexão horizontal, tem-se:

$$h = \frac{e\, \Delta_x}{2} \qquad (6.27)$$

Substituindo a equaçao 6.27 em 6.26, teremos:

$$\Delta_x = K \frac{W_c\, r^3}{E\, I + 0{,}061\, e\, r^4}$$

onde:

$$K = 0{,}5\, \text{sen}\,\alpha - 0{,}082\, \text{sen}2\alpha + 0{,}08 \frac{\alpha}{\text{sen}\,\alpha} - 0{,}16\, \text{sen}\,\alpha(\pi - \alpha) - 0{,}04 \frac{\text{sen}2\alpha}{\text{sen}\,\alpha} \qquad (6.28)$$

$$0{,}318 \cos\alpha - 0{,}208$$

Que é a equação de Spangler para a deflexão horizontal da tubulação, onde:

Δ_x = deflexão horizontal do tubo flexível.

W_c = carga vertical por unidade de comprimento do tubo

r = raio médio do tubo

E = módulo de elasticidade do material do tubo

I = momento de inércia por unidade de comprimento da seção transversal do tubo

e = módulo da pressão passiva do material envolvente do tubo.

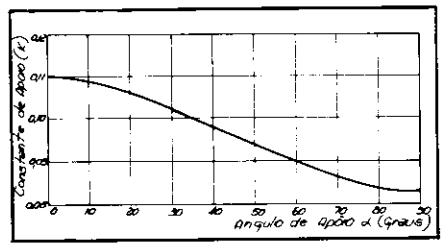


Fig. 6.5 — Constante de Apoio K Para Diversas Larguras de Apoio.

6.2.5 — Comprovação Experimental.

Spangler após deduzir a equação 6.28, elaborou um amplo programa de pesquisas de laboratório com o objetivo de comprovar na aplicação prática os resultados teóricos a que chegou.

Seus estudos (25) apresentam gráficos das medidas efetuadas, comprovando as hipóteses teóricas que foram acrescidas das seguintes conclusões:

a) A máxima carga ocorre pouco após o aterro ter se completado. Provavelmente menos de 1 semana.

b) O módulo da pressão passiva do material de aterro foi obtido pela relação entre a máxima pressão unitária por 1/2 da deflexão horizontal do tubo. Foi encontrado para areias argilosas sem compactação o valor de 0,912 kg/cm² (13 ℓb/in²) e o valor de 1,9 kg/cm² (27 ℓb/in²) para o mesmo material compactado.
Assim conclui Spangler: "a compactação do aterro praticamente dobra sua capacidade de ajudar o tubo a resistir as cargas verticais".
Em seu trabalho, é mostrado que as diferenças que ocorrem entre a deflexão medida para a calculada em aterros compactados e não compactados é de cerca de 10%, e nenhuma delas excede a 3,6% do diâmetro nominal do tubo.

c) Como a reação é menos distribuída do que a carga vertical, a máxima tensão fletora ocorre na geratriz inferior do tubo. Esta tensão diminui rapidamente conforme o ângulo Ø cresce até mais ou menos atingir 40° e alcançar um valor máximo negativo mais ou menos a 60°.
De 60° a 140° as tensões são relativamente baixas. Além de 140° as tensões crescem rapidamente até o máximo valor na geratriz superior, o qual é cerca de 2/3 a 3/4 do valor na parte inferior.

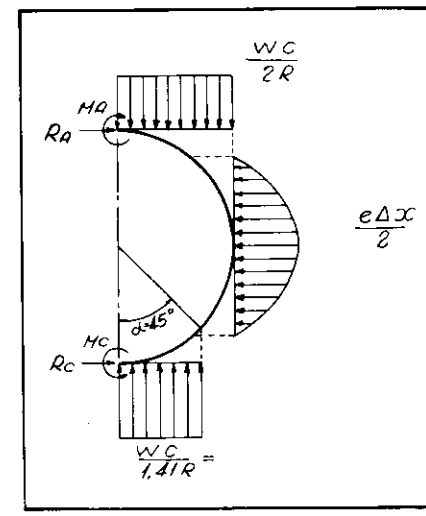


Fig. 6.6 — Representação Gráfica das Cargas e Reações no Tubo.

d) Utilizando as equações 6.24 e 6.25 podemos escrever as equações dos momentos e cortantes na parte inferior da tubulação ($\alpha = 45°$):

d.1) $M_c = 0{,}157\, W_c r - 0{,}166\, h\, r^2$ (6.29)

$R_c = 0{,}026\, W_c + 0{,}511\, h\, r$ (6.30)

d.2) Momentos, cortantes e tensões de cisalhamento devidas a carga vertical:

(A) Para $0 < \emptyset < 45^o$

$M_D = W_c\, r\, (0{,}183 - 0{,}026 \cos \emptyset - 0{,}354\, \text{sen}^2 \emptyset)$ (6.31)

$R_D = W_c\, (0{,}026 \cos \emptyset + 0{,}707\, \text{sen}^2 \emptyset)$ (6.32)

$S_D = W_c\, (0{,}707\, \text{sen}\, \emptyset \cos \emptyset - 0{,}026\, \text{sen}\, \emptyset)$ (6.33)

(B) para $45^o < \emptyset < 90^o$

$M_D = W_c\, r\, (0{,}36 - 0{,}026 \cos \emptyset - 0{,}5\, \text{sen}\, \emptyset)$ (6.34)

$R_D = W_C\, (0{,}026 \cos \emptyset + 0{,}5\, \text{sen}\, \emptyset)$ (6.35)

$S_D = W_c\, (0{,}5 \cos \emptyset - 0{,}026\, \text{sen}\, \emptyset)$ (6.36)

(C) para $90^o < \emptyset < 180^o$

$M_D = W_c\, r\, (0{,}11 - 0{,}026 \cos \emptyset - 0{,}25\, \text{sen}^2 \emptyset)$ (6.37)

$R_D = W_c\, (0{,}026 \cos \emptyset + 0{,}5\, \text{sen}^2 \emptyset)$ (6.38)

$S_D = W_c\, (0{,}5\, \text{sen}\, \emptyset \cos \emptyset - 0{,}026\, \text{sen}\, \emptyset)$ (6.39)

d.3) Momentos, cortantes e tensões de cisalhamento devido a carga horizontal.

(A) para $0 < \emptyset < 40^o$

$M_D = h\, r^2\, (0{,}345 - 0{,}511 \cos \emptyset)$ (6.40)

$R_D = 0{,}511\, h\, r \cos \emptyset$ (6.41)

$S_D = 0{,}511\, h\, r\, \text{sen}\, \emptyset$ (6.42)

(B) para $40^o < \emptyset < 140^o$

$M_D = h\, r^2\, (0{,}199 - 0{,}5 \cos^2 \emptyset + 0{,}143 \cos^4 \emptyset)$ (6.43)

$R_D = h\, r\, (\cos^2 \emptyset - 0{,}568 \cos^4 \emptyset)$ (6.44)

$S_D = h\, r\, (\text{sen}\, \emptyset \cos \emptyset - 0{,}568\, \text{sen}\, \emptyset \cos^3 \emptyset)$ (6.45)

(C) para $140 < \emptyset < 180$

$M_D = h\, r^2\, (0{,}345 + 0{,}511 \cos \emptyset)$ (6.46)

$R_D = -0{,}511\, h\, r \cos \emptyset$ (6.47)

$S_D = 0{,}511\, h\, r\, \text{sen}\, \emptyset$ (6.48)

e) Deformação lenta: $- D_L$

Foi observado também nas experiências, que o tubo continuava a defletir um pouco por um período de tempo após ter se completado o aterro. Os experimentos anteriores que também haviam sido executados tanto em tubos rígidos como em flexíveis, indicaram claramente a existência dessa deflexão tardia.

Essa deflexão é causada pela atuação lenta das cargas que atuam mesmo após cessada a causa principal (carregamento). É fenômeno comum nas fundações de edifícios.

Os valores medidos variam de 1,38 a 1,45, e o valor sugerido para projeto é 1,5.

Essa deflexão ocorre por que o material de aterro ao lado do tubo se consolida vagarosamente por causa da pressão atuando entre o tubo e o aterro, o que permite ao tubo defletir mesmo quando não há acréscimo da carga vertical.

Este fato implicou em que a Equação 6.28 incorporasse esse fator passando a ser:

$$\Delta_x = D_L \cdot K \frac{W_c\, r^3}{EI + 0{,}061\, e\, r^4} \quad (6.49)$$

f) Pressão passiva e densidade do aterro.

Os experimentos mostraram claramente ser o módulo da pressão passiva do material de aterro, função da densidade do solo. Os dados coletados indicaram uma correlação direta entre a densidade do material de aterro e o módulo da pressão passiva, isto é, quanto maior a compactação do aterro lateral, tanto maior será o módulo da pressão passiva.

7. DISCUSSÃO DA FÓRMULA DE SPANGLER.

Após a publicação da fórmula de Iowa (25) surgiram as aplicações técnicas utilizando os princípios nela preconisados, e começaram aparecer os fundamentos críticos em relação aos parâmetros utilizados.

Os estudos experimentais objetivando a aplicação da fórmula, revelaram que há uma relação linear entre o movimento lateral dos lados do tubo e a grandeza das pressões passivas geradas por esse movimento.

Para estudos elaborados com tubos entre 36" (0,90 m) e 60" (1,50 m), o módulo de resistência passiva e permaneceu razoavelmente constante para um dado solo e um dado estado de compactação. Assim, Spangler recomendou a utilização nos projetos de um valor e constante nas condições acima.

Este fato mostrou algumas discrepâncias entre as deflexões preditas na fórmula e as medidas no campo, tanto assim que é particularmente notado para diâmetros grandes.

Utilizando modelos reduzidos e os princípios da análise dimensional, Reynold K. Watkins (Tese de Doutoramento Universidade Utah), concluiu que a pressão passiva que se desenvolve nos lados do tubo, para um dado solo e a um determinado grau de compactação, é influenciada por um fator, denominado fator de tamanho (Size factor).

É o fator e . r, e este sim é constante.

Como resultado desse estudo a fórmula de Iowa foi alterada para:

$$\Delta_x = D_L \cdot K \frac{W_c\, r^3}{EI + 0{,}061\, E' r^3} \quad (7.1)$$

onde:

E' = e . r (módulo de reação do solo) unidades de pressão.

A equação 7.1 pode ser rearranjada como segue:

$$\Delta_x = \frac{D_L \cdot K \cdot W}{\frac{EI}{r^3} + 0{,}061\, E'} \quad (7.2)$$

Fazendo:

$D_L K \cdot W$ = fator de carga

$\frac{EI}{r^3}$ = fator de rigidez do anel do tubo

0,061 E' = fator de rigidez do solo

Escrevendo:

$$\Delta_x = \frac{\text{Fator de carga}}{\text{Fator de Rigidez do anel do tubo} + \text{Fator de rigidez do solo}}$$

Podemos assim analisar separadamente cada fator:

7.1 – FATOR DE CARGA (D_L.K.W.)

