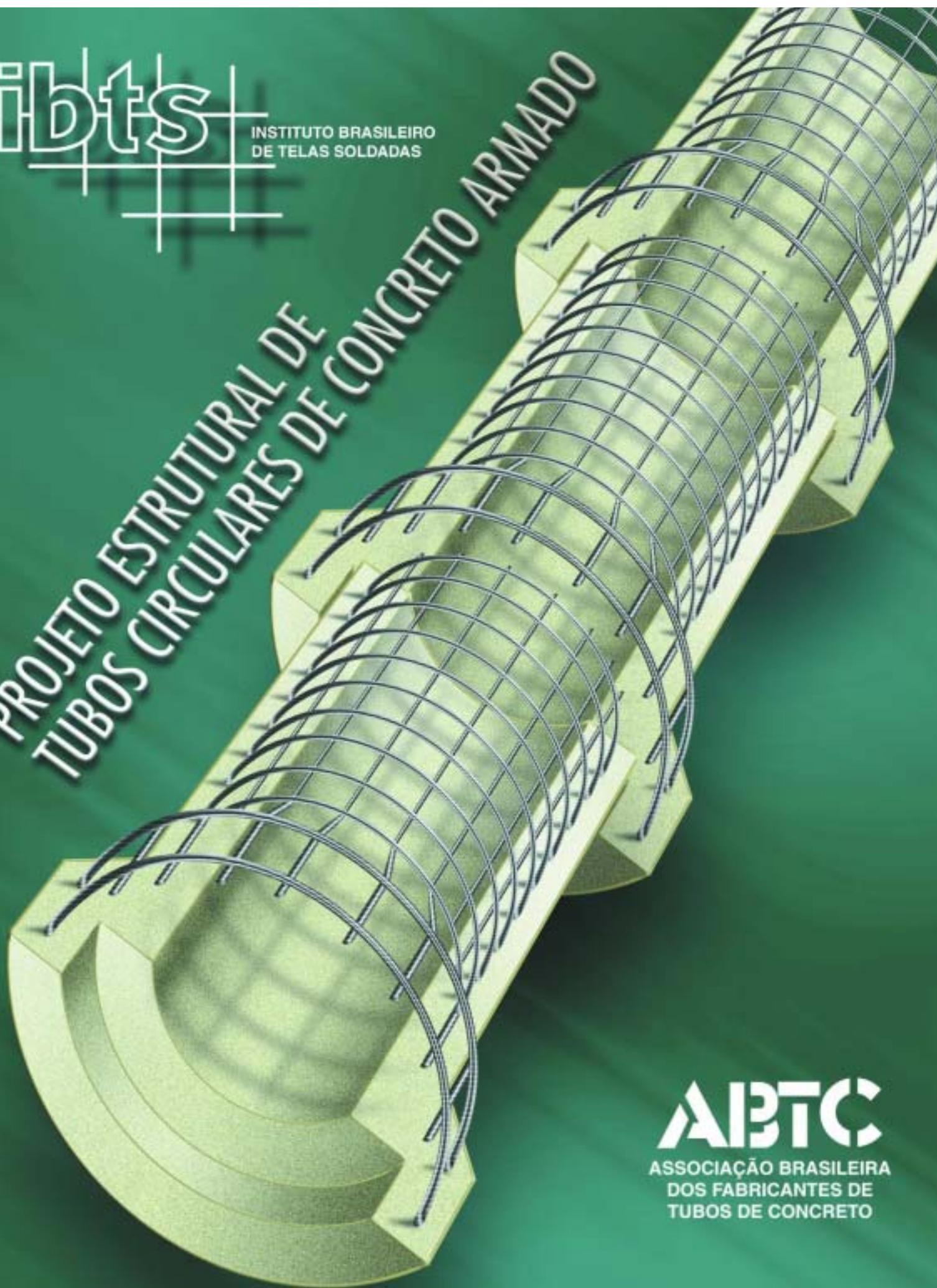




INSTITUTO BRASILEIRO
DE TELAS SOLDADAS

PROJETO ESTRUTURAL DE TUBOS CIRCULARES DE CONCRETO ARMADO



ABTC

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA
DOS FABRICANTES DE
TUBOS DE CONCRETO

Projeto Estrutural de Tubos Circulares de Concreto Armado



São Paulo, 2003

Autor:

Mounir Khalil El Debs

Professor Associado

Departamento de Engenharia de Estruturas

Escola de Engenharia de São Carlos - USP

1º Edição

Prefácio

Visando desenvolver atividades com objetivos comuns, a ABTC - Associação Brasileira dos Fabricantes de Tubos de Concreto e o IBTS - Instituto Brasileiro de Telas Soldadas, decidiram se unir em uma promissora parceria.

O primeiro resultado dessa iniciativa está concretizado nesta publicação "Projeto Estrutural de Tubos Circulares de Concreto Armado", cuja finalidade é contribuir com todos os profissionais, empresas e instituições que tenham compromisso com a qualidade no segmento da construção.

A publicação apresenta em linguagem de fácil assimilação informações que possibilitarão especificar, classificar, dimensionar e produzir corretamente, observando-se todas as características técnicas da obra onde os tubos serão instalados.

Utilizando-se de todos os benefícios da linguagem multimídia, a publicação traz também um CD que, em visual moderno e dinâmico, oferece imagens e dicas sobre fabricação, transporte e estocagem, e um software que possibilitará ao usuário especificar tubos, tanto para águas pluviais como para esgoto sanitário, atendendo todos os requisitos da norma NBR 8890/2003.

A Apresentação

O objetivo da presente publicação é apresentar os principais aspectos envolvidos no projeto estrutural de tubos circulares de concreto armado. Estão sendo cobertas as duas principais partes do projeto dos tubos: a) determinação das cargas a que o tubo deve resistir e, consequentemente, da especificação da classe do tubo, e b) dimensionamento, que corresponde principalmente à determinação da armadura.

A primeira parte é desenvolvida conforme o chamado procedimento de Marston-Spangler. Basicamente, este procedimento engloba: a) determinação da resultante das cargas verticais sobre os tubos; b) determinação da força a que o tubo deve resistir, em ensaio padronizado, a partir de fatores de equivalência, que dependem principalmente das condições de assentamento do tubo.

A segunda parte corresponde ao cálculo da armadura e verificações dos estados limites para atender às cargas previstas, de acordo com a especificação do tubo.

Esta publicação tem ainda o objetivo de fornecer as bases com que foi desenvolvido o programa de computador para o projeto de tubos circulares de concreto armado, patrocinado pelo IBTS – Instituto Brasileiro de Tela Soldada. Assim, os usuários deste programa podem fazer uso da publicação para acompanhar as hipóteses, limitações e especificidades desse programa.

Merece destacar que a publicação engloba os tubos circulares para águas pluviais e para esgotos sanitários, bem como o fato que ela está compatível com a **NBR 8890/2003 – Tubos de concreto, de seção circular, para águas pluviais e esgotos sanitários – Requisitos e métodos de ensaios**, elaborada recentemente.

Sumário

1 - INTRODUÇÃO	
1.1 - Noções gerais sobre o comportamento estrutural de tubos de concreto	10
1.2 - Ações a considerar	15
1.3 - Tipos básicos de instalações	15
1.4 - Características dos solos para cálculo das ações	17
2 - CÁLCULO DAS CARGAS PRODUZIDAS PELO SOLO	
2.1 - Preliminares	18
2.2 - Instalação em vala	18
2.3 - Instalação em aterro com projeção positiva	20
2.4 - Instalação em aterro com projeção negativa	23
Instalação	25
3 - CÁLCULO DAS CARGAS PRODUZIDAS POR SOBRECARGAS NA SUPERFÍCIE	
3.1 - Efeito de forças parcialmente distribuídas aplicadas na superfície	26
3.2 - Sobrecargas rodoviárias	32
3.3 - Outras sobrecargas	35
4 - FATORES DE EQUIVALÊNCIA	
4.1 - Tubos instalados em vala	39
4.2 - Tubos instalados em aterro com projeção positiva	43
4.3 - Tubos instalados em aterro com projeção negativa	45
Bases	46
5 - DETERMINAÇÃO DA CLASSE DO TUBO	
5.1 - Cálculo da carga correspondente ao ensaio de compressão diametral	47
5.2 - Coeficientes de segurança	47
5.3 - Especificação da classe	48
6 - DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA	
6.1 - Concreto	49
6.2 - Armadura em telas soldadas	49
6.3 - Cobrimento da armadura	50
6.4 - Diretrizes para o dimensionamento das paredes do tubo	50
6.5 - Esforços solicitantes para dimensionamento	51
6.6 - Arranjos da armadura	52
6.7 - Cálculo da armadura para as solicitações normais	55
6.8 - Resistência à força cortante	58
6.9 - Verificação do limite de abertura de fissura	59
Fabricação 1	61
Fabricação 2	62
Fabricação 3	63
Ensaio	64
Armazenamento	65
Transporte	66
Montagem	67
7 - CONSIDERAÇÕES FINAIS	68
8 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	69
9 - ANEXO – Tabelas de telas soldadas para armação de tubos	69

Principais símbolos e siglas

Esta relação de símbolo é limitada aos símbolos mais importantes, normalmente aqueles que aparecem mais de uma vez.

Letras Minúsculas

a	Dimensão de área carregada, em geral na direção do eixo da tubulação
b	Dimensão de área carregada, em geral perpendicular à direção do eixo da tubulação
b_v	Largura da vala
c	Distância entre duas forças parcialmente distribuídas, espessura do berço de concreto, cobrimento da armadura
c_{ext}	Cobrimento da armadura da face externa
c_{int}	Cobrimento da armadura da face interna
d	Altura útil da seção (distância do CG da armadura de tração até a borda mais comprimida)
d_e	Diâmetro externo do tubo
d_{ext}	Altura útil considerando a tração do lado externo do tubo
d'_{ext}	Distância do CG da armadura externa até a face externa no caso de armadura dupla
d_i	Diâmetro interno do tubo, também conhecido com DN – diâmetro nominal
d_{int}	Altura útil considerando a tração do lado interno do tubo
d'_{int}	Distância do CG da armadura interna até a face interna no caso de armadura dupla
e	Espaçamento entre eixos de um veículo
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão
f_{ctk}	Resistência característica do concreto à tração
f_{yd}	Resistência de cálculo do aço à tração
h	Espessura da parede do tubo
h_{cl}	Altura a partir da qual ocorre superposição dos efeitos das rodas dos veículos na direção longitudinal
h_{ct}	Altura a partir da qual ocorre superposição dos efeitos das rodas dos veículos na direção transversal
h_e	Altura do plano de igual recalque
h_s	Altura de terra sobre o plano que passa pelo topo do tubo
k	Coefficiente de empuxo do solo (empuxo ativo) ou coeficiente de Rankine
l	Comprimento do tubo
l_e	Comprimento efetivo
q	Resultante das cargas sobre o tubo por unidade de comprimento, força distribuída de sobrecarga de tráfego
q'	Força por unidade de área, força distribuída de sobrecarga de tráfego
q_h	Resultante das pressões laterais sobre o tubo por unidade de comprimento
q_m	Resultante das cargas devidas à sobrecarga de tráfego
r_{an}	Razão de recalque para tubos em aterro com projeção negativa
r_{ap}	Razão de recalque para tubos em aterro com projeção positiva
r_e	Raio externo do tubo
r_m	Raio médio do tubo
t	Parâmetro geométrico
w	Abertura de fissuras

Letras Maiúsculas

A	Área
A_s	Área da seção transversal da armadura
$A_{s,ext}$	Área da armadura mais próxima da face externa
$A_{s,int}$	Área da armadura mais próxima da face interna
C_{an}	Coefficiente para cálculo da resultante das cargas para tubos instalados em aterro com projeção negativa
C_{ap}	Coefficiente para cálculo da resultante das cargas para tubos instalados em aterro com projeção positiva
C_v	Coefficiente para cálculo da resultante das cargas para tubos instalados em vala
F_{ens}	Força corresponde ao ensaio de compressão diametral
M	Momento fletor
N	Força normal
Q	Força concentrada ou parcialmente distribuída aplicada na superfície
Q_e	Força concentrada por eixo de trem-tipo ferroviário
Q_r	Força aplicada por cada roda de um veículo
V	Força cortante

Letras Gregas

α_{eq}	Fator de equivalência
γ	Peso específico do solo
γ_r	Coefficiente de segurança relativo à carga de ruptura
γ_t	Coefficiente de segurança relativo à carga de fissura (trinca)
φ	Coefficiente de impacto
η_b	Coefficiente de conformação superficial
ρ	Taxa de projeção
σ_s	Tensão na armadura
μ	Coefficiente de atrito interno do solo
μ'	Coefficiente de atrito do solo com a parede da vala
ϕ	Ângulo de atrito interno do solo
ϕ'	Ângulo de atrito do solo com a parede da vala
ϕ_o	Ângulo de propagação da força parcialmente distribuída no solo

Siglas

ACI	American concrete institute
ACPA	American concrete pipe association
ATHA	Asociación española de fabricantes de tubos de hormigón
ASCE	American society of civil engineers
CG	Centro de gravidade
IBTS	Instituto Brasileiro de Telas Soldadas
NBR	Norma Brasileira Registrada

01 Introdução

1.1. Noções gerais sobre o comportamento estrutural de tubos enterrados

Assim como em outros tipos de estruturas de concreto, o projeto estrutural de tubos é, em geral, desenvolvido de forma a atender aos estados limites últimos e de serviços. As verificações destes estados limites são, normalmente, feitas a partir de esforços solicitantes (momento fletor, força cortante, força normal).

No caso dos tubos de concreto, existe uma certa dificuldade no cálculo dos esforços solicitantes, devido à complexidade na determinação das pressões do solo contra suas paredes.

As pressões do solo contra as paredes dos condutos enterrados dependem fundamentalmente da forma de sua instalação e do seu assentamento. O assentamento inclui a forma da base e condições de execução do aterro lateral junto à base.

Para se ter uma primeira noção da distribuição das pressões do solo sobre o tubo, pode-se dividir a forma de instalação em vala (ou trincheira) e em aterro (ou saliência).

Nos tubos instalados em vala, a tendência de deslocamento do solo da vala mobiliza forças de atrito que reduzem a carga que atua sobre o topo do tubo, o que corresponde a desviar a carga sobre o conduto para as suas laterais, como mostra-se na Figura 1.1a.

Nos tubos instalados em aterro, pode ocorrer um aumento ou uma redução das forças atuantes sobre eles, em função da tendência de deslocamentos verticais relativos entre a linha vertical, que passa pelo seu centro, e a linha vertical, que passa pelas suas laterais. Na linha que passa pelo tubo, o deslocamento resulta da superposição das deformações da fundação, do tubo e do aterro sobre o tubo. Já na linha que passa pelas laterais, o deslocamento resulta da superposição das deformações da fundação e do aterro lateral. Pode ocorrer um aumento da resultante da carga sobre o coroamento do tubo, se nas laterais do mesmo houver uma tendência de deslocamento maior que na linha, que passa pelo centro do tubo (Figura 1.1b), ou uma redução, se ocorrer o contrário (Figura 1.1c). Neste último caso, que normalmente ocorre em tubos mais flexíveis, seria como se ocorresse um arqueamento desviando as pressões do solo para as laterais do tubo.

A forma do assentamento do tubo tem um papel fundamental na distribuição das pressões que atuam nele. Quando o tubo for assentado de forma a se promover um contato efetivo em uma grande região, a distribuição das pressões sob a base será mais favorável (Figura 1.2a). Caso contrário, ocorre tendência de concentrações de pressões e conseqüentemente de aumento significativo de momentos fletores na base do tubo (Figura 1.2b).

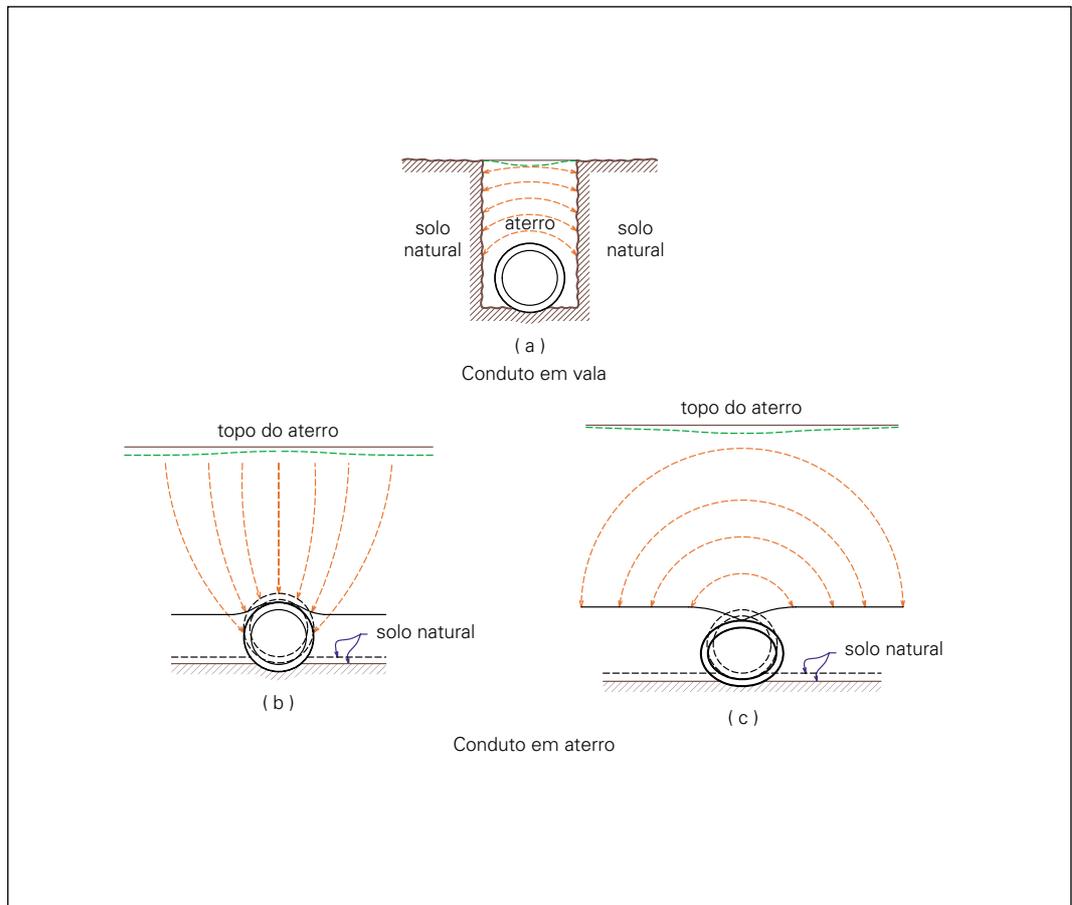


Figura 1.1 Forma de instalação e fluxo das pressões do solo em condutos enterrados

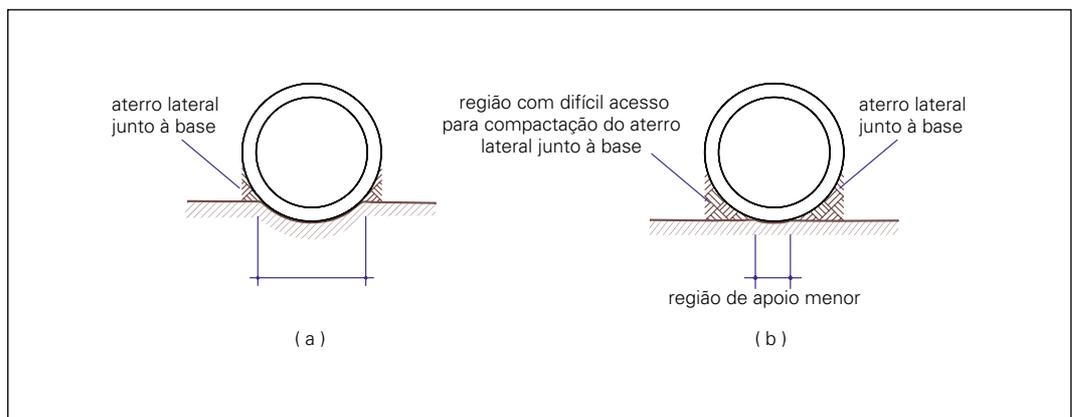


Figura 1.2 Influência da forma de assentamento na distribuição das pressões junto à base.

Outro aspecto importante é a compactação do solo junto à base do tubo. Dependendo do tipo de assentamento, pode-se ter melhores condições de realizar a compactação, como se observa na Figura 1.2a, e, portanto, maior confinamento lateral, conseqüente melhor distribuição de momentos fletores no tubo. Já no caso da Figura 1.2b, pode-se notar que praticamente não existem condições de compactar o solo junto à base. Assim, a distribuição dos momentos fletores será ainda mais desfavorável, devido à menor pressão lateral nas paredes do tubo.

Na Figura 1.3 está mostrada a distribuição de pressões que ocorre no tubo em aterro. Esta distribuição foi feita a partir de medidas experimentais, com um tratamento dos valores de forma a tornar simétrica a distribuição das pressões. A partir desta figura e da Figura 1.2 fica mais fácil notar o efeito do assentamento do tubo na distribuição das pressões.

No caso mostrado na Figura 1.2a, as pressões na base são distribuídas em uma região maior e, naturalmente, de menor intensidade. Também as pressões agindo na lateral do tubo são maiores devido às melhores condições de compactação do solo. Por outro lado, no caso da Figura 1.2b, as pressões na base são distribuídas numa região menor e, portanto, de maior intensidade. Analogamente ao caso anterior, as pressões laterais são menores devido à dificuldade de compactação do aterro lateral junto à base. Portanto, os momentos fletores no tubo são mais desfavoráveis no caso da Figura 1.2b que no caso da Figura 1.2a.

Conhecida a distribuição de pressões nas paredes do tubo, o cálculo das solicitações (momentos fletores, força cortante e força normal) pode ser feito considerando o tubo como um anel. Por comodidade, procura-se trabalhar com distribuições de pressões que facilitem os cálculos. Existem na literatura técnica algumas indicações de distribuições idealizadas para cálculo. Uma dessas distribuições é apresentada na Figura 1.4. Mais uma vez, é possível observar, por esta distribuição, que os valores e a extensão das pressões na base são dependentes da região de contacto da base no apoio, relacionado com o ângulo ϕ_b e analogamente, as pressões laterais, relacionadas com o ângulo ϕ_a .

Outras distribuições de pressões para o cálculo dos esforços solicitantes têm sido propostas. Na Figura 1.5a é mostrada, em linhas gerais, a proposta de Olander [13], que segue uma distribuição radial. Já na Figura 1.5b é mostrada a proposta de Joppert da Silva [8], que indica uma pressão lateral que diminui à medida que se aproxima da base do tubo, como conseqüência da dificuldade de compactação do solo na lateral do tubo, junto à base.

Como se pode observar, a determinação das pressões sobre os tubos de concreto depende de vários fatores. A consideração de todos estes fatores de forma razoavelmente precisa seria extremamente complexa. Ainda mais quando se considerar a possível interação da estrutura com o solo. A análise considerando todos estes efeitos só é possível, praticamente, a partir de métodos numéricos, como por exemplo, pelo método dos elementos finitos. Isto tornaria o projeto de tubos bastante complexo e pouco prático.

Assim, salvo casos excepcionais, emprega-se na prática um procedimento de projeto denominado de procedimento de Marston-Spangler.

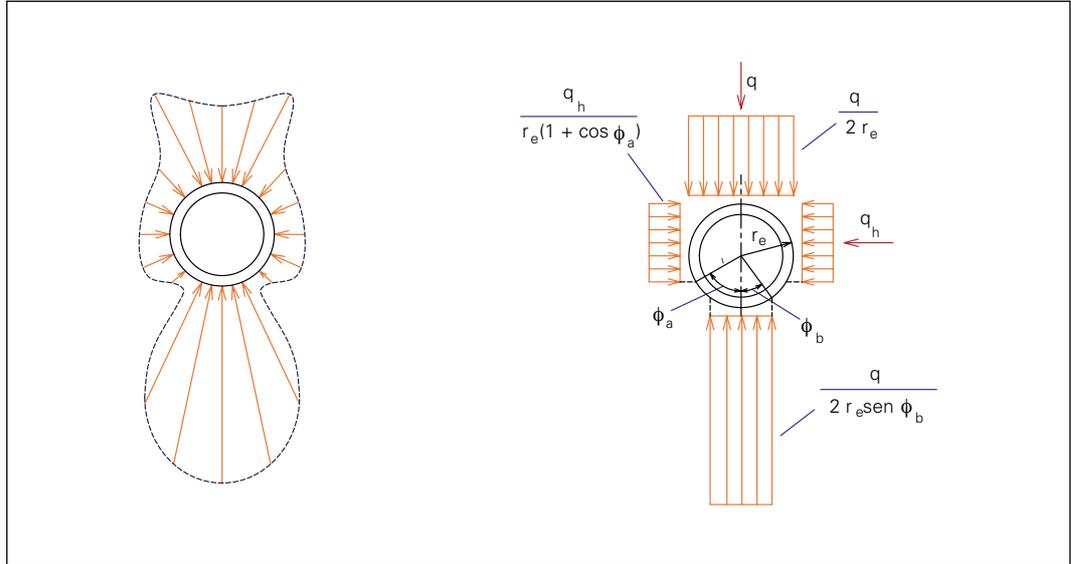


Figura 1.3 Distribuição de pressões nos tubos de concreto

Figura 1.4 Distribuição de pressões idealizada para cálculo dos esforços solicitantes

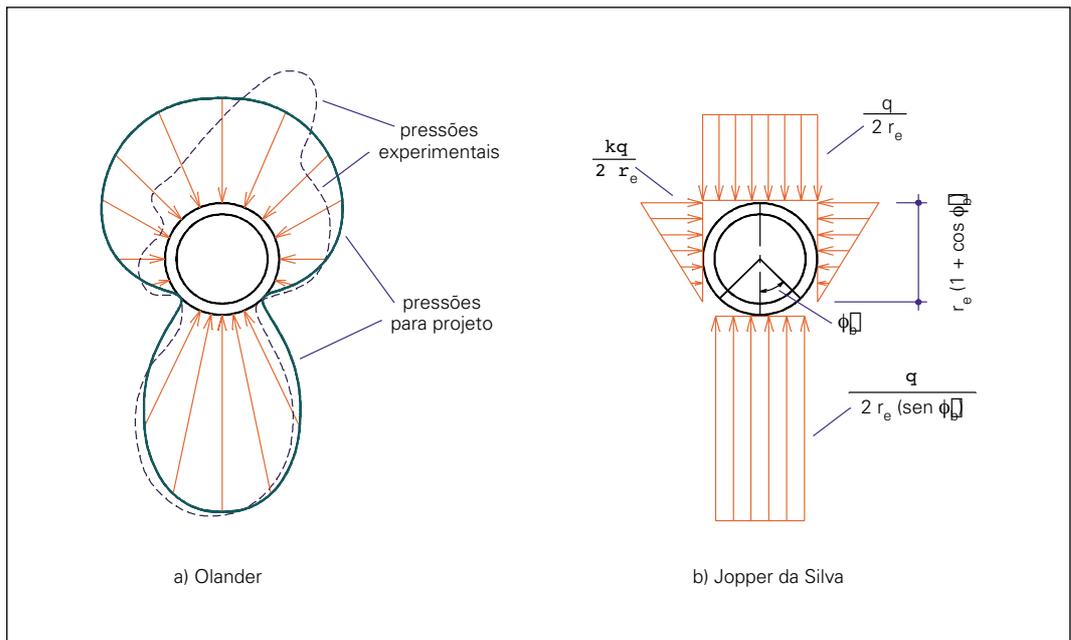


Figura 1.5 Distribuição de pressões proposta por Olander [13] e por Jopper da Silva [8] para o cálculo de tubos circulares de concreto

O desenvolvimento deste procedimento se iniciou com a publicação da primeira teoria para avaliação das ações do solo sobre condutos enterrados, por Marston, em 1913. Apesar de existirem estudos anteriores sobre tubos de concreto, esta é considerada a primeira publicação com uma teoria sobre o assunto.

Marston desenvolveu um modelo teórico para a avaliação das ações em tubos instalados em vala, e também um método de ensaio para testar a resistência dos tubos de concreto. Posteriormente, ele, Spangler e Schlick, formularam uma extensão desta teoria, que deu origem ao procedimento Marston–Spangler, correntemente empregado até o presente.

Basicamente, o procedimento engloba: a) determinação da resultante das cargas verticais sobre os tubos; b) emprego de um fator de equivalência e c) ensaio padronizado para medir a resistência do tubo.

A determinação da resultante das cargas verticais sobre o tubo é feita a partir de formulação que depende basicamente do tipo de instalação do tubo.

Para o ensaio da de resistência, normalmente, se emprega o ensaio de compressão diametral, conforme indicado na Figura 1.6.

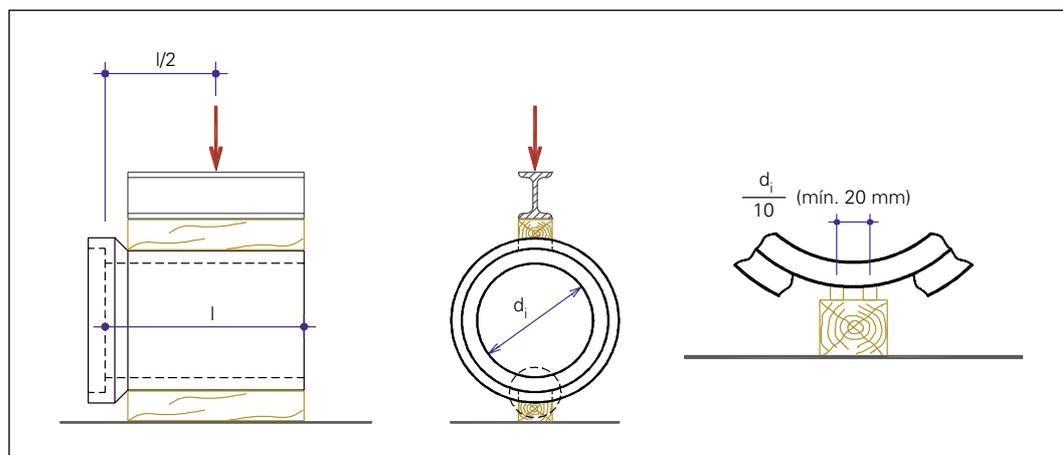


Figura 1.6 Esquema de ensaio de compressão diametral de tubos de concreto

O fator de equivalência é a relação entre o máximo momento fletor resultante do ensaio de compressão diametral e o máximo momento fletor da situação real. Para algumas situações o fator de equivalência é determinado empiricamente, para outras, ele é determinado a partir do cálculo do momento fletor com a distribuição de esforços idealizada, apresentada na Figura 1.4. Este fator leva em conta, principalmente, a forma de assentamento do tubo, que inclui os procedimentos de execução da base e de compactação lateral adjacente ao tubo.