Este fator incorpora os parâmetros relativos à grandeza e à distribuição das pressões no tubo enterrado.

A deflexão do tubo é diretamente proporcional ao fator de carga e ainda há incertezas em relação aos seus componentes. Variações da qualidade das construções podem afetar significantemente este fator.

7.1.1 – Deformação Lenta (D_L)

Após o solo haver sido inicialmente carregado ele continua a reduzir o volume com o tempo. Este fator procura converter essa deflexão do tubo que ocorre rapidamente projetando-a para o futuro.

O valor de projeto recomendado por Spangler varia entre:

$$1 \cdot 0 < D_L < 1 \cdot 5$$

No sistema Adutor Metropolitano de São Paulo, é utilizado

$$D_L = 1{,}0$$

É justificado por que a deflexão a longo tempo será compensada pela pressão interna na adutora.

O valor real porém depende do tempo em que for feita a medição, se logo após a instalação do tubo ou não.

Em testes tem sido observado variações no intervalo.

$$1{,}0 < D_L < 6{,}0$$

Pesquisas indicam que o valor de D_L está relacionado com o de E'. Valores altos de E' pressupõe baixos D_L.

7.1.2 – Constante de Berço (K).

O ângulo de apoio da tubulação basicamente é a área resistente do berço do tubo.

Se ele aumenta, a área resistente aumenta, e o tubo deflete menos.

Poucos estudos têm sido dedicados a esta constante embora ela possa influenciar no resultado final em cerca de 25%.

Para projetos tem sido utilizada a variação de $0{,}083 < K < 0{,}110$ conforme o ângulo de apoio varie de $0^o < \alpha < 90^o$. É conveniente a utilização dos elementos constantes nas figuras 7.1 e 7.2 a seguir.

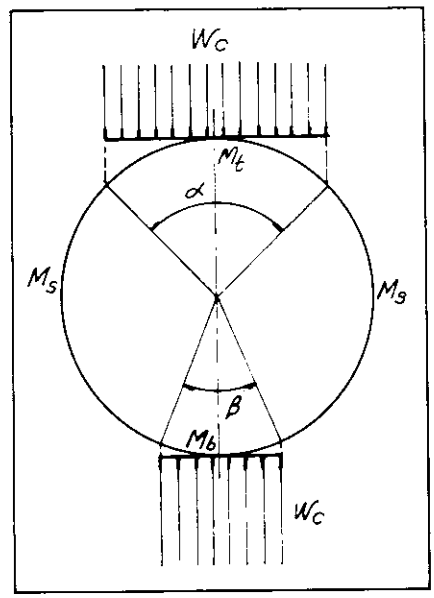


Fig. 7.1

α (graus)	β° (graus)	K_b	K_t	K_s	K_x	K_y
0	0	0.318	0.318	0.182	0.149	0.137
	30	0.259	0.317	0.180	0.146	0.135
	60	0.213	0.312	0.175	0.138	0.130
	90	0.182	0.305	0.168	0.129	0.122
	120	0.162	0.299	0.161	0.122	0.116
	150	0.153	0.296	0.156	0.117	0.111
	180	0.150	0.294	0.153	0.116	0.110
30	0	0.317	0.298	0.180	0.146	0.135
	30	0.257	0.287	0.178	0.143	0.133
	60	0.211	0.282	0.173	0.135	0.127
	90	0.180	0.276	0.164	0.127	0.120
	120	0.160	0.270	0.159	0.119	0.114
	150	0.151	0.266	0.154	0.115	0.109
	180	0.148	0.265	0.152	0.113	0.108
60	0	0.317	0.273	0.175	0.138	0.129
	30	0.252	0.271	0.173	0.135	0.127
	60	0.207	0.267	0.168	0.127	0.121
	90	0.175	0.264	0.161	0.118	0.115
	120	0.156	0.264	0.154	0.111	0.109
	150	0.146	0.260	0.149	0.107	0.103
	180	0.143	0.259	0.147	0.105	0.103
90	0	0.306	0.252	0.168	0.129	0.122
	30	0.246	0.250	0.166	0.127	0.120
	60	0.201	0.245	0.161	0.118	0.116
	90	0.169	0.239	0.154	0.110	0.108
	120	0.150	0.233	0.147	0.103	0.101
	150	0.140	0.228	0.142	0.098	0.097
	180	0.137	0.227	0.140	0.096	0.096
120	0	0.289	0.162	0.161	0.122	0.116
	30	0.240	0.160	0.159	0.119	0.114
	60	0.198	0.158	0.154	0.111	0.109
	90	0.163	0.150	0.147	0.103	0.101
	120	0.143	0.143	0.140	0.096	0.095
	150	0.134	0.139	0.135	0.091	0.091
	180	0.131	0.138	0.133	0.089	0.089
150	0	0.296	0.153	0.156	0.117	0.111
	30	0.236	0.151	0.154	0.115	0.109
	60	0.190	0.146	0.149	0.107	0.104
	90	0.158	0.140	0.142	0.098	0.097
	120	0.135	0.134	0.135	0.091	0.091
	150	0.129	0.129	0.129	0.086	0.086
	180	0.126	0.128	0.128	0.085	0.085
180	0	0.294	0.150	0.153	0.116	0.110
	30	0.235	0.148	0.152	0.113	0.108
	60	0.189	0.143	0.147	0.105	0.103
	90	0.157	0.137	0.140	0.098	0.096
	120	0.138	0.131	0.132	0.089	0.089
	150	0.128	0.125	0.127	0.085	0.085
	180	0.125	0.1	0.125	0.084	0.083

Fig. 7.2 – Coeficiente K para Momentos Fletores e Deflexões para Anéis Submetidos a Cargas Verticais Uniformemente Distribuídas.

K_b - Coef. p/momento na Ger. inf.

K_t - Coef. p/momento na Ger. sup.

K_s - Coef. p/momento na Laterais

K_x - Coef. p/deflexão horizontal

K_y - Coef. p/deflexão vertical

7.1.3 – Carga Vertical (W).

De uma maneira geral, os autores concordam na utilização da teoria de Marston para o cálculo de W, carga vertical.

Este consenso que existe para tubos salientes, quando se determinará a altura do plano de igual recalque, não ocorre para os tubos flexíveis. Segundo Spangler (discussão de 20) assevera:

"Experiências indicam que para tubos flexíveis o valor do índice de recalque igual a zero é mais adequado. Em outras palavras, a carga sobre o tubo é aproximadamente igual ao peso da coluna de solo diretamente sobre o tubo, não sendo afetadas por esforços cisalhantes do aterro, como no caso dos tubos rígidos".

Da mesma forma Howard (13) indica que a tendência tem sido a de assumir como carga sobre o tubo, o peso da coluna de terra sobre o tubo, com a largura igual à do diâmetro do tubo.

Mesmo assim, a teoria de Marston tem sido a mais utilizada.

7.2 – FATOR DE RIGIDEZ DO ANEL DO TUBO.

De uma maneira geral, o fator EI/r^3 tem pouca influência na deflexão do tubo porque o outro fator o de rigidez do solo é muito maior.

Se, levarmos em conta as variações que podem ocorrer nos fatores de carga e no de rigidez do solo, e a pequena influência do fator de rigidez do anel do tubo, a utilização dos vários valores nominais de E, I e R oferecem condições adequadas para projetos.

É oportuno lembrar que o fator de rigidez do anel do tubo é que permitirá o cálculo da espessura da chapa do tubo, pois $I = t^3/12$ onde t é a espessura da chapa.

Para tanto, recomenda-se (2) que o fator EI/r^3 não seja nunca menor do que 10% a 15% do que o fator de rigidez do solo 0,061 E'.

7.3 – FATOR DE RIGIDEZ DO SOLO: 0,061 E'

A carga vertical no tubo flexível provoca um decréscimo no diâmetro vertical e um acréscimo no horizontal.

O movimento do D_h desenvolve no terreno a resistência passiva que atua ajudando a suportar a carga externa.

Assim, a grandeza da deflexão do

tubo depende da carga vertical sobre o tubo, e da resistência passiva do solo nos lados do tubo.

A resistência passiva do solo é chamada por Spangler de "módulo de resistência passiva" *e* definida como sendo a relação da pressão do solo pelo deslocamento horizontal do solo:

Isto é:

$$e = \frac{2\ d\ h}{d\ (\Delta_x)}$$

onde:

h = máxima pressão horizontal do solo contra o tubo assumida agindo na extremidade do diâmetro horizontal.

$\frac{\Delta_x}{2}$ = deslocamento horizontal do tubo no ponto onde *h* atua, e igual a metade da deflexão horizontal do tubo.

Spangler usou um valor constante de *e* na dedução da sua fórmula, que posteriormente foi alterado para E' = e . r . (equação 7.1).

Watkins e Spangler (28) opinam que "a avaliação de E' é o maior conjunto de dificuldades para a utilização da fórmula de Iowa".

Estudos feitos por semelhança utilizando a análise dimensional, mostraram que E' é praticamente independente da altura do aterro (H), para deflexões variando entre 2% e 7%.

Não obstante, E' é fortemente dependente do grau de compactação.

Foi observado que o valor de E' é praticamente constante para dado conjunto de características do solo.

Esta conclusão que foi tirada através de estudos de semelhança geométrica (28) permitiu analisar por exemplo a questão fundamental da relação altura de aterro versus diâmetro do tubo.

Esta questão foi analizada por Kelley (- Discussão) (26).

Este autor estabeleceu uma deflexão constante para os tubos e analisou a variação de altura de aterro versus o diâmetro da tubulação para duas situações:

e = 20 psi/in (curva A)

E' = er = 360 psi (curva B)

A curva *B* demonstrou então que para uma deflexão constante igual a uma dada porcentagem do diâmetro do tubo, a altura de aterro diminui conforme aumenta o diâmetro. Isto implica no acerto da alteração da fórmula de Iowa utilizando E' = e r constante ao invés de *e*.

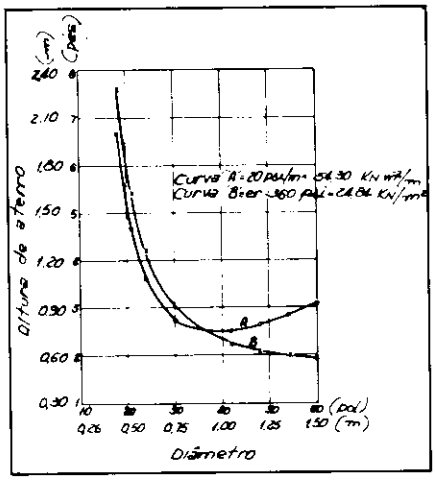


Fig. 7.3

7.3.1 - Pesquisas do Bureau of Reclamation.

O USBR patrocinou extensas pesquisas (12), (13), (14) objetivando aclarar os conceitos envolvidos na teoria de Spangler.

As figuras 7.2 abaixo demonstram a grande influência do grau de compactação do material de aterro na deflexão da tubulação.