Assim, em linhas gerais, o tubo deve ser projetado para suportar uma situação prevista no ensaio de compressão diametral para uma força corresponde à resultante das cargas verticais sobre o tubo, dividida pelo fator de equivalência.

A especificação dos tubos é feita com o enquadramento destes em classes resistentes, com base na força a ser resistida no ensaio de compressão diametral.

1.2. Ações a considerar

As ações que podem atuar nos tubos enterrados são: a) peso próprio; b) carga do solo; c) pressões do fluido dentro do tubo; d) cargas produzidas por sobrecargas na superfície, em função da natureza do tráfego (rodoviário, ferroviário, aeroviário ou especial;); e) ações por sobrecargas de construção; f) empuxos laterais produzidas pelo solo; g) ações produzidas por equipamento de compactação durante a execução do aterro; h) ações produzidas por cravação e i) ações produzidas durante o manuseio, o transporte e a montagem do tubo.

Nas situações definitivas, as ações normalmente consideradas são: a) carga do solo sobre o tubo, que depende do tipo de instalação, conforme foi comentado; b) as cargas produzidas por sobrecargas de tráfego e c) empuxo lateral, que depende do tipo de instalação e do assentamento.

Durante as situações transitórias ou de construção consideram-se também as ações do equipamento de compactação, para determinadas situações, e a as ações de cravação no caso de tubos cravados. As demais ações são normalmente desprezadas nos projetos usuais.

1.3. Tipos básicos de instalações

As instalações podem ser enquadradas nos seguintes tipos básicos: a) vala (ou trincheira), b) aterro com projeção positiva, c) aterro com projeção negativa.

As características destes tipos de instalações são apresentadas a seguir:

Instalação em vala (ou trincheira) – o tubo é instalado em uma vala aberta no terreno natural e posteriormente aterrada até o nível original (Figura 1.7a).

Instalação em aterro com projeção positiva – o tubo é instalado sobre a base e aterrado de forma que a sua geratriz superior esteja acima do nível natural do solo (Figura 1.7b).

Instalação em aterro com projeção negativa – o tubo é instalado em vala estreita e pouco profunda, com o topo do conduto abaixo da superfície natural do terreno (Figura 1.7c).

Cabe destacar que existem variações destas formas básicas e que existem ainda dois outros tipos de instalações: instalação por cravação e instalação em vala induzida ou imperfeita.

A instalação por cravação é quando o tubo é cravado por equipamentos especiais sem que haja nenhum tipo de aterro externamente ao tubo.

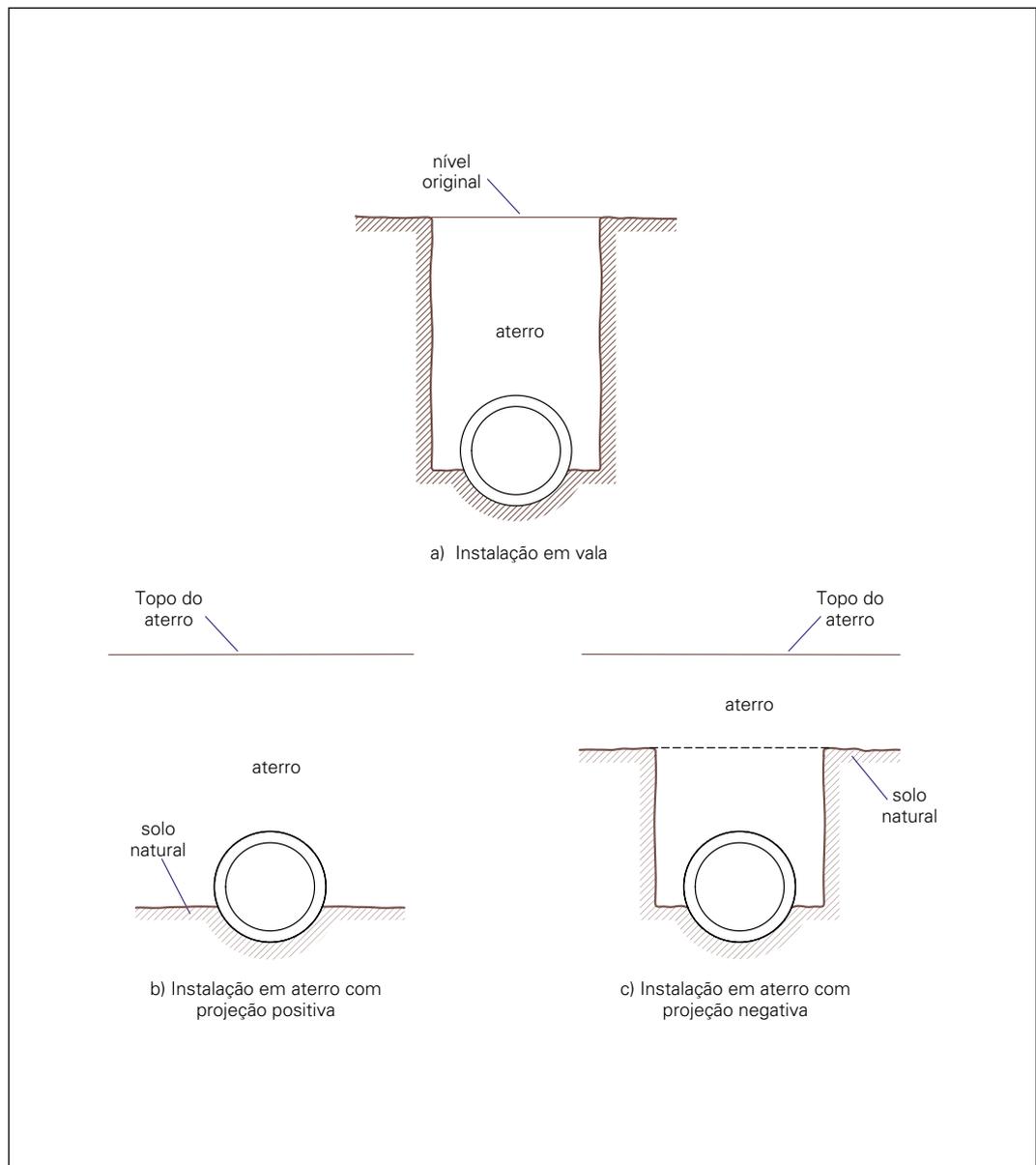


Figura 1.7 Tipos básicos de instalação

A instalação por vala induzida ou imperfeita é aquela em que o tubo começa a ser instalado como tubo em aterro com projeção positiva. Após a colocação de parte do aterro, é escavada uma vala da largura do conduto e enchida com material bastante compressível (Figura 1.8). Devido à alta compressibilidade desta camada, haverá uma tendência de desvio das cargas sobre o tubo para as laterais, de forma a reduzir a resultante das pressões sobre o tubo. Este tipo de instalação é, normalmente, reservado para grandes alturas de aterro sobre o tubo.

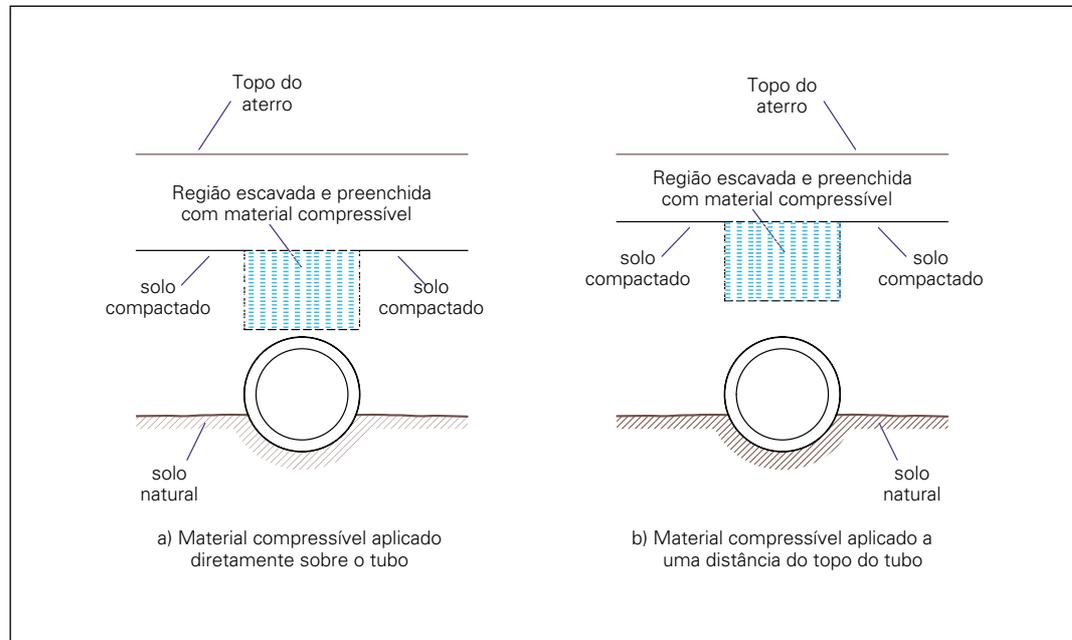


Figura 1.8 Instalação em vala induzida

1.4. Características dos solos para cálculo das ações

Na determinação das pressões do solo sobre os tubos enterrados com o procedimento de Marston–Spangler são necessários os seguintes parâmetros:

γ - peso específico do solo;

μ - coeficiente de atrito interno do solo, em que ϕ é o ângulo de atrito do solo;

μ' - coeficiente de atrito do solo contra as paredes da vala, sendo ϕ' o correspondente ângulo de atrito;

k - coeficiente de empuxo do solo (empuxo ativo) ou coeficiente de Rankine, calculado em função do ângulo de atrito interno do solo com a expressão

$$k = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (1.1)$$

$k\mu'$ - produto do coeficiente de empuxo do solo com o coeficiente de atrito do solo contra as paredes da vala;

$k\mu$ - produto do coeficiente de empuxo do solo com o coeficiente de atrito do solo.

Naturalmente, estes valores podem ser medidos e calculados de acordo com cada situação. No entanto, geralmente recorre-se às indicações para projeto fornecidas na Tabela 1.1. Conforme apresentado nesta tabela, para efeitos práticos, pode-se adotar $k_{\mu} = k_{\mu}'$

Tabela 1.1 Características dos solos para projeto dos tubos

Tipo	Solo	$k_{\mu} = k_{\mu}'$	γ (kN/m ³)
1	Material sem coesão	0,192	19,0
2	Areia e pedregulho	0,165	17,6
3	Solo saturado	0,150	19,2
4	Argila	0,130	19,2
5	Argila saturada	0,110	21,0

02 Cálculo das cargas produzidas pelo solo

2.1. Preliminares

Nesta parte são apresentadas formulação e expressões para o cálculo da resultante das pressões verticais sobre os tubos instalados em vala e em aterro, com projeção positiva e negativa.

A dedução das expressões pode ser encontrada na literatura técnica, como por exemplo, em BULSON [10] e em publicação da Associação Brasileira de Cimento Portland [8].

Não são tratados aqui os casos de instalações por cravação e por vala induzida. As formulações para estes casos também podem ser encontradas na literatura técnica, como por exemplo, em BULSON [10].

2.2. Instalação em vala

Em razão do processo construtivo, haverá nos condutos em vala uma tendência de movimentação relativa entre o prisma de solo sobre o conduto e o solo adjacente intacto, o que provocará o aparecimento de tensões de atrito e de coesão de sentido ascendente no prisma de solo sobre o conduto. Assim, a resultante das cargas q será o peso do solo acima do conduto menos a resultante dessas tensões tangenciais, que ocorrem nas faces da vala, conforme ilustra a Figura 2.1.

A força de atrito é determinada multiplicando a força produzida pela pressão horizontal do aterro sobre o solo natural pela tangente do ângulo de atrito entre os dois materiais, sendo esta força calculada multiplicando a força F produzida pela pressão vertical, pelo coeficiente de empuxo k .

A coesão é normalmente desprezada neste cálculo, pois seu efeito benéfico será efetivado depois de transcorrido um certo tempo da execução do aterro. A partir destas hipóteses, deduz-se a expressão para o cálculo da resultante das cargas verticais sobre o conduto:

$$q = C_v \gamma b_v^2 \tag{2.1}$$

onde

$$C_v = \frac{1 - e^{-\alpha' \lambda_v}}{\alpha'} \tag{2.2}$$

sendo

γ – peso específico do solo do aterro;

h_s – altura de terra sobre o plano que passa pelo topo do tubo (distância do topo do tubo até a superfície);

b_v – largura da vala;

e

$$\alpha' = 2 k \mu' \quad \text{e} \quad \lambda_v = h_s / b_v$$

com

$k \mu'$ definido na seção 1.4.

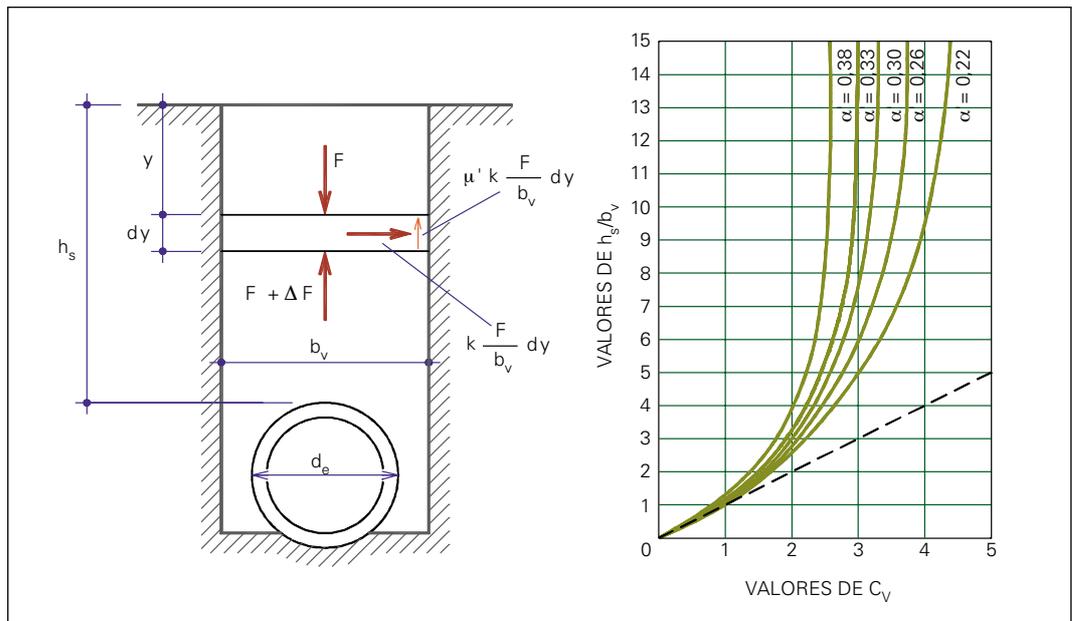


Figura 2.1 Indicações sobre o modelo do comportamento em tubos instalados em vala

Figura 2.2 Valores do coeficiente C_v

Na Figura 2.2 é mostrada a variação do parâmetro C_v em função de h_s/b_v , para vários valores do coeficiente α' . Também está representada neste desenho, em linha tracejada, a situação em que não há nenhuma redução no peso do solo, o que permite visualizar a redução da carga vertical neste tipo de instalação de tubos.