Estas figuras mostram as curvas das deflexões ocorridas para tubos de mesma rigidez mas para várias condições do módulo de rigidez do solo.

Isto é, variando as densidades para areias argilosas de 90% a 100% da densidade Proctor, a deflexão da tubulação se reduz substancialmente.

Quando se trata somente de areia, o efeito é ainda mais pronunciado.

Analisando 113 testes Howard (13) pôde calcular os diversos valores de E', através da medida das deflexões:

O valor real da deflexão usada para o cálculo de E' representa:

a) a deflexão inicial medida após a construção.

b) a deflexão do tubo entre o tempo de o solo ser colocado e compactado.

c) a deflexão horizontal medida ou medindo-se a vertical utilizando-se a relação seguinte:

$$\Delta_x = 0{,}913\ \Delta_y$$

oriunda da relação entre as equações 6.15 e 6.14, onde o fator 0,913 significa a relação entre as variações de diâmetro horizontal e vertical conforme a seção transversal se altera da circular para a elíptica.

d) a média das deflexões que foram medidas ao longo da tubulação.

Os testes trabalhados estatísticamente revelaram:

O valor de E' é afetado fortemente pelo grau de compactação.

Testes efetuados com materiais fofos mostraram uma variação de ± 2% entre a deflexão calculada e a medida. Isto significa que se calculamos a deflexão de 3%, ela poderia oscilar entre 1% e 5%.

Testes efetuados com materiais moderadamente compactados mostraram que a deflexão variou de ± 1%.

Finalmente testes realizados com materiais bem compactados revelaram uma variação de ± 0,5% entre a deflexão predita e a real.

Foi possível a Howard calcular o valor de E' elaborando a seguinte tabela, válida para recobrimentos de até 15 m.

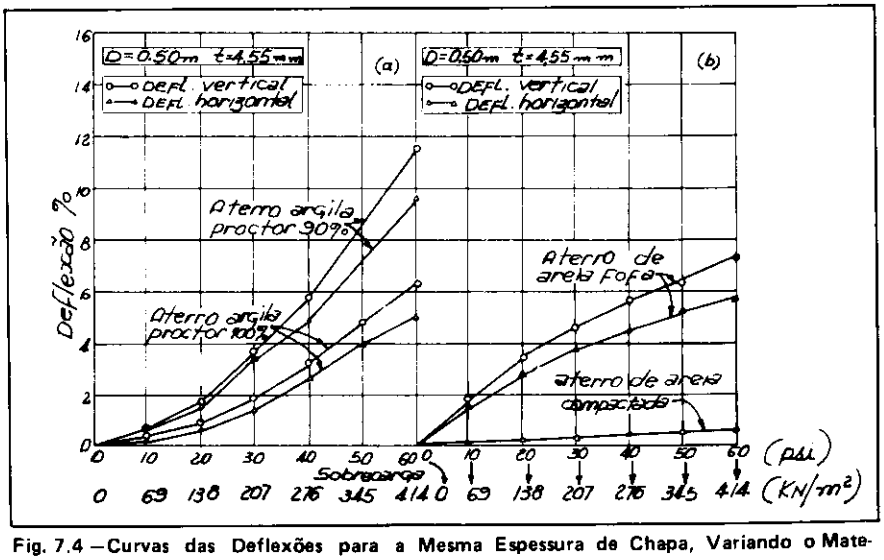


Fig. 7.4 — Curvas das Deflexões para a Mesma Espessura de Chapa, Variando o Material de Aterro e o Grau de Compactação.

TIPO DE SOLO (classif. unif. dos solos)	E' = f (Grau de compactação) KN/m²			
	FOFO	Compact. leve <85% do proctor densid. relativa <40%	Compact. moderada 85-95% do proctor densidade relativa 40-70%	Compactação alta >95% do proctor densidade relativa >70%
Solos de granulometria fina (LL>50) média ou alta plasticidade CH, MH, CH, MH	Não há parâmetro disponível usar E' = 0			
Solos de granulometria fina (LL<50) Solos c/ média ou nenhuma plasticidade CL, ML, ML-CL, com menos de 25% de partículas grossas	345	1380	2760	6900
Solos de granulometria fina (LL<50) Solos c/ média ou nenhuma plasticidade CL, ML, ML-CL, c/ mais de 25% de partículas grossas. Solos de partículas grossas c/ finas GM, GC, SM, SC, c/ mais de 12% finos	690	2760	6900	13800
Solos de granulometria grossa com pouco ou nada de finos. GW, GP, SW, SP. com menos de 12% de finos	1380	6900	13800	20700
Concreto	6900	13800	13800	13800
Precisão em termos de % da deflexão	± 2%	± 2%	± 1%	± 0,5%

Fig. 7.5 — Valores de E' para utilização na fórmula de IOWA-USBR válida para alturas de aterro de até 15 m.

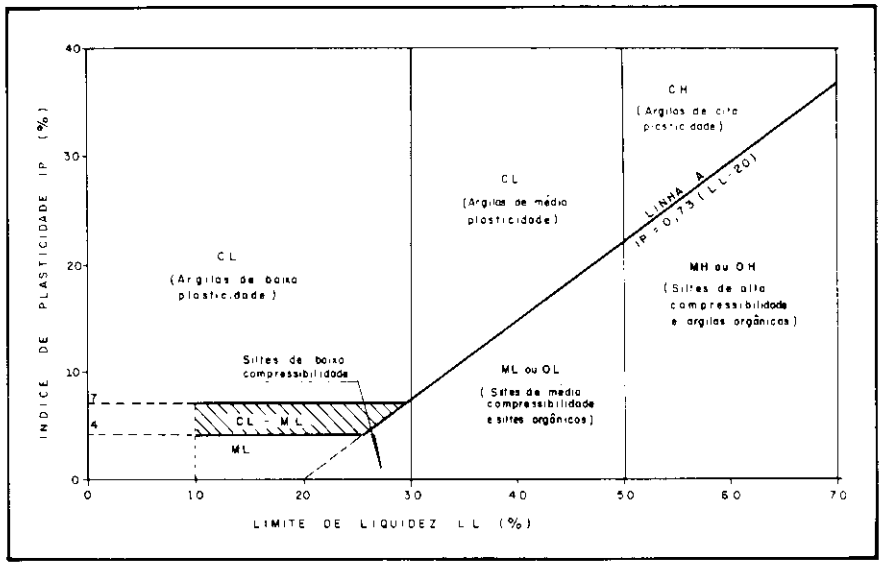


Fig. 7.6 — Gráfico de Plasticidade Modificado.

7.4 — A UTILIZAÇÃO DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS PARA A DETERMINAÇÃO DE E'.

Tem sido cada vez mais intensa a utilização do método dos Elementos Finitos na determinação do parâmetro E' que é o mais influente na fórmula de Iowa.

Gupta e Prakesh (22) utilizaram esta técnica para a determinação do módulo de resistência passiva.

O modelo idealizado adotou a malha de elementos finitos numa extensão de 2,5 D tanto na direção do diâmetro horizontal, como no vertical, no sentido da geratriz inferior; o recobrimento foi o do projeto.

Analisaram 13 casos com diferentes relações D/t (diâmetro/espessura), recobrimento/diâmetro (H/D) e módulos do solo, e objetivavam determinar o valor do módulo de reação do solo. Partindo da definição de Spangler.

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

$$E' = e\ r$$

$$E' = \frac{h \cdot D}{\Delta x}$$

Desta forma, E' foi obtido analíticamente a partir da determinação de ΔX, e da pressão horizontal (h) em cada ponto, em particular no ponto extremo do diâmetro horizontal.

Os valores de E' encontrados variaram entre 635 a 4800 e a relação E'/E_s de 1,60 a 2,34.

Posteriormente os resultados do Método dos Elementos Finitos foram comparados com valores que seriam obtidos pela definição de Nielsen (Módulus of Soil Reaction as determined from triaxial Shear Test) — Highway Research — Record nº 185 pg. 80-90:

$$E' = 1{,}5\ M_s \text{ onde:}$$

M_s = módulo de elasticidade confinado

$$M_s = \frac{E_s\ (1 - \nu)}{(1 - 2\nu)\ (1 + \nu)}$$

E_s = módulo de elasticidade do solo circundante.

ν = coeficiente de Poisson (0,3)

$$\frac{E'}{E_s} = 2{,}01$$

que é da mesma ordem de grandeza obtida pelo MEF.

8. DIMENSIONAMENTO DE TUBOS NA AUSÊNCIA DO EMPUXO DO TERRENO.

Ocorrem na prática muitas situações em que não é possível contar-se com a contribuição lateral do terreno desenvolvendo tensões passivas, acarretando em conseqüência menores deformações e possibilitando economia no dimensionamento das chapas.

Os esforços preponderantes neste caso serão as tensões circunferenciais motivadas pela pressão interna e os esforços secundários causados pelo peso do aterro e das cargas acidentais.

Quando o tubo de aço é assentado para posteriormente receber o aterro, sua forma é teoricamente circular.

À medida que se processa o aterro, sua forma passa a ser elíptica se defletindo segundo o seu eixo horizontal maior, e correspondentemente no eixo vertical menor.

Quando a pressão interna é introduzida no tubo, as resultantes das componentes verticais serão maiores do que as horizontais por causa da forma elíptica.

Essa pressão vertical interna, agindo em sentido contrário ao do peso de terra, combinada com a resiliência do material, atua no sentido de ajudar a resistir às pressões da carga externa.

Assim, o equilíbrio de forças será atingido quando a soma da pressão vertical interna com a resiliência do tubo defletido, igualar a carga externa.

Desta forma, quando a pressão interna for introduzida no tubo, que se defletiu pela carga externa, haverá uma diminuição na deflexão até atingir um valor de equilíbrio, e a forma do tubo atingirá uma nova elipse.

As tensões de flexão nas paredes serão menores do que as correspondentes, devidas somente às cargas externas sem a pressão interna, e se assumirá que se possa somá-las algebricamente à tensão circunferencial interna.

Esquematicamente:

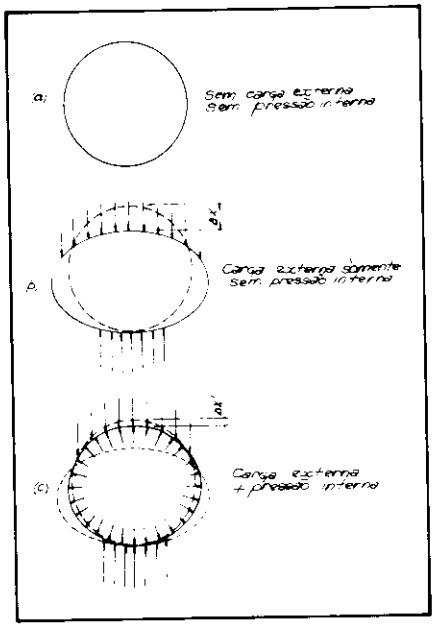


Fig. 8.1.