Quando o talude da vala é inclinado, a largura da vala é variável, crescendo à medida que se distancia do plano horizontal, que passa pelo topo do tubo. Para estes casos, pode-se considerar o valor da largura da vala b_v para o cálculo, a largura corresponde ao nível do topo do tubo, conforme mostrado na Figura 2.3a. Quando a inclinação do talude se inicia ao nível do topo do tubo, como mostra a Figura 2.3b e 2.3c, a largura b_v para cálculo é também a largura da vala correspondente ao plano horizontal, que passa pelo topo do tubo.

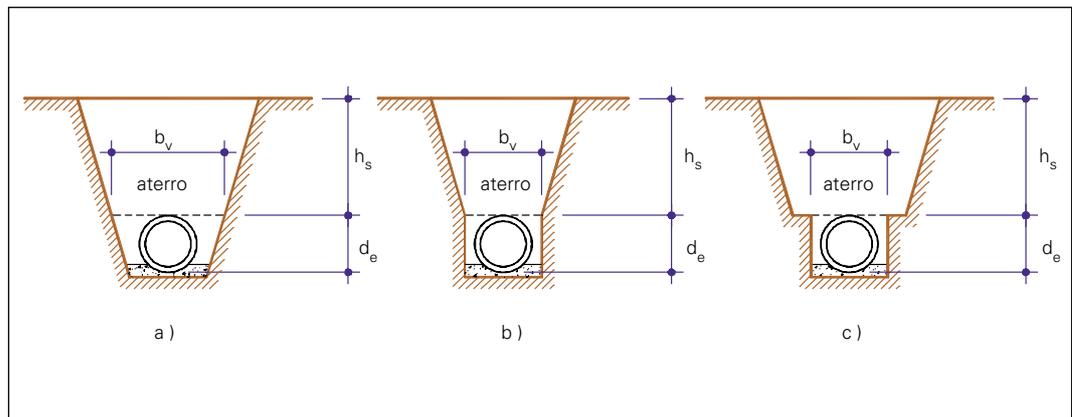


Figura 2.3 Indicações para adoção da largura b_v para situações de vala com largura variável

Como se pode notar pela formulação, a resultante das cargas aumenta com a largura da vala b_v . Caso esta largura aumente muito, pode-se atingir uma situação em que a formulação apresentada deixará de ser válida, pois o comportamento não corresponde a uma instalação de vala e passa a corresponder ao de instalação em aterro. Assim, no cálculo dos tubos instalados em vala, a resultante das cargas não pode ultrapassar àquela correspondente a calculada com a formulação de instalação em aterro, a ser vista a seguir. Para estes casos, considera-se o menor dos valores da resultante.

2.3. Instalação em aterro com projeção positiva

No caso de tubo em aterro com projeção positiva também haverá uma tendência de movimentação relativa entre o prisma de solo sobre o conduto e o solo adjacente, o que provocará o aparecimento de tensões de atrito no sentido ascendente (aliviando o tubo) ou descendente (sobrecarregando o tubo). Esta tendência ocorre até o nível do chamado plano de igual recalque, que depende da deformabilidade do tubo, da compressibilidade do terreno de apoio do tubo e do solo natural e da compressibilidade do aterro construído, conforme ilustra a Figura 2.4.

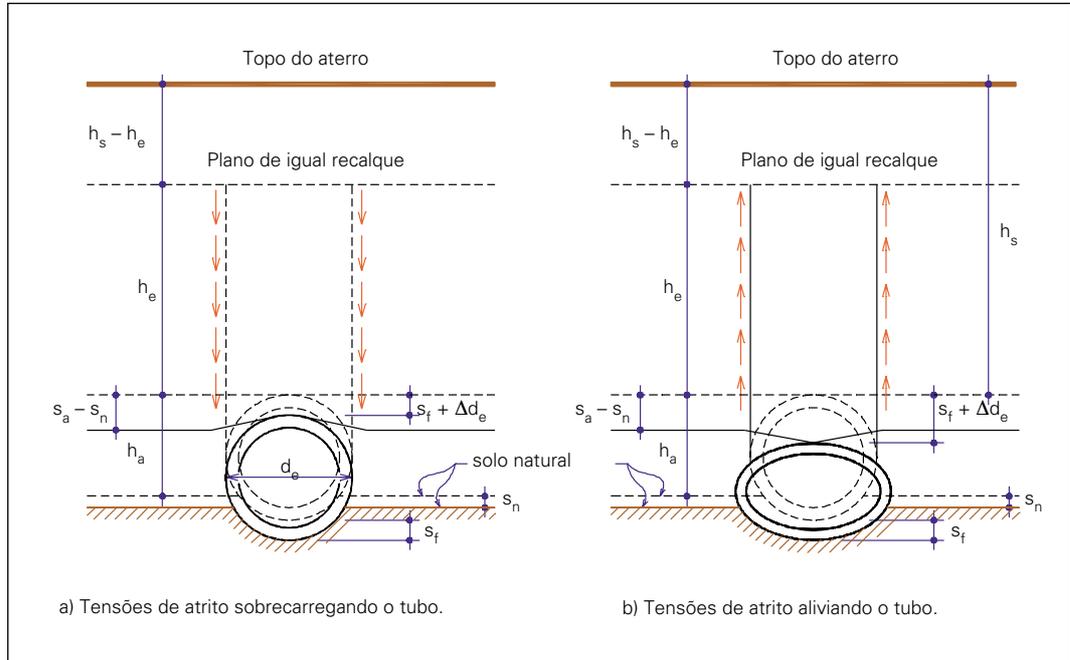


Figura 2.4 Comportamento de tubos em aterro com projeção positiva

A resultante das cargas verticais, deduzida a partir das mesmas hipóteses do caso anterior, pode ser colocada na forma:

$$q = C_{ap} \gamma d_e^2 \quad (2.3)$$

onde para $h_s < h_e$

$$C_{ap} = \frac{e^{\pm \alpha \lambda_{ap}} - 1}{\pm \alpha} \quad (2.4)$$

e para $h_s > h_e$

$$C_{ap} = \frac{e^{\pm \alpha \lambda_{ap}} - 1}{\pm \alpha} + (\lambda_{ap} - \lambda_{ep}) e^{\pm \alpha \lambda_{ap}} \quad (2.5)$$

com

$$\alpha = 2 k \mu \quad \lambda_{ap} = h_s / d_e \quad \lambda_{ep} = h_e / d_e$$

O valor de h_e , que indica a posição do plano de igual recalque, é determinado a partir da expressão:

$$e^{\pm \alpha \lambda_{ep}} = \pm \alpha \lambda_{ep} \pm \alpha r_{ap} + 1 \quad (2.6)$$

Os outros parâmetros que aparecem na formulação são:

r_{ap} – razão de recalque e expressa por

$$r_{ap} = \frac{(s_a + s_n) - (s_f + \Delta d_e)}{s_a} \quad (2.7)$$

e ρ é denominado de taxa de projeção, expresso por

$$\rho = \frac{h_a}{d_e} \quad (2.8)$$

sendo

s_a – recalque do aterro de altura h_a adjacente ao do tubo;

s_n – recalque do terreno natural adjacente ao tubo;

s_f – recalque da fundação do tubo junto à sua geratriz inferior;

Δd_e – afundamento do tubo na direção vertical (variação diametral).

Os valores do C_{ap} dependem do produto ρr_{ap} . Se este produto for positivo, haverá um acréscimo de carga sobre o tubo. Este acréscimo será maior quanto maior for o valor do produto. Neste caso, nas expressões para determinar o valor de C_{ap} e para calcular o plano de igual recalque, emprega-se o sinal mais (+). Por outro lado, se o produto ρr_{ap} for negativo, a carga vertical sobre o tubo será menor que o peso do prisma de solo acima do mesmo. Esta redução será maior quanto maior for o produto em valor absoluto, até atingir a situação limite de vala completa. O sinal menos (–) deve ser empregado nas expressões para cálculo de C_{ap} e do plano de igual recalque. No caso particular desse produto ser nulo, a carga vertical sobre o tubo é igual ao peso do prisma de solo sobre o mesmo, ou seja, não haverá tendência de movimento entre o prisma de solo interno e o externo, e, neste caso, o plano de igual recalque passa pela geratriz superior do tubo.

Apesar da razão de recalque r_{ap} ser uma grandeza possível de se calcular mediante a expressão 2.7, é mais prático considerar esta razão como fator empírico baseado em valores medidos em campo.

Os valores recomendados para o projeto de tubos de concreto para a razão de recalque estão apresentados na Tabela 2.1.

Observar que os valores recomendados são todos positivos, o que faz com que o sinal onde aparece o símbolo +/- nas expressões 2.4 a 2.6, para cálculo de C_{ap} e para cálculo do plano de igual recalque, seja + (mais) para todos os casos. Isto também implica que, para esses valores de razão de recalque, as resultantes das cargas sobre o tubo serão maiores que o peso do prisma de terra sobre o tubo.

Tabela 2.1 Valores indicados para razão de recalque para tubos de concreto em aterro com projeção positiva

CONDIÇÃO	Faixa de valores	Valores recomendados pela ATHA [9]
Base rígida - rocha ou material pouco deformável	+1,0	+1,0
Base do tipo corrente - solo natural comum	+0,5 a +0,8	+0,5
Base sobre solo muito deformável – solo não bem compactado	0 a +0,5	+0,3

2.4. Instalação em aterro com projeção negativa

Os condutos em aterro com projeção negativa correspondem à situação intermediária entre os condutos em vala e os condutos em aterro com projeção positiva, conforme ilustra a Figura 2.5.

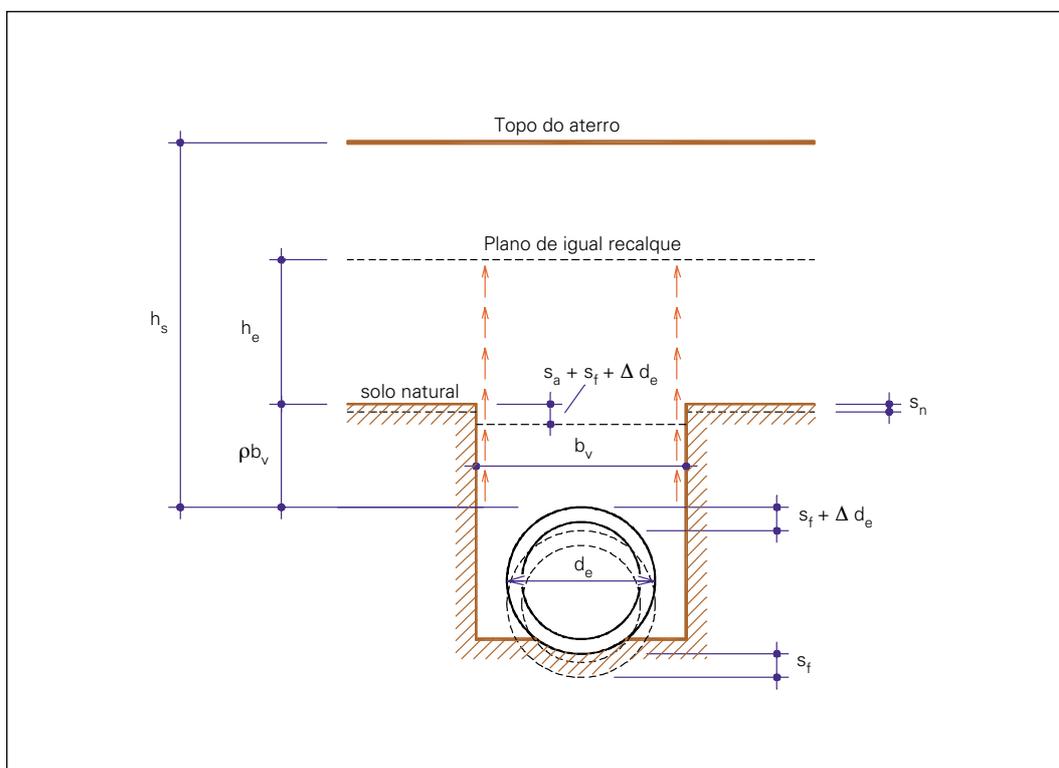


Figura 2.5 Comportamento do tubos em aterro com projeção negativa

A resultante das cargas verticais, deduzida a partir das mesmas hipóteses do caso anterior, pode ser colocada na forma:

$$q = c_{an} \gamma b_v^2 \quad (2.9)$$

onde para $h_s < h_e$

$$C_{an} = \frac{e^{\pm \alpha \lambda_{an}} - 1}{\pm \alpha} \quad (2.10)$$

e para $h_s > h_e$

$$C_{an} = \frac{e^{\pm \alpha \lambda_{ap}} - 1}{\pm \alpha} + (\lambda_{an} - \lambda_{en}) e^{\pm \alpha \lambda_{an}} \quad (2.11)$$

com

$$\alpha = 2 k \mu \quad \lambda_{an} = h_s / b_v \quad \lambda_{en} = h_e / b_v$$

O valor de h_e , que indica a posição do plano de igual recalque, é determinado a partir da expressão:

$$e^{\pm \alpha \lambda_{en}} = \pm \alpha \lambda_{en} \pm \alpha \rho r_{an} + 1 \quad (2.12)$$

A razão de recalque r_{an} é expressa por:

$$r_{an} = \frac{s_a - (s_n + s_f + \Delta d_e)}{s_a} \quad (2.13)$$

e a taxa de projeção ρ expressa por

$$\rho = \frac{h_a}{b_v} \quad (2.14)$$

sendo

s_a – recalque do aterro de altura h_a adjacente ao do tubo;

s_n – recalque do terreno natural adjacente ao tubo;

s_f – recalque da fundação do tubo junto à sua geratriz inferior;

Δd_e – afundamento do tubo na direção vertical (variação diametral).

Também neste caso o sinal mais (+) é utilizado quando a razão de recalque é positiva (sobrecarregando o tubo) e o sinal menos (-) é utilizado quando a razão de recalque é negativa (aliviando o tubo).

Neste caso, as poucas medidas que têm sido feitas indicam valores de -0,3 a -0,5, para a razão de recalque. Portanto, nas expressões para cálculo da resultante das cargas com as expressões 2.9 a 2.11 se utilizaria apenas o sinal menos (-).

Instalação



Alguns tipos de instalação de tubos de concreto: a) linha dupla de tubos instalados em aterro com projeção positiva; b) linha simples de tubos instalados em aterro com projeção positiva; c) linha simples de tubos instalados em vala com largura variável e d) linha simples de tubos instalados em vala, com escoramento de madeira.

03

Cálculo das cargas produzidas por sobrecargas na superfície

3.1. Efeito de forças parcialmente distribuídas aplicadas na superfície

O efeito sobre os tubos de sobrecargas aplicadas na superfície é significativo para alturas de solo relativamente pequenas. Para um primeiro entendimento do efeito de um veículo passando na superfície sobre o tubo, é mostrada na Figura 3.1 (reproduzida de KRIZEK et al [13]), a variação da pressão vertical sobre o tubo produzida por um eixo de um veículo. Este eixo é constituído de duas rodas pesando 72,6 kN, com área de contacto de 457 mm x 508 mm e distantes entre si de 1,83 m, em função da altura de solo sobre o tubo. Nota-se que o efeito desta ação decresce rapidamente com a profundidade. Encontra-se representado também, nesta figura, o efeito da carga do solo, admitindo que ele seja igual ao peso do prisma do solo acima do tubo e que tenha peso específico de 19,2 kN/m³. Considerando a soma dos dois efeitos, observa-se que a pressão total passa por um mínimo quando a altura de terra sobre o tubo é da ordem de 1,22 m (4 pés) e que para profundidades maiores o efeito da carga de do veículo diminui rapidamente.

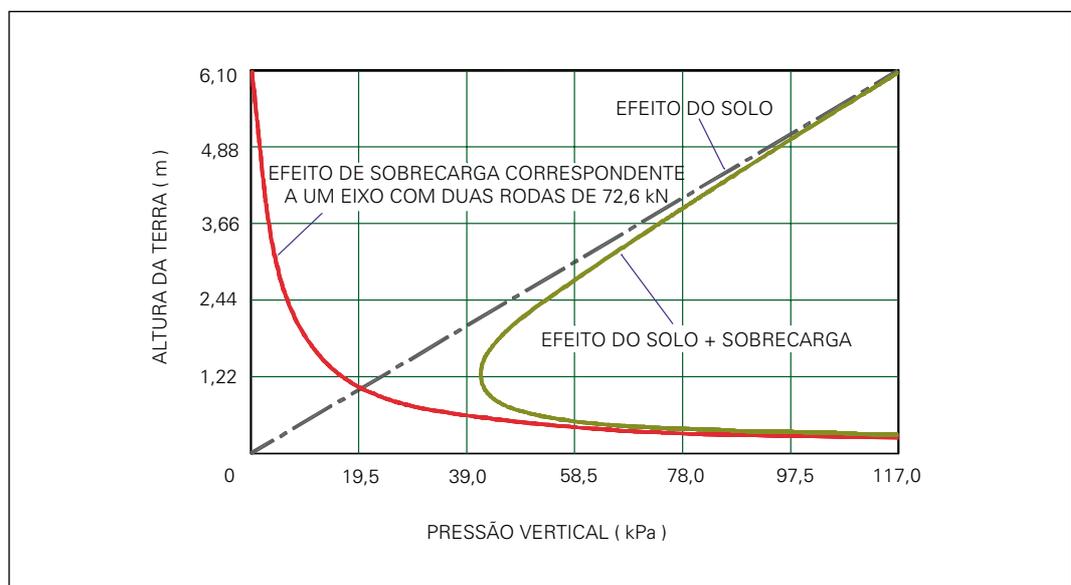


Figura 3.1 Pressão vertical em tubo enterrado versus altura de terra sobre o plano horizontal que passa sobre o topo do tubo [13]

O efeito de sobrecargas na superfície é normalmente proveniente do tráfego sobre a superfície de rolamento. Este efeito depende de vários fatores, entre eles o tipo de pavimento. No caso de pavimentos rígidos, existe uma maior distribuição das forças aplicadas sobre o pavimento. Por outro lado, pavimentos flexíveis distribuem menos as forças aplicadas na superfície de rolamento.

Se for considerada, entre outros fatores, a existência de camadas de material mais rígido e o comportamento não-elástico dos materiais, a determinação das pressões sobre o tubo causadas por sobrecargas aplicadas na superfície torna-se bastante complexa.

Uma primeira simplificação seria considerar o solo como material elástico, homogêneo e isótropo. As pressões de forças concentradas aplicadas em semi-espaço podem ser determinadas pela teoria de Boussinesq. No caso de forças verticais parcialmente distribuídas, as pressões verticais podem ser calculadas a partir da integração das equações de Boussinesq. Estas formulações são apresentadas na literatura técnica, como por exemplo em VARGAS [16].

Uma abordagem mais simplificada e que, em geral, atende à maioria dos casos práticos, consiste em considerar que a pressão vertical, proveniente de forças aplicadas na superfície, se propague com um ângulo ϕ_0 com a vertical, conforme mostrado na Figura 3.2.

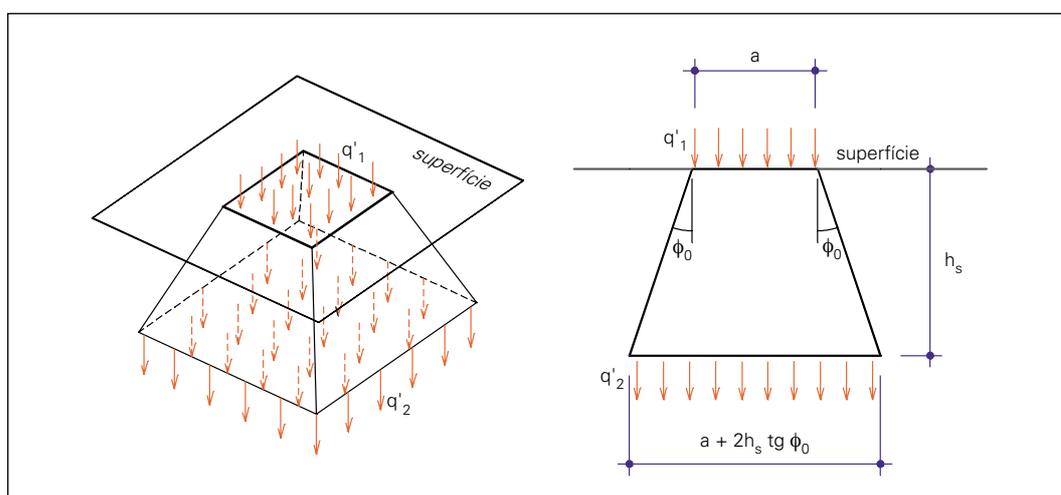


Tabela 3.2 Propagação de força parcialmente distribuída aplicada na superfície

O ângulo ϕ_0 varia entre 30° a 45° conforme a rigidez do solo. Será aqui utilizado o valor de 35° indicado pela ATHA [9].

Com base na Figura 3.3, pode-se determinar a pressão que uma força Q parcialmente distribuída na superfície, em um retângulo $a \times b$, exerce sobre o tubo, para o caso de $t = b + 1,4h_s > d_e$.

A uma altura de terra h_s do plano que passa pelo topo do tubo, a força Q é distribuída em uma área:

$$A = (a + 2h_s \operatorname{tg} 35^\circ) (b + 2h_s \operatorname{tg} 35^\circ) = (a + 1,4h_s) (b + 1,4h_s) \quad (3.1)$$

A pressão em um plano passando sobre o topo do tubo vale:

$$q' = \frac{Q}{(a + 1,4h_s) (b + 1,4h_s)} \quad (3.2)$$

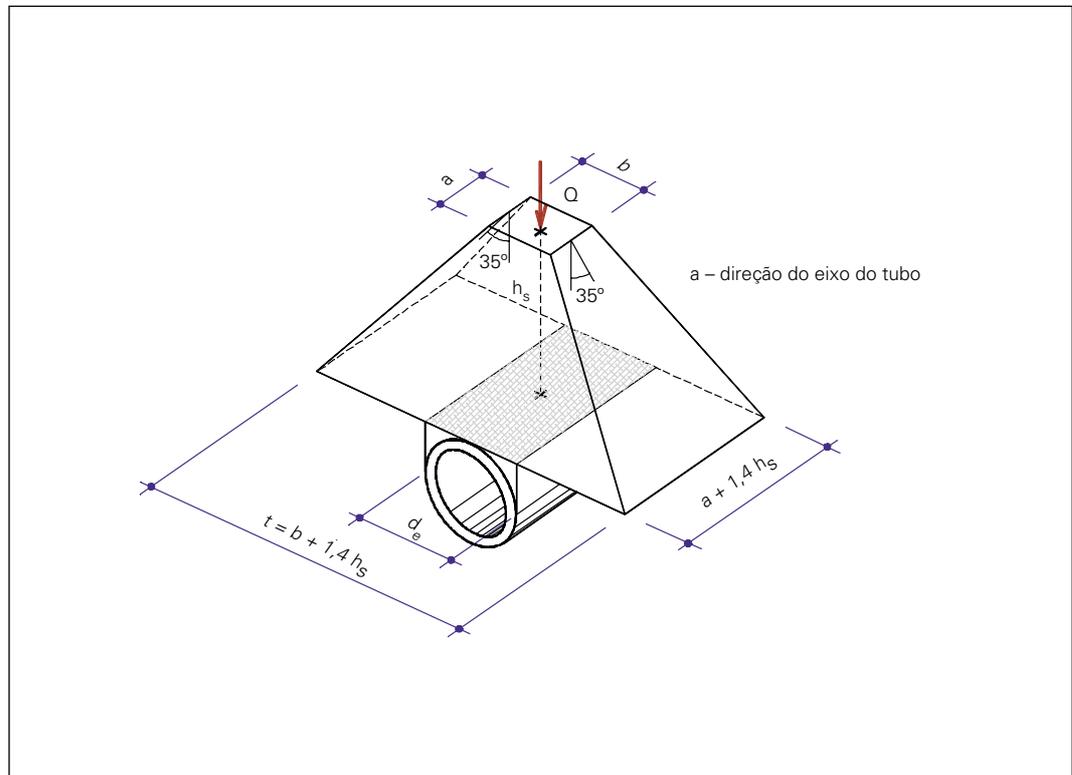


Figura 3.3 Distribuição de pressões sobre o tubo devido à força Q aplicada na superfície

A resultante sobre a área projetada pelo tubo sobre o plano que passa pelo seu topo, por unidade de comprimento, vale:

$$q_m = q'd_e \quad (3.3)$$

Portanto, esta resultante por unidade de comprimento do tubo será:

$$q_m = \frac{Q}{(a + 1,4h_s)(b + 1,4h_s)} d_e \quad (3.4)$$

Conforme foi visto, esta resultante está aplicada no topo do tubo. Tendo em vista que a referência para cálculo do tubo é a sua base, deve-se considerar ainda um espraio da resultante das pressões sobre o topo do tubo até um comprimento efetivo à distância de $3/4$ de d_e do topo do tubo. Supondo que a distribuição ocorre com o mesmo ângulo ϕ_0 , o comprimento efetivo resultante, conforme a Figura 3.4, em:

$$\ell_e = (a + 1,4h_s) + 1,4 \frac{3}{4} d_e = a + 1,4h_s + 1,05d_e \quad (3.5)$$

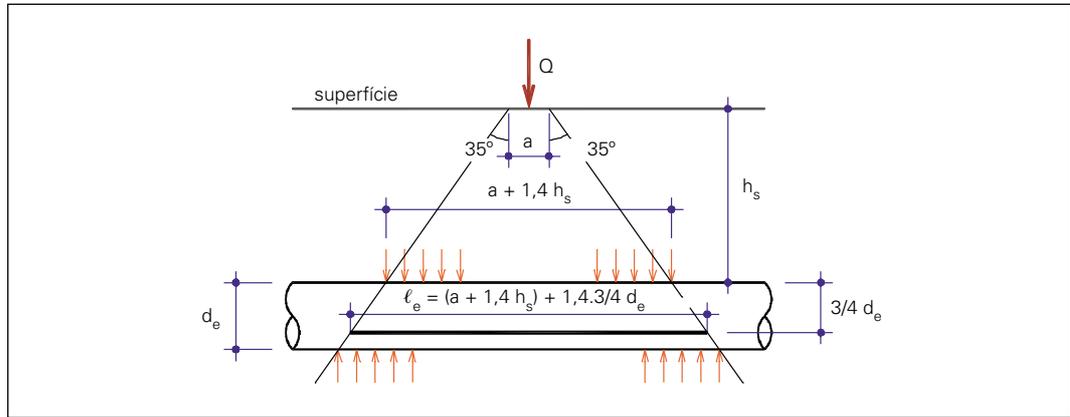


Figura 3.4 Indicações para cálculo do comprimento efetivo

Considerando a situação geral em que estas sobrecargas na superfície correspondem a ações de tráfego, deve-se levar em conta o seu efeito dinâmico. Normalmente, este efeito dinâmico é considerado através de um coeficiente de impacto φ . Naturalmente, em se tratando de cargas estáticas o coeficiente de impacto deve ser considerado igual a 1.

Assim, a expressão geral para o cálculo da resultante sobre o tubo por unidade de comprimento, incluindo a consideração do efeito dinâmico, vale:

$$q_m = \frac{\varphi Q}{(b + 1,4h_s)} \frac{d_e}{l_e} \quad (3.6)$$

Quando o valor de $t = b + 1,4h_s$ for menor que d_e , como mostrado na Figura 3.5, o espriamento de Q não ultrapassa o diâmetro externo do tubo e portanto o efeito da sobrecarga incide na sua totalidade sobre o conduto. Desta forma, a resultante sobre o tubo vale:

$$q_m = \frac{\varphi Q}{l_e} \quad (3.7)$$

Quando atuar mais de uma força na superfície, pode ocorrer uma superposição dos efeitos dessas forças. Considerando duas forças com uma distância entre elas de c , conforme mostrado na Figura 3.6, haverá uma superposição dos seus efeitos a uma profundidade h_c . O seu valor vale:

$$h_c = c/1,4 \quad (3.8)$$

Considerando a mesma hipótese de distribuição das pressões, a uma profundidade $h_s > h_c$, ocorrerá, conforme mostrado na Figura 3.6, uma superposição dos efeitos das duas rodas com uma largura:

$$s = 1,4 (h_s - h_c) \quad (3.9)$$

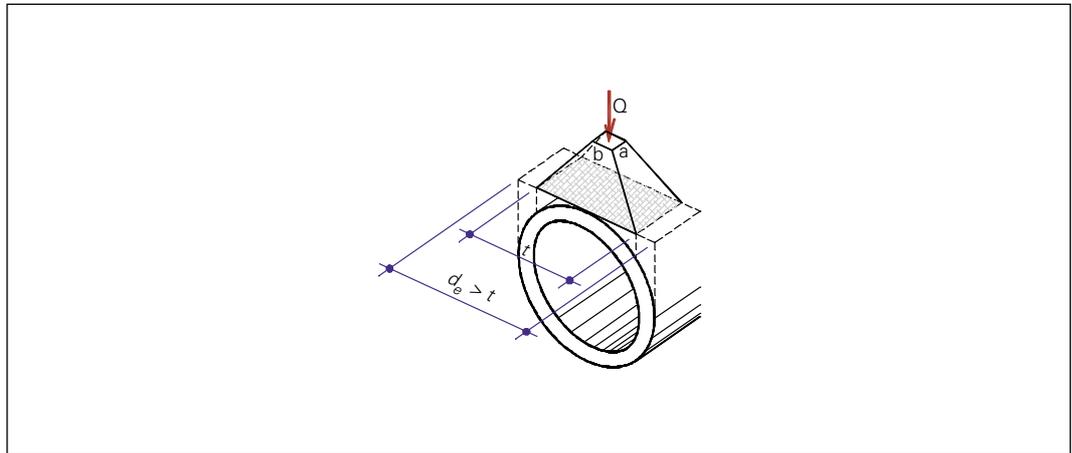


Figura 3.5 Situação em que o diâmetro externo é maior que a largura da sobrecarga espreada.