8.1 – TENSÕES INTERNAS

As tensões devidas à pressão interna são determinadas pela conhecida expressão de Barlow:

$$S_1 = \frac{p\,(d - 2\,t)}{2\,t} \qquad (8.1)$$

S_1 = tensão circunferencial interna

p = pressão interna devida ao líquido

d = diâmetro externo do tubo

t = espessura da chapa do tubo.

Se chamarmos de:

d_i = diâmetro interno do tubo

d_e = diâmetro externo do tubo

Dentro da mesma hipótese de não se ter pressão externa atuando, e levando-se em conta que a máxima tensão ocorre na face interna, podemos generalizar a expressão 8.1 para:

$$S_{1\,max} = \frac{(d_i^2 + d^2)}{(d_i + d)} \cdot \frac{p}{2t} \qquad (8.1.1)$$

Normalmente a parede do tubo é muito pequena quando comparada com o diâmetro, isto possibilita determinar-se a espessura da parede do tubo pela expressão:

$$t = \frac{P\,d}{2\,S} \cdot \frac{1}{G.\,J} \qquad (8.1.2)$$

onde:

t = espessura da parede

p = pressão interna

d = diâmetro externo

s = tensão de escoamento do aço

G = fator de projeto

J = fator de junta

Usa-se em projeto o diâmetro externo por não ser prática a aplicação da equação 8.1.1.

O fator G depende dos transientes, das pressões de trabalho, e de fatores econômicos.

Se o tubo é protegido contra transientes Stephenson (32) sugere utilizar $0{,}6 < G < 0{,}7$, porém se houver outras cargas não adequadamente determinadas é melhor utilizar:

$0{,}3 < G < 0{,}5$.

O fator J procura compensar falhas das juntas soldadas e varia de $0{,}85 < J < 1{,}0$.

Conforme aumentam os d dos tubos, mais importantes se tornam as cargas externas. Se ocorre o vácuo, caso freqüente nas adutoras, essa pressão deve ser adiconada à pressão externa.

8.2 – CARGAS EXTERNAS.

As cargas externas são determinadas através da teoria de Marston conforme o tipo de assentamento do tubo.

A hipótese admitida será a de que o tubo é assentado em vala, e terá um ângulo de apoio no berço de 30° isto implica em que K = 0,108

Spangler através da teoria elástica estabeleceu as equações gerais para os momentos fletores e as deflexões sem a utilização do suporte lateral do solo como sendo:

$$M = K\,W_c\,R \qquad (8.2)$$

$$\Delta = \frac{K\,W_c\,R^3}{E\;I} \qquad (8.3)$$

Teremos então:

$$\Delta = 0{,}108\,.\,\frac{W_c\,R^3}{E\,I} \qquad (8.4)$$

As deflexões verticais e horizontais são idênticas, isto é, à medida que diminui o d_v cresce o d_h da mesma quantidade. Portanto:

$$d_{v\,defletido} = (d - 2t) - \Delta X$$

$$d_{h\,defletido} = d_h = (d - 2t) + \Delta X$$

$$d_h - d_v = 2\,\Delta X$$

Quando a pressão interna começa a atuar no tubo defletido o excesso da pressão vertical sobre a horizontal será:

$$2p\,\Delta X$$

É esse valor que irá causar a diminuição da deflexão do tubo.

A soma algébrica dessas pressões, com a resiliência do tubo, será igual à carga externa.

$$W_c = W_c'\,.\,\frac{\Delta X'}{\Delta X} + 2p\,\Delta X \qquad (8.5)$$

onde:

$\Delta X'$ = deflexão final sob as tensões combinadas e à carga externa.

Substituindo a equação 8.4 em 8.5 temos:

$$\Delta X' = 0{,}108 \cdot \frac{W_c\;R^3}{E\;I + 0{,}216\,p\,R^3} \qquad (8.6)$$

O momento fletor máximo que ocorre na geratriz inferior da tubulação vale:

$$M_b' = 2{,}17\;\frac{\Delta X'\,E\,I}{R^2} \qquad (8.7)$$

Substituindo a equação 8.6 na 8.7 temos:

$$M_b' = 0{,}234 \cdot \frac{W_c\;R.\,E.\,I.}{E.I + 0{,}216\,p\,R^3} \qquad (8.8)$$

Pela fórmula da flexão, a tensão de flexão na geratriz inferior do tubo é:

$$S_2 = \frac{M'_b}{2\;I} \cdot t \qquad (8.9)$$

Como $I = t^3/12$, por substituição da equação 8.8 em 8.9 teremos:

$$S_2 = 0{,}117 \cdot \frac{W_c\;E.\,t.\;R}{E\,t^3 + 2{,}592\;p.\,R^3} \qquad (8.10)$$

8.3 – CARGAS ACIDENTAIS.

Há casos em que a carga externa assume valores importantes e necessita ser considerada (aeroportos, estradas de rodagem).

A carga é definida através da equação de Boussinesq.

Assim a equação para a tensão devida ao momento fletor na geratriz inferior devido a carga acidental é:

$$S_3 = 0{,}117 \cdot \frac{C_t \cdot P/L.F.E.t.R}{E\,t^3 + 2{,}592\ p\ R^3} \quad (8.11)$$

onde:

P = carga por eixo

L = comprimento do tubo: comprimento sobre o qual a carga média produz a mesma tensão que a carga real que varia de intensidade ponto por ponto ao longo do tubo

F = fator de impacto

E = módulo de elasticidade do material do tubo

t = espessura da carga do tubo

R = raio do tubo

p = pressão interna devida ao líquido.

8.4 – TENSÃO TOTAL

A tensão total será a soma das tensões parciais, isto é:

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

Spangler (30) elaborou gráficos das equações – 8.1, 8.10 e 8.11 que se acham reproduzidas a seguir:

9. TUBOS COM ANÉIS DE REFORÇO.

Em diversos setores de aplicação como gasodutos, oleodutos, minerodutos, adutoras e no futuro, alcoodutos, há a necessidade de trabalhar com pressões internas crescentes.

É um fato inexorável o aumento dos diâmetros dos tubos, principalmente adutoras.

Por outro lado, calandrar tubos com espessuras grandes constitui-se em sério problema de fabricação. .

A solução do problema consiste em se adicionar ao tubo, anéis de reforço ou rigidez.

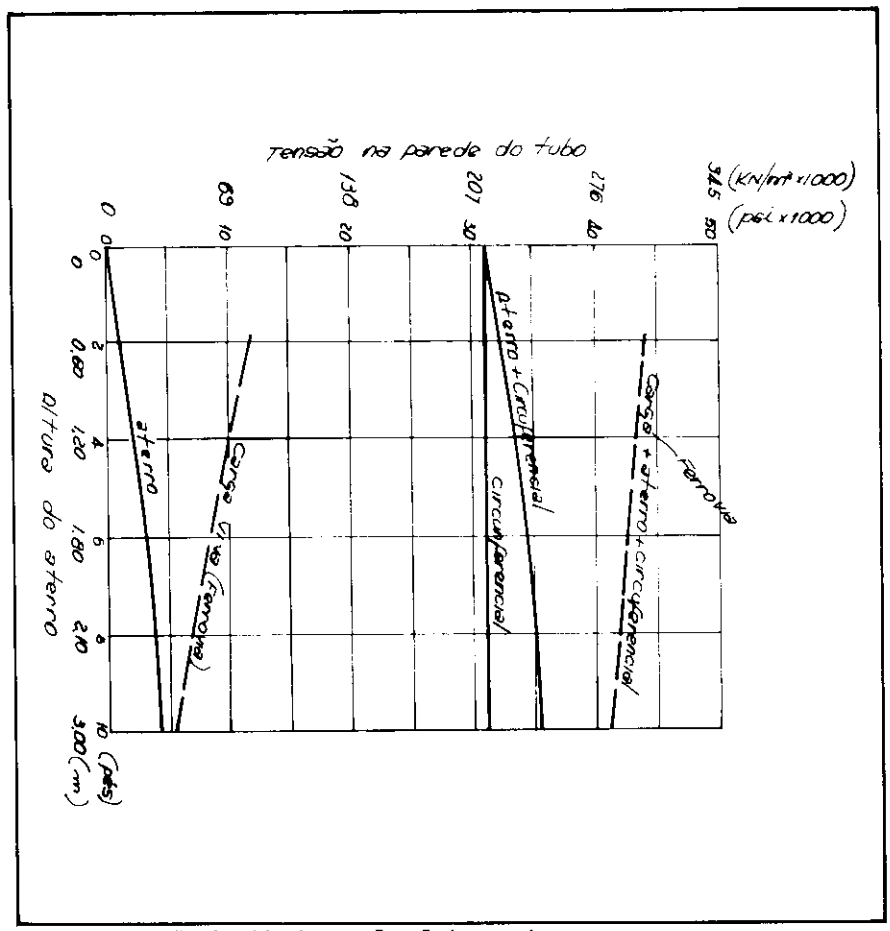


Fig. 8.2 – Tensões Combinadas para Pressão Interna de 5.520 kN/m². Num Tubo de D = 1,20 m E t = 9,52mm

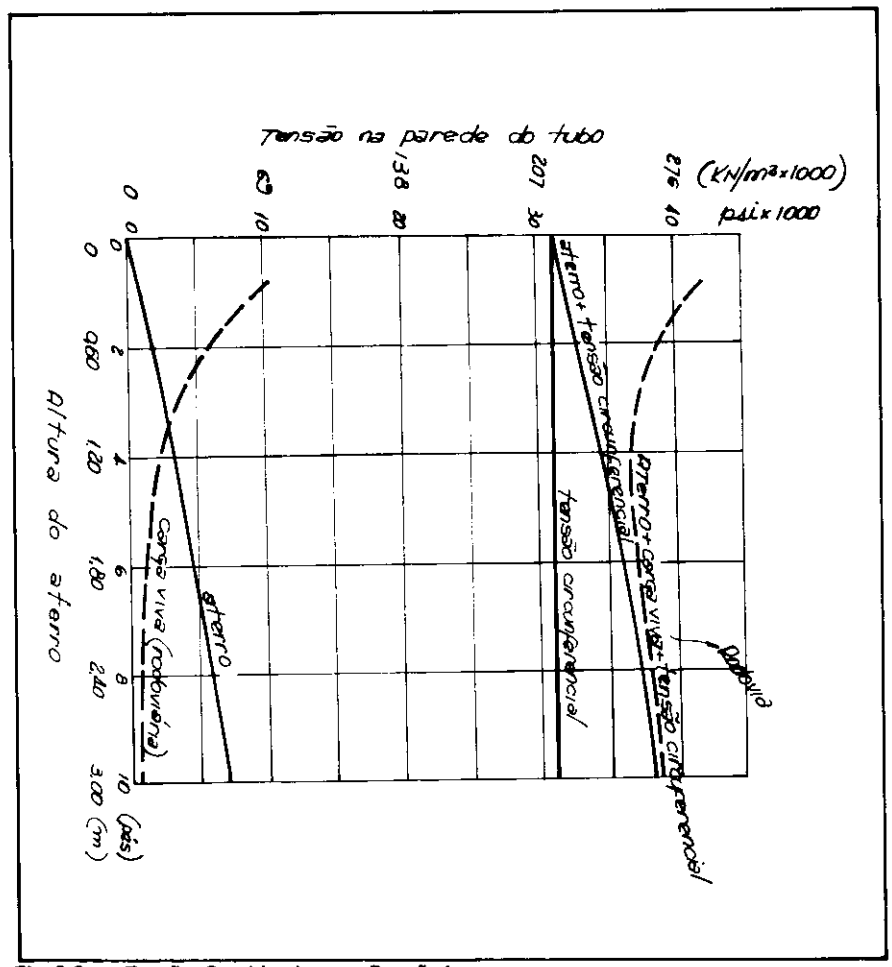


Fig. 8.3 – Tensões Combinadas para Pressão Interna de 5.520 kN/m². Num Tubo de D = 1,20m t = 9 52 mm