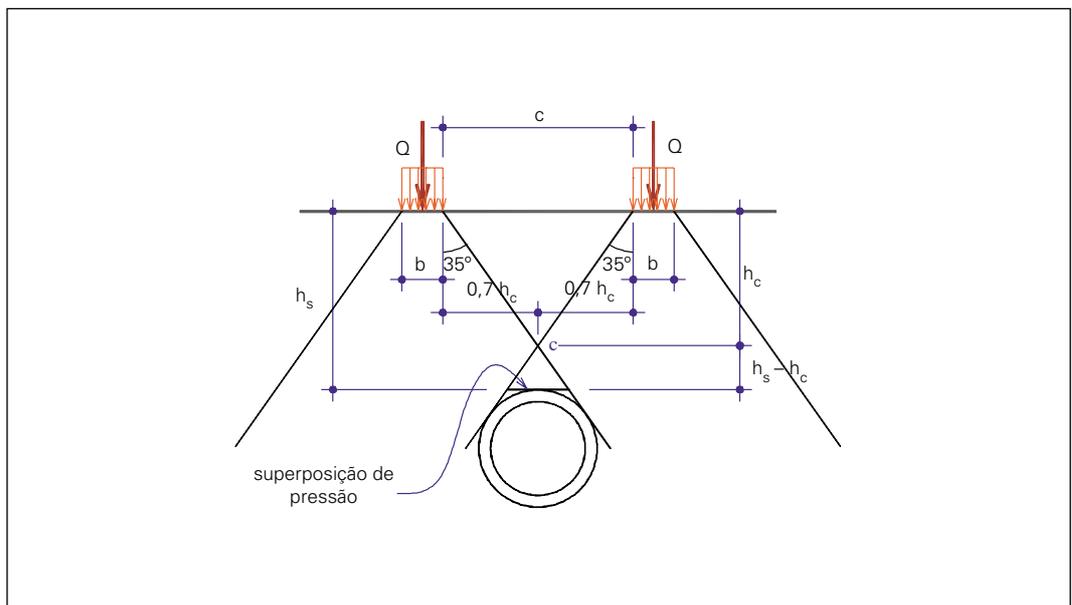


Figura 3.6 Distribuição das pressões com duas forças supondo a mesma hipótese de distribuição para cada uma das forças

No entanto, com o espreadimento das forças ocorre com uma certa redução da pressão à medida que se afasta da linha vertical de aplicação da força. Assim, esta superposição pode ficar muito desfavorável.

Nestes casos, pode-se levar em conta a superposição do efeito das duas forças aplicadas na superfície considerando o efeito conjunto, supondo que as duas forças formem uma outra força fictícia aplicada em uma largura $b' = 2b + c$, conforme mostrado na Figura 3.7. Assim, tem-se uma força de intensidade $2Q$ atuando em uma área na superfície de $a \times b'$.

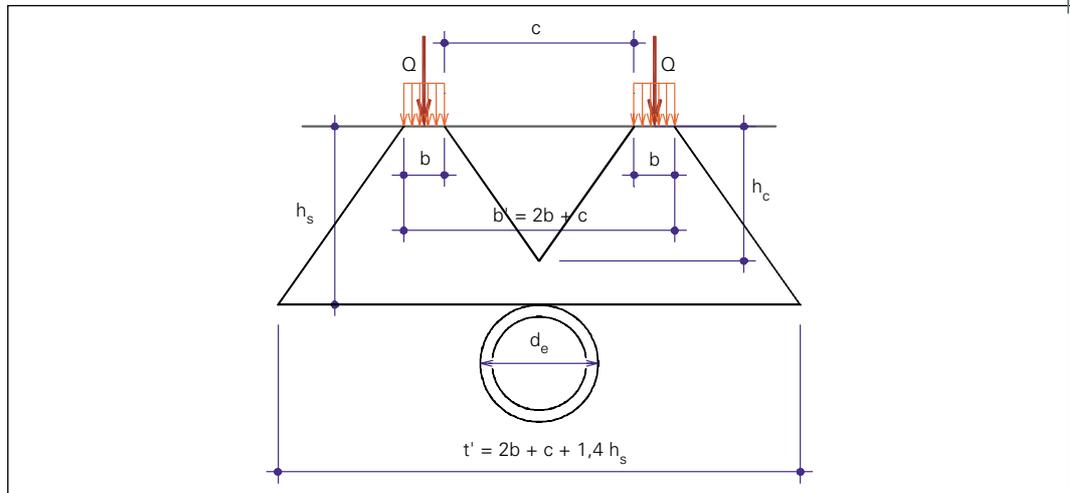


Figura 3.7 Distribuição das pressões com superposição de efeitos de duas forças

Desta forma a resultante sobre o tubo por unidade de comprimento, no caso de $h_s > h_c$ vale:

$$q_m = \frac{\varphi 2Q}{t'} \frac{d_e}{\ell_e} \quad \text{para } d_e < t' \quad (3.10)$$

$$q_m = \frac{\varphi 2Q}{\ell_e} \quad \text{para } d_e < t \quad (3.11)$$

sendo que

$$b' = 2b + c$$

$$\ell_e = a + 1,4h_s + 1,05d_e$$

$$t' = b' + 1,4h_s = 2b + c + 1,4h_s$$

Este procedimento pode ser estendido para o caso de haver um número maior de forças parcialmente distribuídas, como por exemplo 4 ou 6 forças.

Para prever efeitos localizados muito severos, recomenda-se uma altura mínima de terra h_s de 0,6 m para situação de tráfego normal. Para situações em que é previsto tráfego pesado, este limite deve ser objeto de recomendações específicas.

No caso de altura de terra h_s pequena pode ocorrer que as solicitações sejam críticas no coroamento do tubo. Entretanto, o procedimento apresentado parte de pressuposto que a região crítica é na base do tubo. Considerando que o coroamento passa a ser crítico, quando a força parcialmente distribuída - propagada até o plano horizontal, que passa pelo topo do tubo - se estende em um comprimento ao longo do eixo do tubo menor que seu diâmetro externo, pode-se determinar a altura de terra para este caso com a expressão:

$$h_{s, \text{lim}} = \frac{d_e - b}{1,4} \quad (3.11)$$

Assim, quando a altura de terra for maior que $h_{s, \text{lim}}$, vale a formulação apresentada. Caso contrário, deve ser feita uma análise específica.

3.2. Sobrecargas rodoviárias

Para as sobrecargas provenientes do tráfego rodoviário, pode-se adotar as mesmas forças empregadas nos projetos das pontes.

No Brasil, as cargas para o projeto de pontes são regulamentadas pela NBR-7188 [4], que divide as pontes rodoviárias em três classes, discriminadas as seguir:

- a) **Classe 45:** na qual a base do sistema é um veículo-tipo de 450 kN de peso total;
- b) **Classe 30:** na qual a base do sistema é um veículo tipo de 300 kN de peso total;
- c) **Classe 12:** na qual a base do sistema é um veículo tipo de 120 kN de peso total.

As pontes Classe 12 correspondem a situações com passagem restrita de veículos leves. Normalmente, este caso é reservado apenas para situações particulares. Assim, normalmente, são empregadas as Classes 45 e 30.

Na Tabela 3.1 apresentam-se o peso do veículo e os valores das forças distribuídas q e q' para pontes de Classes 45 e 30. A força distribuída q leva em consideração a ação de outros veículos mais afastado das zonas onde as forças produzem maiores esforços solicitantes. Já a força q' corresponde a sobrecargas nos passeios.

Na Tabela 3.2 e na Figura 3.8 são apresentadas as características dos veículos-tipo.

Tabela 3.1 Pesos dos veículos-tipo e valores das forças distribuídas

Classe da ponte	Veículo-Tipo	Forças uniformemente distribuídas	
	Peso total kN	q (em toda a pista) kN/m ²	q' (nos passeios) kN/m ²
45	450	5	3
30	300	5	3

Considerando apenas o veículo-tipo, tem-se para as Classes 45 e 30 um conjunto de três eixos com duas rodas cada, o que resulta em seis rodas com o mesmo peso.

Será considerado o caso mais crítico, com o veículo trafegando na mesma direção do eixo da linha dos tubos. Considerando o efeito de três rodas alinhadas igualmente espaçadas de e , pode ocorrer uma superposição dos efeitos na direção do eixo da linha dos tubos a partir da profundidade:

$$h_{cl} = (e - a) / 1,4 \quad (3.13)$$

E uma superposição na direção perpendicular ao eixo da tubulação a partir da profundidade:

$$h_{ct} = c / 1,4 \quad (3.14)$$

onde c é a distância entre duas forças distribuídas de rodas de um mesmo eixo.

Tabela 3.2 Características dos veículos-tipo rodoviários

Item	Unidades	Tipo 45	Tipo 30
Quantidade de eixos	Eixo	3	3
Peso total do veículo	kN	450	300
Peso de cada roda	kN	75	50
Área de contato da roda (1)	m ²	0,20 x 0,50	0,20 x 0,40
Distância entre eixos	m	1,50	1,50
Distância entre centros das rodas de cada eixo	m	2,00	2,00

(1) A dimensão 0,20m da área de contacto é perpendicular à direção do tráfego do veículo

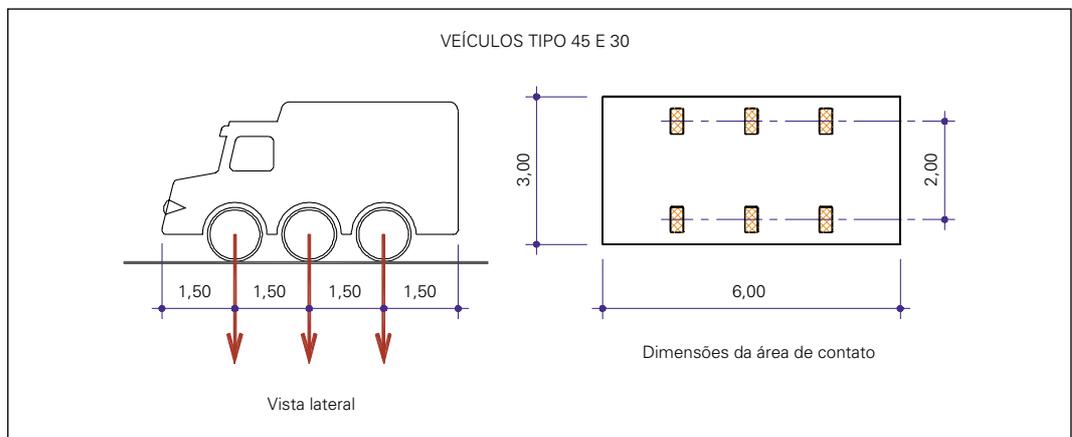


Figura 3.8 Características dos veículos-tipo

Nesta situação o comprimento efetivo resulta, conforme a Figura 3.9, em:

$$\ell'_e = a + 1,4h_s + 1,05d_e + 3,0m = \ell_e + 3,0m \quad (3.15)$$

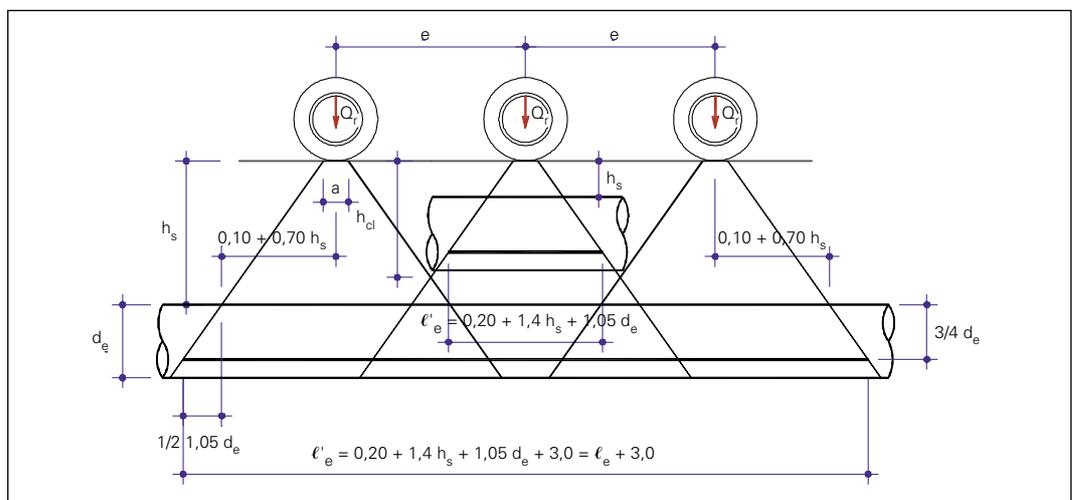


Figura 3.9 Propagação das forças na direção do eixo da tubulação

Com base nessas considerações, podem ocorrer quatro situações:

- a) $h_s < h_{ct}$ e $h_s > h_{cl}$ – considera-se apenas o efeito de uma roda com a força Q_r
- b) $h_s < h_{ct}$ e $h_s > h_{cl}$ – considera-se apenas o efeito de três rodas com força total de $3Q_r$
- c) $h_s < h_{ct}$ e $h_s > h_{cl}$ – considera-se o efeito das seis rodas com a força total de $6Q_r$
- d) $h_s < h_{ct}$ e $h_s > h_{cl}$ – considera-se apenas o efeito de um eixo com duas rodas e força total de $2Q_r$

Em função das dimensões especificadas na norma, o último caso praticamente não ocorre.

No caso do veículo-tipo Classe 45, ocorre uma superposição do efeito de duas rodas de um mesmo eixo a partir de uma altura de terra de $h_{ct} = (2,0-0,5)/1,4=1,07m$ e uma superposição do efeito de mais de eixo a partir de altura $h_{cl} = (1,5-0,2)/1,4=0,93m$.