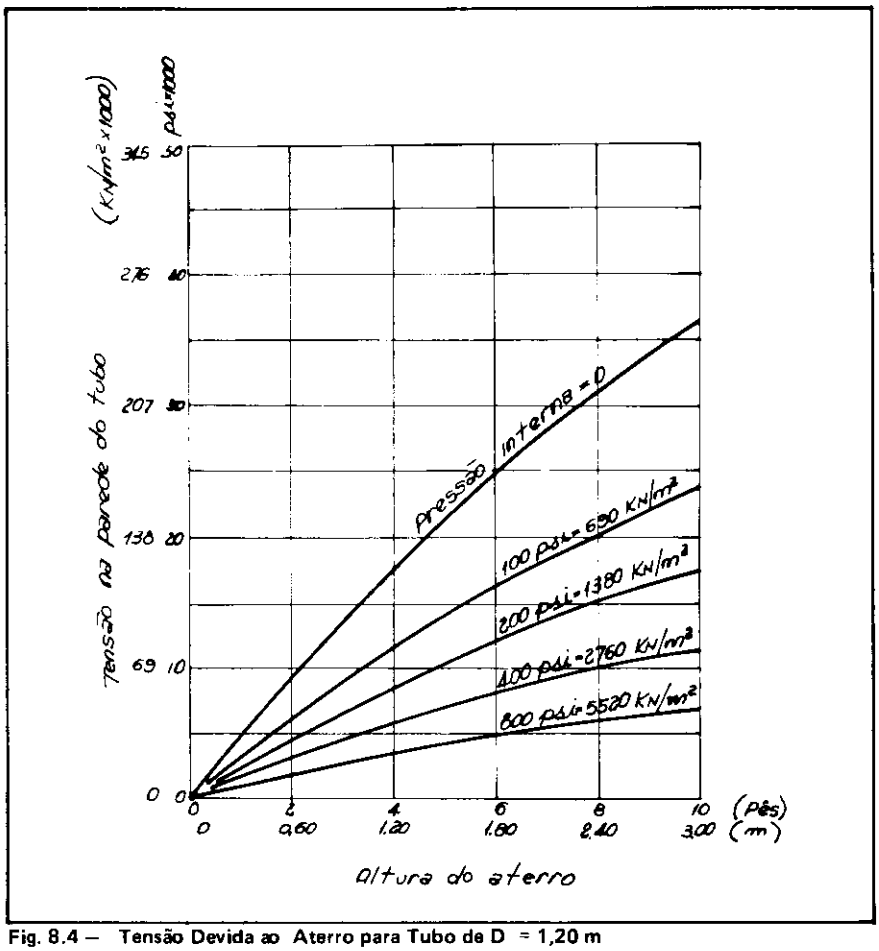


Fig. 8.4 — Tensão Devida ao Aterro para Tubo de D = 1,20 m t = 9,52 mm, Variando a Pressão Interna.

9.1 — ANÉIS DE REFORÇO PARA RESISTIR PRESSÕES INTERNAS (32).

Anéis de reforço para resistir pressões internas deverão ser de seção achatada e larga de forma a tornar o espaçamento entre eles um mínimo, já que não necessitam aumentar a inércia do tubo.

Haverá grandes esforços de flexão longitudinal e tensões circunferenciais nos tubos entre anéis.

Estudos desenvolvidos por Timoshenko (Theory of Plates and Shells — 1959 — McGraw-Hill) baseado nas relações tensão — deformação e nas equações de equilíbrio para cascas cilíndricas, permitiram determinar equações para os deslocamentos radiais de um cilindro sujeito à pressão radial com anéis de reforço equi-espaçados. Tendo-se:

$$b^4 = \frac{12\,(1-\nu^2)}{d^2\;t^2} \qquad (9.1)$$

$$a = b\,.\,s \qquad (9.2)$$

onde:

ν = coeficiente de Poisson (0,3 para aço)

d = diâmetro de parede

t = espessura da parede

s = espaçamento centro a centro dos anéis.

Fazendo:

$$X_1 = \frac{\cos h\ a + \cos a}{\text{sen}\ h\ a + \text{sen}\ a} \qquad (9.3)$$

$$X_2 = \frac{\text{sen}\ h\ a - \text{sen}\ a}{\text{sen}\ h\ a + \text{sen}\ a} \qquad (9.4)$$

$$X_3 = \frac{\cos h\ a - \cos a}{\text{sen}\ h\ a + \text{sen}\ a} \qquad (9.5)$$

$$X_4 = \frac{\text{sen}(a/2)\cos h\,(a/2) + \cos(a/2)\text{senh}(a/2)}{\text{sen}\ h.\ a + \text{sen}\ a} \qquad (9.6)$$

A tensão no anel será:

$$F_r = \frac{p\cdot d}{2\,t}\cdot\frac{1}{\left[1 + \frac{b\cdot A}{t}\left(X_1 - \frac{X_2^2}{2X_3}\right)\right]} \qquad (9.7)$$

onde:

A = seção transversal do anel

A tensão circunferencial na parede do tubo no ponto central entre anéis será:

$$F_w = \frac{p\ .\ d}{2\ t}\left[1 + 2\left(F_r\cdot\frac{2t}{p.d} - 1\right)X_4\right] \qquad (9.8)$$

A tensão fletora longitudinal no tubo sobre os anéis é dada por:

$$F_b = \frac{p\cdot d}{2\,t}\left|\sqrt{\frac{3}{1-\nu^2}\left(1 - F_r\,\frac{2t}{pd}\right)}\,X_2\right| \qquad (9.9)$$

A figura 9.1 indica as tensões para ν = 0,3.

Conforme o espaçamento entre anéis tendem a

$$F_r \rightarrow \frac{p\ .\ d\ .\ s}{2\,(\,t.s + A)} \qquad (9.10)$$

Para valores pequenos de A, F_r tende à tensão circunferencial do tubo, isto é:

$$F_r = p\ .\ d/2t \qquad (9.11)$$

Da mesma forma, para pequenos s, a tensão circunferencial na parede do tubo F_w tende à:

$$F_w \rightarrow \frac{1\,(p\ d\ s)}{2\ (t.s+A)} \qquad (9.12)$$

e a tensão longitudinal $F_b \rightarrow 0$.

Para grandes espaçamentos $s > 2\ \sqrt{td}$. teremos:

$$F_r \rightarrow \frac{p.d}{2t}\cdot\frac{1}{1 + \frac{0{,}91A}{t\sqrt{td}}} \qquad (9.13)$$

$$F_b \rightarrow \frac{p.d}{2t}\cdot\frac{1{,}65}{\frac{t\sqrt{td}}{A} + 0{,}91} \qquad (9.14)$$

$$F_w \rightarrow \frac{p.d}{2t} \quad \text{(a mesma sem anéis)} \qquad (9.15)$$

Se compararmos os valores constantes nas figuras 9.1 de F_w, F_r e F_b, poderemos observar que a máxima tensão para os tamanhos mais adequados de anéis é F_w, tensão circunferencial na parede do tubo.

Também F_w somente se reduz se $s/\sqrt{td}$ é menor do que 2,0. Isto significa que o espaçamento entre anéis deve ser menor do que $2/\sqrt{td}$ e a seção transversal A do anel deve ser da mesma ordem de grandeza que a área da seção transversal longitudinal da parede do tubo entre anéis ts, para permitir usar anéis de reforço.

9.2 – ANÉIS DE RIGIDEZ PARA RESISTIR FLAMBAGEM SOB O EFEITO DE CARGAS EXTERNAS.

Pode-se dimensionar tubulações usando um novo esquema estrutural qual seja a utilização de anéis de reforços.

Stephenson (32) sugere que as tubulações podem ser dimensionadas com economia, se projetarmos o tubo para resistir à pressão interna e os anéis de reforço para resistir às cargas externas tais como flambagem, deflexões devidas às cargas de aterro e acidentais.

Morley (A. Morley-Strength of Materials Longmans Green & Co. (1919), desenvolveu uma teoria para a determinação da flambagem em tubos, baseada na carga vertical uniformemente distribuída sobre toda a largura do tubo, quando se sabe que a carga é concentrada no topo superior e inferior do tubo.

Este fato conduz a que o espaçamento dos anéis é bastante grande, contra a segurança, o que impõe ajustes na teoria estudada.

9.2.1 – Equações de Morley.

Baseado na analogia de suportes tensores internos, Morley deduz equações que fornecem a máxima pressão vertical P_v, que uma casca cilíndrica pode suportar sem flambar.

Se não há expansão axial do tubo, e considerando a espessura da chapa pequena em comparação com o diâmetro do tubo, Morley escreve a equação de Allievi:

$$P_v = \frac{24}{1-\nu^2}\,\frac{E\,I}{d^3} \qquad (9.16)$$

Para tubos: $I = t^3/12$

$$P_v = \frac{1}{1-\nu^2}\,.\,2\,.\,E\left(\frac{t}{d}\right)^3 \qquad (9.17)$$

onde:

P_V = máxima pressão vertical externa

ν = 0,3

Experimentalmente se aconselha utilizar tensões 25% menores do que a teórica. Então:

$$P_v = \frac{1}{1-(0{,}3)^2}\,.\,2\,.\,0{,}75\,.\,E\,.\left(\frac{t}{d}\right)^3 \qquad (9.18)$$

$$P_v = 1{,}65\,.\,E\,.\left(\frac{t}{d}\right)^3 \qquad (9.19)$$

Para tubo de parede espessa a pressão de ruptura é aquela que atinge valores superiores ao limite elástico $P = 2f\,.\,t/d$, enquanto que não sendo de parede espessa, a ruptura será a combinação de escoamentos elástico e por flambagem.

Há a fórmula empírica que fornece a máxima pressão permissível para um tubo de parede não espessa (intermediária):

$$P_v = \frac{2\,f\,t}{d}\cdot\frac{1}{1-\frac{f}{E}\cdot\frac{d^2}{t^2}} \qquad (9.20)$$

onde:

f = tensão de escoamento do aço.

Sabe-se experimentalmente que a carga de ruptura P_V é inversamente proporcional à distância *s* entre anéis de rigidez, isto é se *s* for menor do que o L crítico.

$$L_{crit} = 1{,}73\sqrt{\frac{d^3}{t}} \qquad (9.21)$$

Considerando que

$$P_v \cong 2\,E\left(\frac{t}{d}\right)^3$$

para tubo sem enrijecimento, e para tubo enrijecido:

$$P_v\,\frac{L}{s}\,2\,E\left(\frac{t}{d}\right)^3 = 3{,}46\,\frac{Et}{s}\sqrt{\left(\frac{t}{d}\right)^3} \qquad (9.22)$$

A tensão permissível real é menor do que a teórica devido à imperfeições na forma do tubo.

Então para efeitos práticos o espaçamento entre anéis pode ser calculado por:

$$\frac{s}{d} = \frac{2E}{P_v}\sqrt{\left(\frac{t}{d}\right)^5} \qquad (9.23)$$

Se, porém, toda a resistência elástica do tubo estiver condicionada para resistir as pressões externas verticais, isto é:

$$P_v = \frac{2\,f\,t}{d}$$

então, o espaçamento entre anéis será:

$$\frac{s}{d} = \frac{E}{f}\sqrt{\frac{t^3}{d^3}} \qquad (9.24)$$

Em projetos, deve-se estar seguro de utilizar anéis de reforço somente se ocorrerem as duas seguintes condições:

$$P_v > 1{,}65\,E\left(\frac{t}{d}\right)^3 \quad \text{e}$$

$$P_v < \frac{2f\,.\,t}{d} \quad \text{(limite de escoamento)}$$

Se, porém $P_v = \frac{2f\,t}{d}$ -usar-se-á anéis somente se: $\frac{t}{d} < \sqrt{\frac{f}{E}}$

aços moles: $\frac{t}{d} < \frac{1}{30}$

É importante notar, enfatisa Stephenson, que a teoria acima exposta não considera a pressão interna no tubo. A mais severa condição ocorrerá com a pressão de vácuo no tubo, neste sentido, como uma aproximação a pressão de vácuo pode ser adicionada à pressão vertical.

9.2.2 – Equações de Stephenson.

Utilizando-se a teoria de Morley tem-se constatado experimentalmente que o espaçamento entre os anéis resulta muito grande.

Na tentativa de se obter um procedimento mais econômico, as seguintes hipóteses são feitas (32):

a) carga concentrada no suporte inferior do tubo.

b) a ruptura ocorre por combinação dos esforços devido a pressão interna, e de flexão devido ao carregamento vertical.

c) a tensão passiva da vala também é um fator contribuinte.

Usando-se as equações 8.2 e 8.3 devidas a Spangler, e assumindo um ângulo de suporte de 30°, resulta:

$K_b = 0{,}235$

$K_y = 0{,}108$

Temos:

$$M = K_b \cdot \frac{W_c \cdot d}{2}$$

$$\Delta_y = K_y \cdot \frac{W_c \cdot d^3}{8\,E\,I}$$

Portanto:

$$\frac{M}{\Delta y} = \frac{2{,}17 \cdot E\,I}{d^2} \qquad (9.25)$$

A equação de Spangler para a deflexão vertical é:

$$\Delta_y = \frac{D_L \cdot K \cdot W_c \cdot R^3}{E\,I + 0{,}061\ E'\ R^3}$$

Como vimos no Capítulo 8, é razoável supor-se que as deflexões horizontal e vertical sejam iguais, do que resulta que o acréscimo no diâmetro horizontal em relação ao vertical, será:

$$2\,\Delta X'$$

Quando a pressão interna é introduzida no conduto defletido a variação da pressão vertical em relação a horizontal será: $2\ p\ \Delta X$ onde p é a pressão efetiva.

Esta força de pressão tende a modificar as deflexões do tubo, e se p for positiva o conduto tende a adquirir novamente a forma circular.

Um novo equilíbrio das deflexões será estabelecido quando a soma da força de pressão vertical mais a resiliente no conduto tornar-se igual à carga externa.

Para a nova situação de equilíbrio vale a equação 8.5:

$$W_c = W_c \cdot \frac{\Delta X'}{\Delta X} + 2\ p\ \Delta X$$

pela equação de Spangler

$$\Delta X = D_L \cdot \frac{K \cdot W_c \cdot R^3}{E\,I + 0{,}061 \cdot E'\ R^3}$$

ou ainda:

$$\Delta X = \frac{D_L \cdot K \cdot W_c \cdot d^3/8}{E\,I + 0{,}061\ E'\ (d^3/8)}$$

$$\Delta X = \frac{D_L \cdot K \cdot W_c \cdot d^3}{8\ EI + 0{,}061 \cdot E' \cdot d^3}$$

Eliminando-se ΔX entre as equações teremos:

$$\Delta'_x = \frac{D_L \cdot K \cdot W_c\ d^3}{8\,EI + 0{,}061\ E'\,d^3 + 0{,}216\ p\ d^3} \qquad (9.27)$$

A equação 9.27 demonstra que a pressão interna p é um fator de enrijecimento do conduto se $p > 0$.

Porém, caso $p < 0$ poderá ocorrer o comprometimento da estabilidade do conduto por flambagem.

Na hipótese inicial $\Delta X = \Delta Y$, podemos reescrever a equação 9.25 assim:

$$\frac{M}{\Delta X} = \frac{2{,}17\ .\ 4\ .\ E\,I}{d^2}$$

Substituindo o valor de ΔX obtido pela equação 9.27 e utilizando:

$D_L = 1.08$

$K = 0{,}1$

$$\frac{\dfrac{M}{0{,}108\ W_c\ d^3}}{8EI + 0{,}061\ E'\ d^3 + 0{,}216p\ d^3} = \frac{2{,}17 \cdot 4 \cdot E\,I}{d^2}$$

$$M = \frac{2{,}17 \cdot 4 \cdot 0{,}108 \cdot W_c\ d^3 \cdot E\,I}{d^2\,(8\,EI + 0{,}061\ E'\,d^3 + 0{,}216\ p\ d^3)}$$

Então:

$$M = \frac{0{,}117\ W_c\ d}{1 + 0{,}0076\ \dfrac{E'\ d^3}{EI} + 0{,}027\ pd^3/EI}$$

A tensão normal à geratriz inferior do conduto $F_1 = \dfrac{M}{W}$ onde W é o módulo de rigidez por unidade de comprimento $= \dfrac{t^2}{6}$

$W_c = w.d.$

$$F_1 = \frac{6M}{t^2} = \frac{0{,}702 \cdot w\ d^2/t^2}{1 + 0{,}091\ \dfrac{E'}{E} \cdot \dfrac{d^3}{t^3} + 0{,}325\ \dfrac{pd^3}{Et^3}} \qquad (9.28)$$

A tensão máxima resultante normal à geratriz inferior é obtida pela superposição dos efeitos de um lado, devida à flexão do conduto submetido às ações exercidas pela carga externa do solo e pela pressao interna do fluído e de outro lado, devida à pressão interna que induz a tensão circunferencial, isto é: $F_2 = \dfrac{p.d}{2\ t}$. Portanto:

$$F = F_1 + F_2$$

$$F = \frac{p\ d_{ext}}{2\ t} + \frac{0{,}702 \cdot wd^2/t^2}{1 + 0{,}091\ \dfrac{E'}{E} \cdot \dfrac{d^3}{t^3} + 0{,}325\ \dfrac{pd^3}{Et^3}} \qquad (9.29)$$

Se utilizarmos anéis de reforço, por analogia com a teoria de Morley, é válido assumir que a carga de ruptura w é inversamente proporcional à distância s entre os anéis.

Na ausência de melhores parâmetros Stephenson (32) utiliza a hipótese de Morley em que o comprimento L é dado pela fórmula experimental Equação 9.21.

Podemos escrever:

$$F_1 = \frac{s}{1{,}73\,d \cdot \sqrt{\dfrac{d}{t}}} \cdot \frac{0{,}702 \cdot w\ d^2/t^2}{1 + 0{,}091\ \dfrac{E'}{E} \cdot \dfrac{d^3}{t^3} + 0{,}325\ \dfrac{pd^3}{Et^3}}$$

$$\frac{s}{d} = 2{,}46\ \frac{F_1}{w}\sqrt{\left(\frac{d}{t}\right)^3} \cdot \left[1 + \frac{d^3}{t^3}\left(0{,}091\ \frac{E'}{E} + 0{,}325\ \frac{p}{t}\right)\right]$$

Utilizando o fator de segurança 2,46 teremos:

$$\frac{s}{d} = \frac{F_1}{w}\sqrt{\left(\frac{d}{t}\right)^3} \cdot \left[1 + \frac{d^3}{t^3}\left(0{,}091\ \frac{E'}{E} + 0{,}325\ \frac{p}{t}\right)\right] \qquad (9.30)$$

onde: $F_1 = f - \dfrac{pd}{2t}$ (9.31)

As equações 9.30 e 9.31 são para pressões internas $p > 0$.

A pior condição irá ocorrer se houver $p < 0$, neste caso o termo $\dfrac{0{,}325\ .\ p}{E}$ será negativo, ao passo que o valor positivo para $\dfrac{pd}{2t}$ deve ser conservado na equação 9.31.

Isto significa F_1 é menor que f. A pressão w não deve incluir qualquer pressão interna do tubo.

Para o cálculo do tamanho do anel, é conveniente assumir que o anel e a parede atuam independentemente existindo a flexão.

Se os anéis são razoavelmente espaçados as paredes irão agir de fato independentemente dos anéis e o momento fletor por espaço de anel será:

$$M = \frac{0{,}117\ w\ d^2\ S}{1 + 0{,}0076\ \dfrac{E'}{E} \cdot \dfrac{d^3}{I} + 0{,}027\ \dfrac{pd^3}{EI}} \qquad (9.32)$$

Como

$$M = f\left(\frac{t^2 S}{6} + \frac{yh^2}{6}\right) \qquad (9.33)$$

$$6M = f\,(t^2 S + y\,h^2)$$

$$\frac{6 \times 0{,}117\ w\ d^2\ S}{1 + 0{,}0076\ \dfrac{E'}{E} \cdot \dfrac{d^3}{I} + 0{,}027\ \dfrac{pd^3}{EI}} = f\,(t^2 S + yh^2)$$

ou então:

$$\frac{0{,}7\ w\ d^2\ S}{\underbrace{\left[1+\frac{d^3}{t^3}\left(0{,}091\ \frac{E'}{E}+0{,}325\ \frac{p}{E}\right)\right]}_{X}} = f\,(t^2S+yh^2)$$

$$\frac{1}{f}\cdot\frac{0{,}7\ w\ d^2\ S}{X} = t^2S+yh^2 \qquad (9.34)$$

Da equação 9.30 temos:

$$S = d\ \frac{F_1}{w}\sqrt{\left(\frac{d}{t}\right)^3}\cdot X$$

Substituindo em 9.34 temos:

$$\frac{1}{f}\cdot\frac{0{,}7\ w\ d^2}{X}\cdot\frac{d\cdot F_1}{w}\sqrt{\left(\frac{d}{t}\right)^3}\cdot X = t^2S+yh^2$$

$$\frac{1}{f}\cdot 0{,}7\,d^3\cdot F_1\sqrt{\left(\frac{d}{t}\right)^3} = t^2S+yh^2$$

do que resulta finalmente:

$$yh^2 = 0{,}7\ \frac{F_1}{f}\cdot(d\ t)^{3/2} - t^2S \qquad (9.35)$$

10. APLICAÇÕES PRÁTICAS.

10.1 – TEORIA DE MARSTON E SPANGLER.