Assim, para o veículo-tipo Classe 45 tem-se as seguintes situações:

para $h_s < h_{cl}$

$$q_m = \frac{\varphi Q_r}{t} \frac{d_e}{\ell_e} \quad (3.16)$$

para $h_{cl} < h_s < h_{ct}$

$$q_m = \frac{\varphi 3Q_r}{t} \frac{d_e}{\ell'_e} \quad (3.17)$$

para $h_s > h_{ct}$

$$q_m = \frac{\varphi 6Q_r}{t'} \frac{d_e}{\ell'_e} \quad (3.18)$$

com

$$Q_r = 75 \text{ kN}$$

$$\ell'_e = 0,2m + 1,4h_s + 1,05d_e$$

$$t = 0,5m + 1,4h_s$$

$$\ell'_e = 0,2m + 1,4h_s + 1,05d_e + 3,0m = 3,2m + 1,4h_s + 1,05d_e$$

$$t' = 1,0m + 1,5m + 1,4h_s = 2,5m + 1,4h_s$$

No caso de veículo-tipo Classe 30, pode-se utilizar as mesmas expressões da Classe 45 com as seguintes particularidades:

$$h_{ct} = 1,14 \text{ m}$$

$$Q_r = 50 \text{ kN}$$

$$t = 0,4m + 1,4h_s$$

$$t' = 0,80m + 1,5m + 1,4h_s = 2,30m + 1,4h_s$$

Tendo em vista a possibilidade da força distribuída q de multidão ser mais desfavorável, pode-se considerar um valor mínimo de:

$$q_m = q d_e \quad (3.19)$$

onde

$$q = 5 \text{ kN/m}^2$$

O valor do coeficiente impacto, pode ser tomado, conforme indicações da ACPA [1], com a Tabela 3.3 a seguir:

Tabela 3.3 Coeficientes de impacto para tráfego rodoviário [1]

Altura de cobrimento h_s (m)	ψ
$\leq 0,30$	1,3
$\leq 0,60$	1,2
$\leq 0,90$	1,1
$> 0,90$	1,0

3.3. Outras sobrecargas

Dentre outros casos de sobrecargas de tráfego, merecem serem registrados os casos das sobrecargas ferroviárias e aeroviárias.

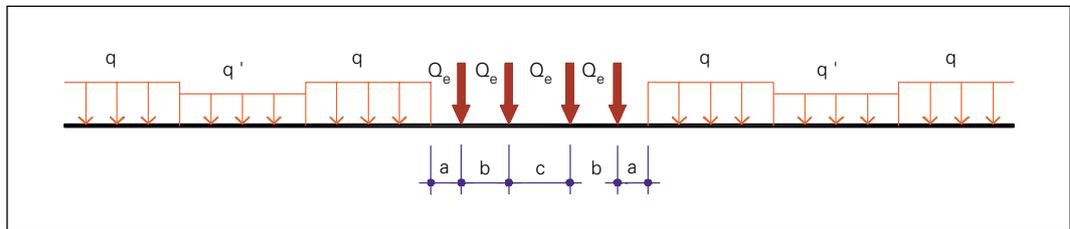
Para as sobrecargas ferroviárias pode-se recorrer a NBR-7188 "Cargas móveis para o projeto estrutural de obras ferroviárias" [5].

Essa norma estabelece quatro classes de trens-tipo que são relacionadas a seguir:

- a) **TB-360** – para ferrovias sujeitas a transporte de minério de ferro ou outros carregamentos equivalentes;
- b) **TB-270** – para ferrovias sujeitas a transporte de carga geral;
- c) **TB-240** – para ser adotado somente na verificação de estabilidade e projeto de reforço de obras existentes;
- d) **TB-170** – para vias sujeitas exclusivamente ao transporte de passageiros em regiões metropolitanas ou suburbanas.

As características geométricas e os valores das cargas estão mostrados na Figura 3.10 e na Tabela 3.4.

Normalmente, considera-se a sobrecarga ferroviária como uniformemente distribuída, tomando como referência a base da ferrovia a uma distância do topo dos trilhos de 0,5 m. Assim, a carga da locomotiva, bem como dos vagões, fica distribuída na faixa de largura $a = 3,0 \text{ m}$, conforme indicado na Figura 3.11



Q_e = peso por eixo

q e q' = forças distribuídas na via, simulando, respectivamente, vagões carregados e descarregados

Figura 3.10 Características das cargas ferroviárias

Tabela 3.4 Características dos trens-tipo e forças distribuídas ferroviárias

TB	Q_e (kN)	q (kN/m)	q' (kN/m)	a (m)	b (m)	c (m)
360	360	120	20	1,00	2,00	2,00
270	270	90	15	1,00	2,00	2,00
240	240	80	15	1,00	2,00	2,00
170	170	25	15	11,00	2,50	5,00

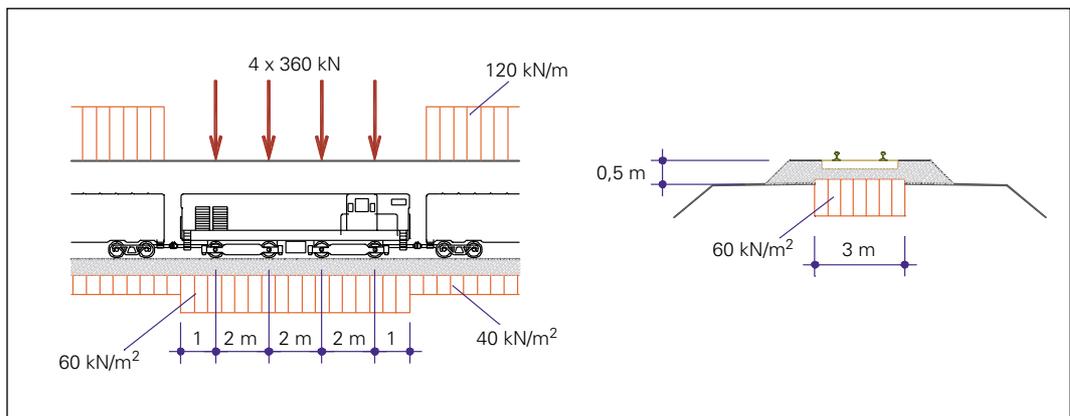


Figura 3.11 Distribuição das forças para o TB-360

Desta forma, por exemplo para os TB 360, 270 e 240, pode-se considerar a locomotiva como carga parcialmente distribuída em uma área de projeção de $b = 8,0 \text{ m}$ (na direção do tráfego) por $3,0 \text{ m}$.

Além do peso da locomotiva, deve-se considerar o peso de vagões carregados com a força q fornecida na Tabela 3.4. Para a superposição desta força com o peso da locomotiva, pode-se considerar a força q contínua na ferrovia e o peso da locomotiva descontado desta força.

No caso de linha de tubo cruzando ferrovia com linha simples, o cálculo do efeito da sobrecarga pode ser feito com as expressões:

$$q_m = \varphi \left[\frac{Q - qb}{(b + 1,4h_s)} + q \right] \frac{d_e}{\ell_e} \quad (3.20)$$

sendo

Q = peso da locomotiva (kN)
 q – força distribuídas dos vagões carregados (kN/m)
 b = 8,0 m

Para o caso de TB-360, tem-se o seguinte valor:

$$q_m = \varphi \left[\frac{480\text{kN}}{(8\text{m} + 1,4h_s)} + 120\text{kN} / \text{m} \right] \frac{d_e}{\ell_e} \quad (3.21)$$

No caso de linha dupla, é necessário verificar se existe superposição de efeitos delas sobre os tubos. O cálculo da resultante, considerando esta superposição, pode ser feito sem grandes dificuldades.

Para o valor do coeficiente de impacto para ferrovias pode empregar o valor recomendado pela ATHA [9]:

$$\varphi = 1,4 - 0,1 (h_s - 0,5\text{m}) > 1,0 \quad (3.22)$$

No caso de sobrecarga devida a tráfego aeroviário, pode-se recorrer às indicações da ACPA [1], que fornece, em forma de tabela, os valores da carga sobre o tubo, para pavimento rígido ou flexível da pista. Pode-se também recorrer às indicações apresentadas em ZAILLER [17].

Para uma avaliação preliminar, apresenta-se na Tabela 3.5, o valor da carga q' em função da altura de cobertura fornecido pela ATHA [9]. Com o valor de q' pode-se calcular a resultante q_m multiplicado o seu valor por d_e .

Tabela 3.5 Pressão vertical com a profundidade para cargas aviárias fornecida pela ATHA [9]

h_s (m)	q' (kN/m ²)				
	Aviões padronizados				
	900 kN (DC-9)	1800 kN (DC-8)	3500 kN (jumbo)	5500 kN	7500 kN
1,0	98	117,6	132,3	137,2	174
2,0	39,2	68,6	88,2	107,8	117,6
3,0	19,6	39,2	58,8	78,4	88,2
4,0	14,7	24,5	39,2	58,8	78,4
5,0	9,8	19,6	29,4	39,2	53,9
6,0	9,8	14,7	24,5	34,3	39,2
7,0	4,9	9,8	19,6	24,5	34,3
8,0	4,9	9,8	14,7	24,5	29,4
9,0	4,9	9,8	14,7	19,6	24,5
10,0	4,9	9,8	14,7	14,7	19,6
≥ 15,0	4,9	4,9	4,9	9,8	14,7
Interpolar para valores intermediários					

Uma outra ação possível resulta da passagem de equipamento de compactação sobre o tubo, durante a fase construção do aterro. Normalmente, deve-se empregar equipamento de compactação pesado apenas quando a altura do solo sobre o topo do tubo ultrapassar 1,0 m. Indicações para o cálculo da resultante q_m em função do peso do rolo de compactação, do cobrimento de terra e do diâmetro externo do tubo são fornecidas pela ATHA [9].

Procura-se, em geral, planejar a compactação para que o efeito desta ação de caráter transitório não resulte em situação mais desfavorável que a situação definitiva, para a qual é projetado o tubo.

04 Fatores de equivalência

Os fatores de equivalência, conforme já adiantado, correspondem à relação entre o máximo momento fletor na base do tubo e o máximo momento fletor do ensaio de compressão diametral.

Este fator é utilizado para determinar a força de ensaio de compressão diametral que corresponde à resultante das cargas verticais, de forma a se ter os máximos momentos fletores iguais para as duas situações. Assim, dividindo a resultante das cargas verticais pelo fator de equivalência, obtém-se o valor da força do ensaio.

4.1. Tubos instalados em vala

O assentamento dos tubos instalados em vala pode ser dividido conforme exposto a seguir (adaptado de ZAILLER [17] e SPLANGER [15]).

- a) **Bases condenáveis ou Classe D** são aquelas em que os tubos são assentados com pouco ou nenhum cuidado, não se tendo preparado o solo para que a parte inferior dos tubos repouse convenientemente, e deixando de encher os vazios do seu redor, ao menos parcialmente, com material granular (Figura. 4.1) - **Fator de equivalência = 1,1.**
- b) **Bases comuns ou Classe C** são aquelas em que os tubos são colocados no fundo das valas, com cuidado ordinário, sobre fundação de terra conformada para adaptar-se, perfeitamente, à parte inferior dos tubos, em uma largura de no mínimo igual a 50% do diâmetro externo; sendo a parte restante envolvida, até uma altura de, pelo menos, 15 cm acima da geratriz superior daqueles, por material granular, colocado e socado a pá, de modo a preencher os vazios (Figura 4.2) - **Fator de equivalência= 1,5.**
- c) **Bases de primeira classe ou Classe B** são aquelas em que os tubos são completamente enterrados em vala e cuidadosamente assentes sobre materiais de granulação fina, propiciando uma fundação convenientemente conformada à parte inferior do tubo, em uma largura de pelo menos 60% do diâmetro externo. A superfície restante dos tubos é envolvida, inteiramente, até a altura mínima de 30 cm acima da sua geratriz superior, com materiais granulares colocados a mão, de modo a preencher todo o espaço periférico. O material de enchimento deve ser bem apiloado, em camadas de espessura não superior a 15 cm (Figura 4.3) - **Fator de equivalência = 1,9.**
- d) **Bases de concreto ou Classe A** são aquelas em que a face inferior dos tubos é assente num berço de concreto, com $f_{ck} \geq 15 \text{ MPa}$ ¹ e cuja espessura, sob o tubo, deve ser no mínimo 1/4 do diâmetro interno, e estendendo-se verticalmente, até 1/4 do diâmetro externo (Figura 4.4) - **Fator de equivalência = 2,25 a 3,4**, dependendo do tipo de execução e da qualidade de compactação de enchimento.

A Tabela 4.1 resume os valores indicados para cada tipo de base.

Tabela 4.1 Valores de fatores de equivalência para instalação em vala

Bases de concreto ou Classe A	2,25 a 3,4
Base de primeira classe ou Classe B	1,9
Base comum ou Classe C	1,5
Base condenável ou Classe D	1,1

¹ Este valor de resistência está sendo ajustado às condições atuais, a partir do valor de **14 MPa** encontrado na bibliografia.

Como pode ser observado, no caso da base de concreto, existe uma faixa que depende do tipo de execução e qualidade de compactação do enchimento. Valores mais detalhados para este tipo de base são apresentados pela ATHA [9]. Na Figura 4.5 estão indicados os valores dos coeficientes de equivalência para várias configurações de base de concreto.