Projeto de um trecho de conduto adutor com as seguintes características:

$d = 1{,}50$ m

$B_c = 1{,}50$ m

$B_d = 2{,}10$ m

$\gamma = 1{,}900$ Kg/m^3

a) Carga terra

B_c (m)	B_d m	H m	H/B_d	C_d	$\gamma B_c \cdot B_d$	w_c Kg/m
1,50	2,10	1,80	0,86	0,78	5985	4670
		2,40	1,14	0,96		5746
		3,60	1,72	1,40		8380
		4,80	2,28	1,80		10.773
		6,00	2,86	1,99		11.910

b) Carga dinâmica

B_c (m)	H (m)	$\frac{I_c \cdot P}{A}$	C_t	w_t kg/m
1,50	1,80	6.000	0,165	990
	2,40		0,10	600
	3,60		–	–

c) Carga total

B_c (m)	H (m)	C. Terra (kg/m)	C. Din. (kg/m)	Total (kg/m)
1,50	1,80	4670	990	5660
	2,40	5746	600	6346
	3,60	8380	–	8380
	4,80	10.773	–	10.773
	6,00	11.910	–	11.910

d) Cálculo da espessura da chapa

d.1) Utilizando-se:

$$\Delta X = \left(0{,}5+\frac{d}{1{,}20}\right)\ \%\ .d$$

$$\Delta X = \left(0{,}50+\frac{1{,}50}{1{,}20}\right) = 1{,}75\%\ d$$

$$\Delta X = 2{,}63 \text{ cm.}$$

d.2) K:

$\alpha = 150^o$

$k\ x = 0{,}085$

$\beta = 180^o$

d.3) $D_L = 1{,}0$

d.4) $E' = 40$ kg/cm^2

$E\ a = 2{,}0 \times 10^6$ kg/cm^2

$$\Delta X = \frac{D_L\cdot K\cdot W_c\cdot R^3}{EI + 0{,}061\ .\ E'\ .\ R^3}$$

$$I = \frac{t^3}{12}$$

$$\Delta X = \frac{D_L\cdot K\cdot W_c\cdot R^3}{\frac{Et^3}{12} + 0{,}061\ E'\ R^3}$$

$$\Delta X = \frac{12\cdot D_L\cdot K\cdot W_c\cdot R^3}{Et^3 + 12\times 0{,}061\cdot E'\cdot R^3}$$

$$\Delta X\cdot E\cdot t^3 + 12\times 0{,}061\ E'\cdot R^3\cdot\Delta X = 12\cdot D_L\cdot K\cdot w_c\cdot R^3$$

$$t^3 = \frac{12\ D_L\cdot K\cdot w_c\cdot R^3 - 12\times 0{,}061\ E'\ R^3\cdot\Delta X}{E\cdot\Delta X}$$

$$t^3 = 12\cdot R^3\left(\frac{D_L\cdot K\cdot w_c - 0{,}061\cdot E'\cdot\Delta X}{E\cdot\Delta X}\right)$$

$$t = \frac{2{,}29\times R}{10^2}\sqrt[3]{\frac{0{,}085\cdot w_c - 2{,}44\,\Delta X}{2{,}0\cdot\Delta X}}$$

$$t = 1{,}72\sqrt[3]{\frac{0{,}085\cdot w_c - 6{,}42}{5{,}26}}$$

B_d (m)	H (m)	C. Total kg/cm	t (cm)
1,50	1,80	56,60	–
	2,40	63,46	–
	3,60	83,80	0,89
	4,80	107,73	1,39
	6,00	119,10	1,53

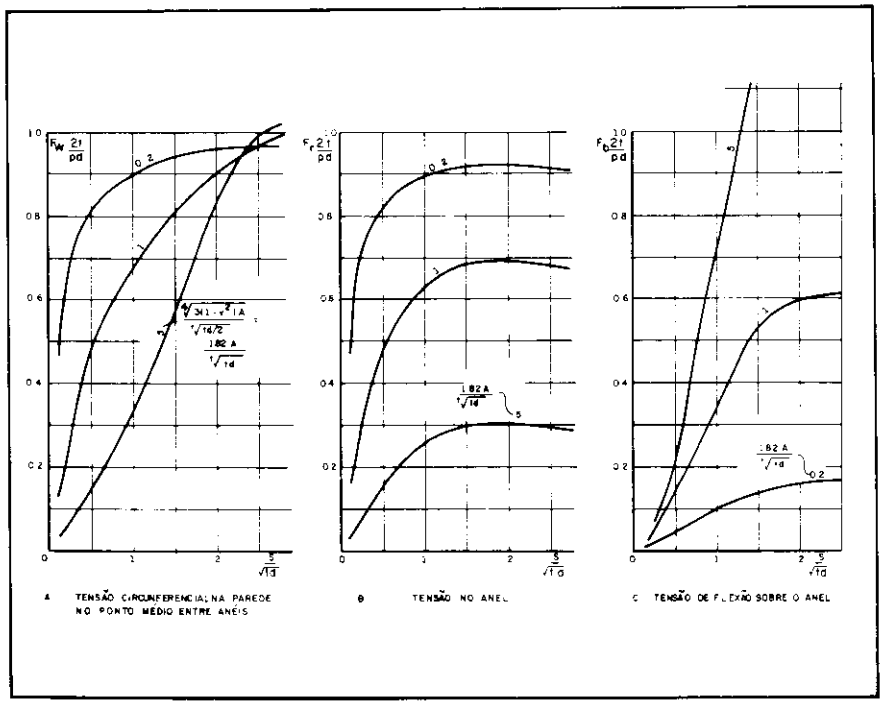


Fig. 9.1 – Tensões Associadas com Anéis de Refôrço

Observação importante é que o significado de valores negativos para t indicam que a espessura calculada é menor do que a necessária para resistir à flambagem. (A equação de Spangler somente é válida caso o tubo não atinja a flambagem).

Neste caso, utiliza-se a espessura que for necessária para resistir a flambagem.

Tal é o caso no exemplo dado para os recobrimentos de até 2,40 m.

Ao projetista caberá especificar para cada diâmetro a espessura mínima, através das demais verificações do cálculo.

10.2 – TUBOS NÃO CONFINADOS

Exemplo de cálculo dos esforços para tubos sem confinamento lateral:

Diâmetro do tubo: 50 cm
espessura da parede: 0,87 cm
pressão interna: 63 kg/cm^2
altura aterro: 1,20 m
largura vala: 1,0 m.
γ solo: 1,92 g/cm^3 = 1,92 x x 10^{-3} kg/cm^3
E_a : 2,1 x 10^6 kg/cm^2
α : 30°

Comprimento tubo: 1,0 m
Sobrecarga: Aeroporto: 27.240 kg (peso da roda)

a) Tensão na parede do tubo devido à pressão interna:

$$S_1 = \frac{p\,(D - 2t)}{2t}$$

$$S_1 = \frac{63\,(50 - 2 \times 0{,}87)}{2 \times 0{,}87} =$$

$$= 1.750 \text{ kg/cm}^2$$

b) Tensão devida ao momento fletor na geratriz inferior do tubo

$$S_2 = \frac{H}{B_d} = \frac{1{,}20}{1{,}0} = 1{,}20 \rightarrow$$

$$\rightarrow C_d = 0{,}95$$

$$S_2 = 0{,}117 \cdot \frac{C_d \cdot \gamma \cdot B_d^2 \cdot E \cdot t \cdot R}{Et^3 + 2{,}592\ p\ R^3}$$

$$S_2 = 0{,}117\ \frac{0{,}95 \times 1{,}92 \times 10^{-3} \times 1{,}00 \times 2{,}1 \times 10^6 \cdot 0{,}87 \cdot 25}{2{,}1 \times 10^6 \times 0{,}87^3 + 2{,}592 \times 63 \times 25^3}$$

$$S_2 = \frac{9{,}75 \times 10^7}{1{,}38 \times 10^6 + 2{,}55 \times 10^6} = \frac{9{,}75 \times 10^7}{3{,}9 \cdot 30}$$

c) Tensão fletora na geratriz inferior devida à carga dinâmica.

$$S_3 = 0{,}117\ \frac{C_t \cdot P/L \cdot F \cdot E \cdot t \cdot R}{E\ t^3 + 2{,}592\ p\ R^3}$$

$$m = \frac{D}{2\ H} = \frac{6{,}00}{2 \times 1{,}20} = 2{,}50$$

$$n = \frac{L}{2H} = \frac{6{,}00}{2 \times 1{,}20} = 0{,}83$$

$$C_t = 0{,}73$$

$$S_3 = \frac{0{,}117 \times 0{,}73 \times \frac{6000}{100} \times 1 \times 2{,}1 \times 10^6 \times 0{,}87 \times 25}{2{,}1 \times 10^6 \times 0{,}87^3 + 2{,}592 \times 63 \times 25^3}$$

$$S_3 = \frac{234{,}07 \times 10^6}{3{,}93 \times 10^6}$$

$$S_3 = 59{,}56 \text{ kg/cm}^2$$

Tensão total: 1.750 + 24,81 + 59,56

$$S = 1835 \text{ kg/ cm}^2$$

10.3 – ANÉIS TENSORES PARA RESISTIR PRESSÕES INTERNAS.

Tubo : 900 mm
P_i : 5 N/mm^2
Tensão máxima permitida na parede: F = 100 N/m m^2
Diâmetro do arame p/anel: 10 mm
Espaçamento p/enrolamento = ?

$$\frac{2tf}{d} = \frac{2 \times 10 \times 100}{900} = 2{,}3 \text{ N/mm}^2$$

Mas:

$$\frac{pd}{2t} = \frac{5 \times 900}{2 \times 10} \cong 225 \text{ N/mm}^2$$

Então:

$$\frac{F}{\frac{pd}{2t}} = \frac{100}{225} = 0{,}5$$

Parâmetro de área do anel:

$$\frac{1{,}82 \cdot A}{t\ \sqrt{td}} = \frac{1{,}82 \times \frac{\pi}{4}\ 10^2}{10\ \sqrt{10 \times 900}} =$$

$$= \frac{142{,}94}{948{,}68} = 0{,}15$$

pela fig. 9.1.a

$$\frac{S}{\sqrt{td}} = 0{,}25$$

$$S = 0{,}25\ \sqrt{td}$$

$$S = 0{,}25\ \sqrt{10 \times 900} = 23{,}72$$

$$S = 25 \text{ mm}$$

10.4 – ANÉIS DE REFORÇO PARA TUBULAÇÕES.

d = 1500 mm
t = 12
p_i = 1 N/mm^2
Carga externa: 0,5 N/mm^2
Espaçamento entre anéis de rigidez = ?
tensão perm. no aço: f = 100 N/mm^2

$$E = 2 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$$

10.4.1. – Cálculo de acordo com a Teoria de Morley:

a) Tensão circunf. na parede devido à pressão interna:

$$F_2 = \frac{pd}{2t} = \frac{1 \times 1500}{2 \times 12} = 62.5 \text{ N/mm}^2$$

b) Anel de reforço:

$$p = 1{,}65 \cdot E \cdot \left(\frac{t}{d}\right)^3$$

$$p = 1{,}65 \times 2 \times 10^5 \times \left(\frac{12}{1500}\right)^3$$

$$p = 0{,}17 \text{ N/mm}^2$$

O espaçamento entre anéis é dado por:

$$\frac{S}{d} = \frac{2\ E}{P} \sqrt{\frac{t^5}{d^5}}$$

$$\frac{S}{d} = \frac{2 \times 2 \times 10^5}{0{,}17} \sqrt{\frac{12^5}{1500^5}} =$$

$$= 13{,}5$$

$$\frac{S}{d} = 13{,}5$$

$$S = 13{,}5 \times 1{,}5$$

S = 20,3 m ! ! ! (valor inaceitável)

10.4.2 – Cálculo de acordo com as Equações de Stephenson

Tensão admissível:

$$F_1 = f - \frac{pd}{2t} =$$

$$F_1 = 100 - 62{,}5 \therefore F_1 = 37{,}5 \text{ N/mm}^2$$

$$w = \frac{F_1 \cdot t^2}{0{,}7\ d^2} \left[1 + \frac{d^3}{t^3} \left(0{,}091\ \frac{E_s}{E} + 0{,}325 \cdot \frac{p}{E}\right)\right]$$

$$w = \frac{37{,}5 \times 10^2}{0{,}7 \times 1500^2} \left[1 + \underbrace{\frac{1500^2}{12^3} \left(\frac{0{,}091 \times 5 + 0{,}325 \times 1}{2 \times 10^5}\right)}_{x\ =\ 10{,}77}\right]$$

10,77

$$w = 0{,}04 \text{ N/mm}^2$$

Espaçamento anéis:

$$\frac{S}{d} = \frac{F_1}{w} \sqrt{\frac{t^3}{d^3}} \left[1 + \left(\frac{900}{12}\right)^3 \cdot \left(\frac{0{,}091 \times 5 + 0{,}325 \times 2}{2 \times 10^5}\right)\right]$$

$$\frac{S}{d} = \frac{37,5}{0,04} \sqrt{\frac{12^3}{1500^3}} \times 10,77$$

$$\frac{S}{d} = 0,67 \therefore S = 1500 \times 0,67 =$$

$$= 1,01 \text{ m}$$

Dimensões do anel:

$$y\ h^2 = 0,7\ \frac{F_1}{f}\ (dt)^{3/2} - t^2 s$$

$$y\ h^2 = 0,7 \times \frac{37,5}{100} (1500 \times 12)^{3/2} - 12^2 \cdot 1.010$$

$$y\ h^2 = 488.486$$

Se $y = 40$ mm $\therefore$

$$h^2 = \frac{488.486}{40} \therefore$$

$h = 110,51$ mm.

$y = 40$ mm

$h = 110,5$ mm.

11. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.

a) As cargas verticais externas atuando sobre condutos devem ser calculadas conforme as hipóteses e a teoria de Marston.

Embora existam recomendações simplistas para o cálculo da carga vertical adotando-a igual ao peso da coluna do solo sobre o conduto, concluimos que em projetos é mais econômico e adequada a utilização das Equações de Marston.

b) As cargas dinâmicas são calculadas eficientemente com o auxílio das equações de Boussinesq e os algorítmos de Newmark. Por simplicidade para tubos em vala, veja-se a equação 5.1.

c) A equação de Spangler permite o dimensionamento das espessuras dos condutos através dos cálculos das deflexões.

d) Na fixação do valor da deflexão admitida para o tubo, deve-se atentar criteriosamente para as implicações desse valor no revestimento interno.
Em tubos de aço, o início de ruptura ocorre quando a deflexão está próxima de 20% do valor do diâmetro.
Alguns autores, utilizando fator de segurança = 4, utilizaram em projeto uma deflexão permitida de 5% do diâmetro (23).

O autor recomenda utilizar de deflexões de 3% do diâmetro para tubos revestidos internamente segundo a Norma AWWA C-203/78.
Valores conservadores podem ser obtidos pela expressão:

$$\triangle\ (\%\ .\ d) = (0,5 + \frac{d}{1,20})$$

d = diâmetro do tubo em *m*.

e) Valores recomendados dos parâmetros K, D e E' constam do texto.
Atenção deve ser dada às constantes D_L e E', que podem afetar substancialmente os resultados.

f) O parâmetro E' é fortemente influenciado pelo método construtivo; a natureza do material do aterro e o grau de compactação são elementos fundamentais para a definição de E' no projeto.

g) A equação 9.27 representa uma abordagem nova de dimensionamento de tubulações pois incorpora todos os fatores de Spangler e mais a pressão interna.
É um enfoque que precisa ser explorado convenientemente nos futuros projetos.

h) Sempre que não ocorre a contribuição lateral do terreno para as deflexões, o tubo deve ter o seu dimensionamento verificado pelo cálculo das tensões combinadas conforme Capítulo 8.

i) A necessidade de diâmetros cada vez maiores implicará em se utilizar crescentemente anéis de refôrço.
Este processo oferece condições econômicas e deve ter o seu uso incrementado.

11.2 – PESQUISAS SUGERIDAS.

É opinião do Autor que existe amplo campo de pesquisa para ser explorado no setor.
Entre outras salientamos:

a) Estudos teóricos e de campo das constantes E' e D_L

b) A utilização da equação 9.27 implicará em estudos dos transientes hidráulicos e das condições de operação.

c) Novos materiais para revestimentos que tenham aderência, resistência e flexibilidade e que sejam independentes da cadeia dos derivados de petróleo.

d) Processos de proteção à corrosão.

12. BIBLIOGRAFIA

1. BARNARD R. E. – Design Standards For Steel Water Pipe Journal AWWA – May, 1946.

2. BRODY, O. – Estimating Supporting Strenght of Flexible Pipes! Transportation Journal ASCE – July, 1979.

3. BUETTNER, C. F. – Pipelines Through Cities Political Considerations in desing a pipeline. J. AWWA-Jun., 1970.

4. CAMPBELL, F.C. – Distribution System Leakage Survey J. AWWA – April, 1970.

5. CATES, W. H. – Welded Steel Water Pipe Manual U.S. Steel Corporation, 1960.

6. CLARKE, N. W. B. – Buried Pipelines. Mc Laren, London, 1968.

7. COLUMN RESEARCH COMMITTE OF JAPAN – Handbook of Structural Stability.

8. DRASSENDORFER, P. V. e HALFF, A. H. – Large Water Mains: Experience and Practice of three large users – J. AWWA – July, 1972.

9. ESCOREL, F. J. – Tubos de Concreto – Boletim ABCP – nº 56 – 1949.

10. FERREIRA, P. – Sistema Adutor Metropolitano – Aspectos de Projeto – Rev. DAE nº 117, 1978.

11. HECKER, M. J. – Specifying Pipeline Construction Transportation Eng. Journal ASCE, July, 1979.

12. HOWARD, A. K. – Laboratory Load Tests on Buried Flexible Pipel. J. AWWA – Oct., 1972.

13. HOWARD, A. K. – Modulus of Soil Reaction Values for Buried Flexible Pipe-Journal of the Geotechnical Engineering Division – ASCE – Jan., 1977.

14. HOWARD, A. K. e SELANDER, C. E. – Laboratory Load Tests on Buried Reinforced Thermoseting, Thermoplastic and Steel Pipe. J. AWWA – Set., 1974.

15. JACOBSEN, S. – Buckling of Circular Rings and Cylindrical tubes under external pressure. Water Power – Dec., 1974.

16. KENNEDY, H. Jr. – External Loads and Foundations for Pipes. J. AWWA – Oct., 1970.

17. LIANG-CHAUN PENG – Stress ana-

lysis methods for underground pipe lines.
Pipe Line Industry – May, 1978.

18. MARSTON, A. – The Theory of External Loads on Closed Conduits in the Light of the Latest Experiments. Highway Research Board – Proc. Dec., 1929.

19. MOUSER, G. F. – Basic Pipe Stress Evaluation Summary Transportation Engineering Journal ASCE – July, 1979.

20. PARMELEE, R. A. e CAROTIS, R. B. – Modulus of Soil Reaction Values for Buried Flexible Pipe. Journal of the Geotechnical Engineering Division – Oct., 1977.

21. PLANT, G. D. – Use of Steel Pipe – A Manufacturer's viewpoint J. AWWA – Feb., 1973.
Water Technology.

22. PRAKASH, S. e GUPTA, R. – Determination of Modulus of Soil Reaction. Anais 6º Congr. Bras. Mec. dos Solos, 1968.

23. PROUDFTI, D. F. – Steel Pipe: Coatings, Design e Installation – J. AWWA – Jun., 1973.

24. PROUDFIT, D. P. – Performance of Large Diameter Steel Pipe al St. Paul. Journal AWWA.

25. SPANGLER, M. G. – The Structural Desing of Flexible Pipe Culverts. Bulletin 153 – Dec., 1941.
The Iowa State College.

26. SPANGLER, M. G. – Underground Conduits – An Appraisal of Modern Research.
Paper nº 2337 – ASCE, Jun., 1947.

27. SPANGLER, M. G. – Pipeline Crossing Under Railroads and Highways. Journal AWWA – Jun., 1964.

28. SPANGLER, M. G. e WATKINS, R. K. – Some Characteristics of the Modulus of Passive. Resistence of Soil: A Study in Similitude Highway Research Board-Proc. 37, 1958.

29. SPANGLER, M. G. e HANDY, R. L. – Soil Mechanics – 3th Edit. Intext Educ. Publ., N. Y., 1973.

30. SPANGLER, M. G. – Stresses in Pressure Pipelines and Protective Casing Pipes.
J. Structural Division – ASCE – Sept. 1956.

31. STEPHENSON, D. – Stiffening Rings for Pipes.
Pipes and Pipelines International.
April, 1973.

32. STEPHENSON, D. – Pipeline Design for Water Engineers Elsevier – N.Y., 1976.

33. TSYTOVICH, N. – Soil Mechanics – Mir Publishers, 1976.

34. WATKINS, R. K. – Pipeline Economy Through Disign of Backfill Journal of Pipeline Division – ASCE – Nov., 1967.