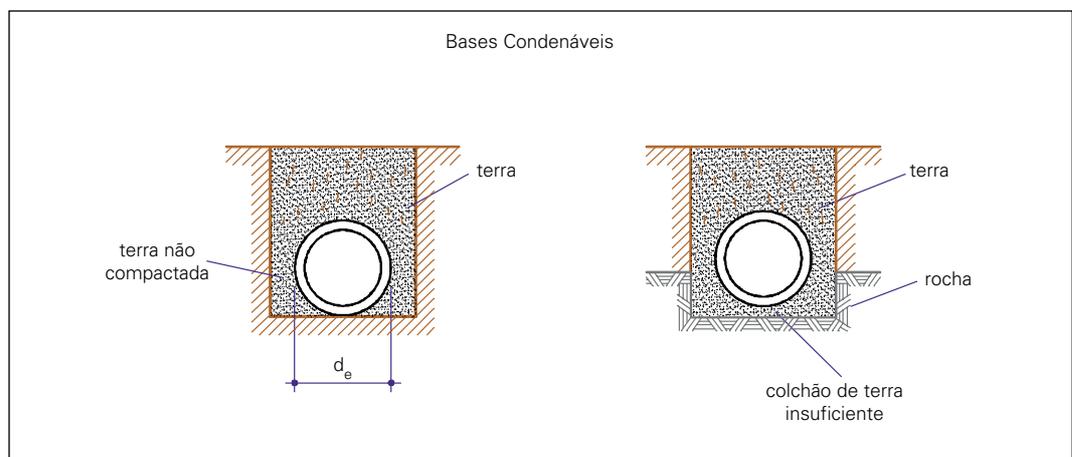


Figura 4.1 Bases Condenáveis ou Classe D – tubos instalados em vala

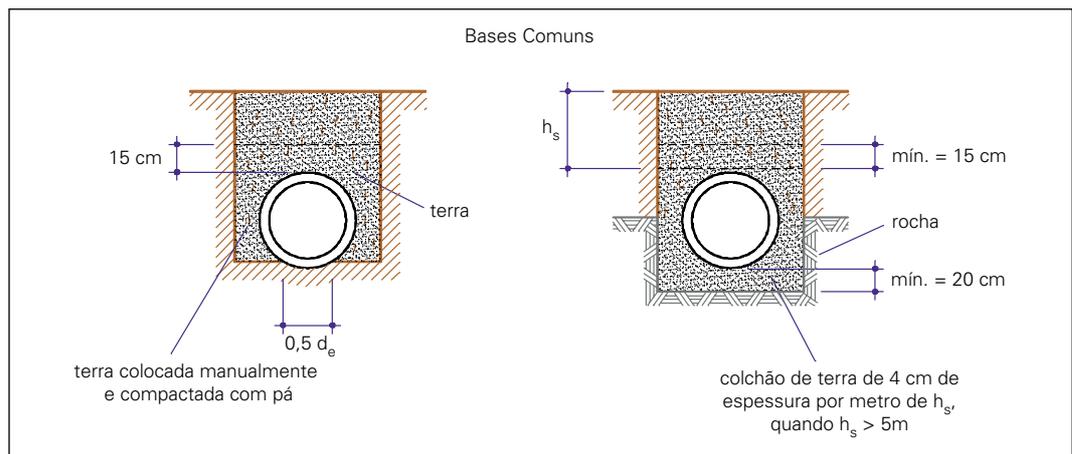


Figura 4.2 Bases comuns ou Classe C – tubos instalados em vala

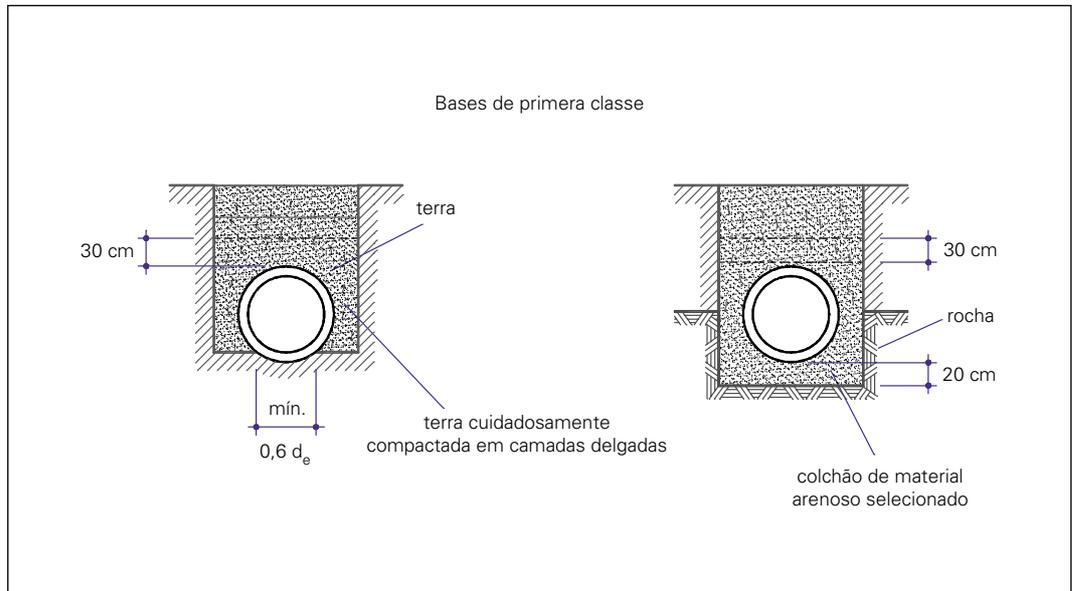


Figura 4.3 Bases de primeira classe ou Classe B – tubos instalados em vala

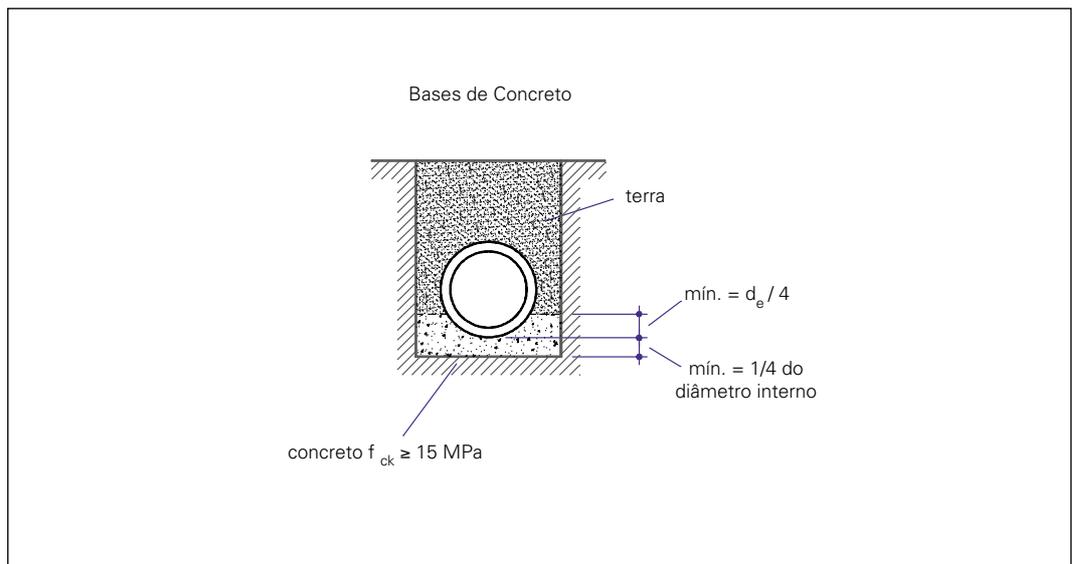


Figura 4.4 Bases de concreto ou Classe A – tubos instalados em vala

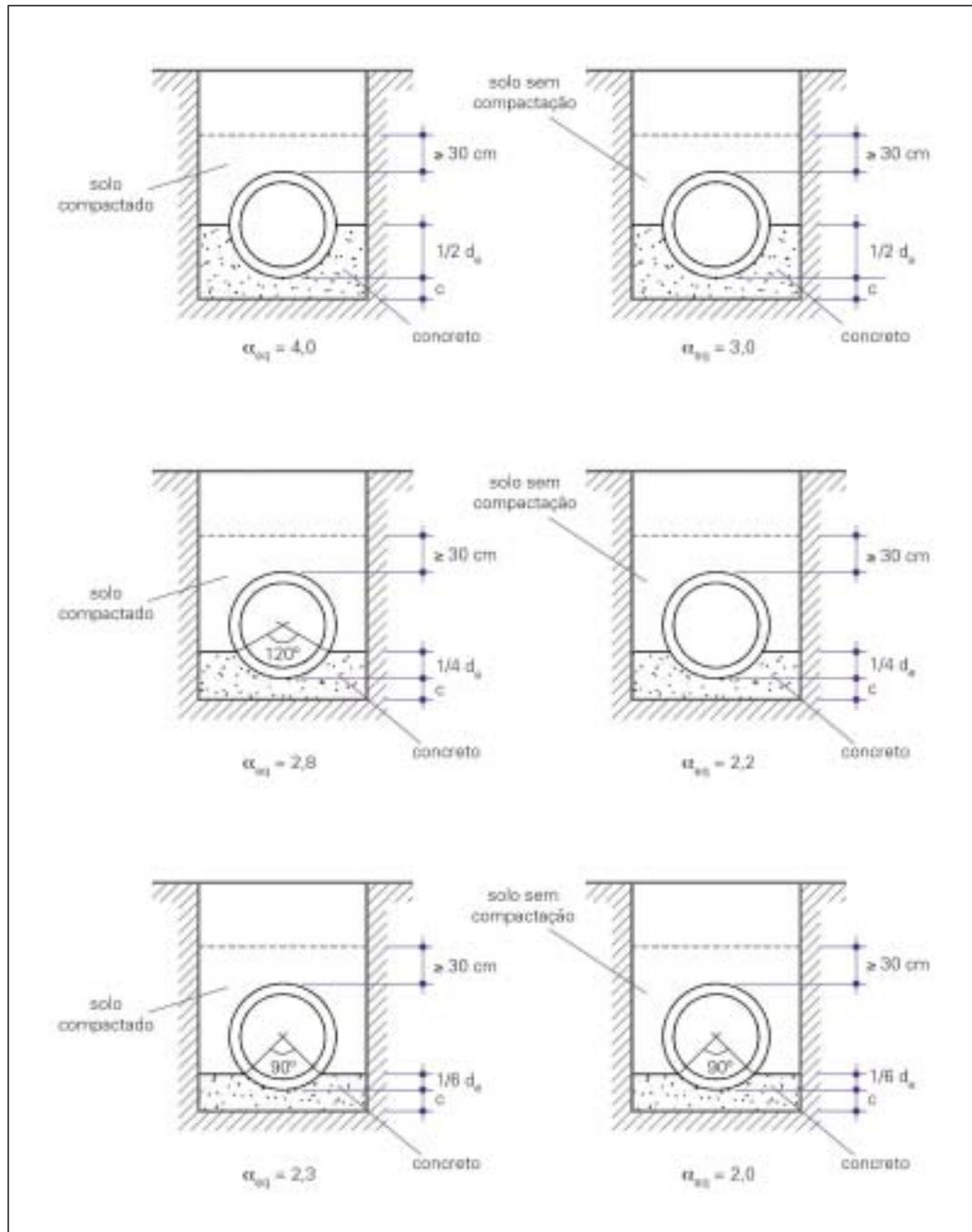


Figura 4.5 Fatores de equivalência para configurações de bases de concreto para tubos em vala, segundo a ATHA [9]

4.2. Tubos instalados em aterro com projeção positiva

Para os tubos em aterro com projeção positiva, o fator de equivalência também depende fundamentalmente das condições da base e da compactação do solo lateral. Neste caso, também as bases estão classificadas em quatro tipos, cujas características estão descritas a seguir (adaptado de SPANGLER [15]).

- a) **Bases condenáveis ou Classe D** são aquelas em que os tubos são assentados com pouco ou nenhum cuidado para conformar a base à parte inferior do tubo ou em relação ao enchimento dos espaços sob e adjacente ao tubo (Figura 4.6).
- b) **Bases comuns ou Classe C** são aquelas em que os tubos são colocados com cuidados normais, em fundação de solo conformado ao fundo do tubo, abrangendo pelo menos 10% de sua altura, e sendo a superfície restante do tubo preenchida por material granular, que encha completamente os espaços sob e adjacente ao tubo (Figura 4.7).
- c) **Bases de primeira classe ou Classe B** são aquelas em que os tubos são assentados com cuidado sobre material de granulometria fina, formando uma fundação de terra que é cuidadosamente conformada à parte inferior do tubo em pelo menos 10% de sua altura total, com aterro ao redor dos tubos executados em camadas perfeitamente compactadas, de espessura não superior a 15 cm até 30% de sua altura, acima do topo (Figura 4.8).
- d) **Bases de concreto ou Classe A** são aquelas em que a face inferior do tubo é assentada em berço de concreto com $f_{ck} \geq 15 \text{ MPa}^2$, com espessura mínima sob o tubo de um 1/4 do diâmetro interno e se estendendo aos lados com uma altura mínima a partir da geratriz inferior do tubo de um 1/4 do diâmetro externo. O berço deve ser concretado sem juntas horizontais de construção (Figura 4.9).

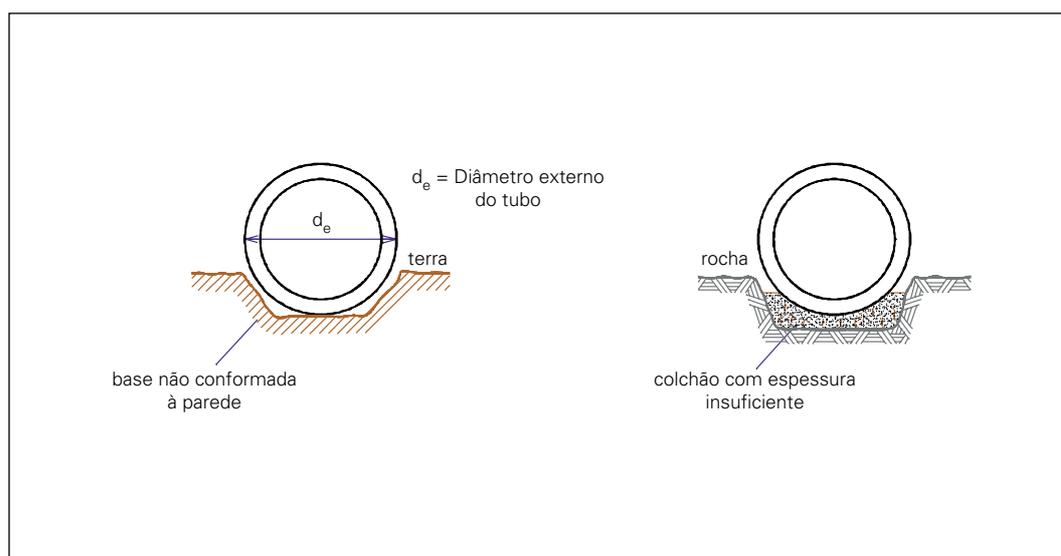


Figura 4.6 Bases Condenáveis ou Classe D - tubos em aterro com projeção positiva

² Valor ajustado às condições atuais, conforme justificativa apresentada.

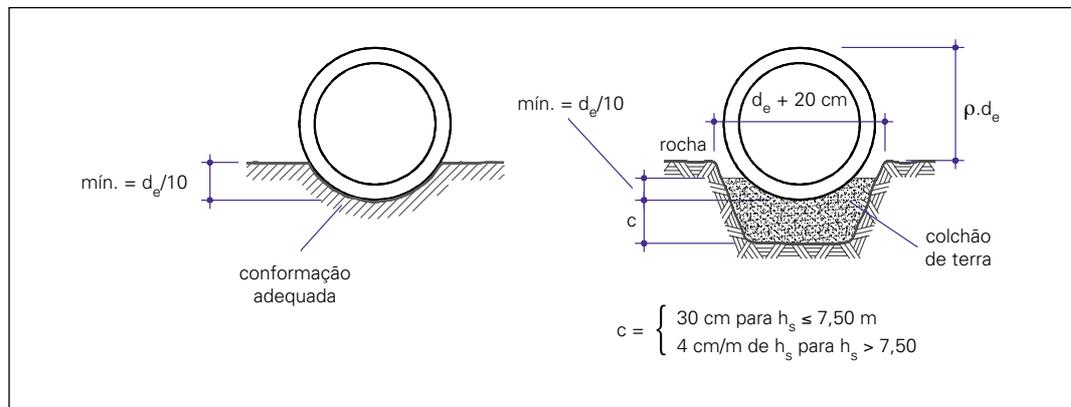


Figura 4.7 Bases comuns ou Classe C - tubos em aterro com projeção positiva

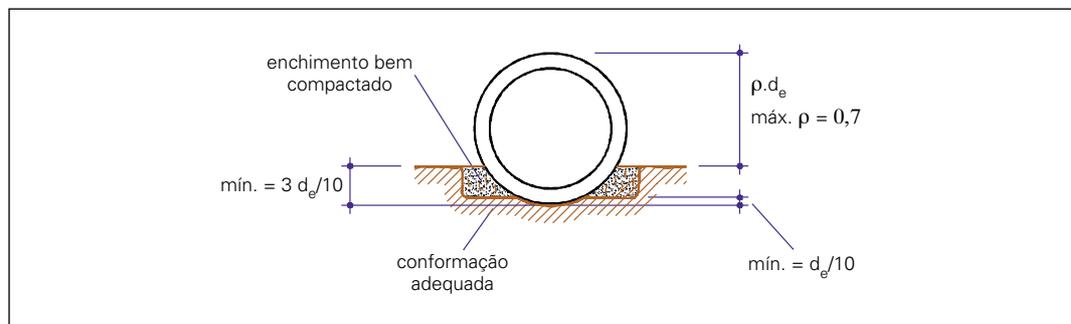


Figura 4.8 Bases de primeira classe ou Classe B - tubos em aterro com projeção positiva

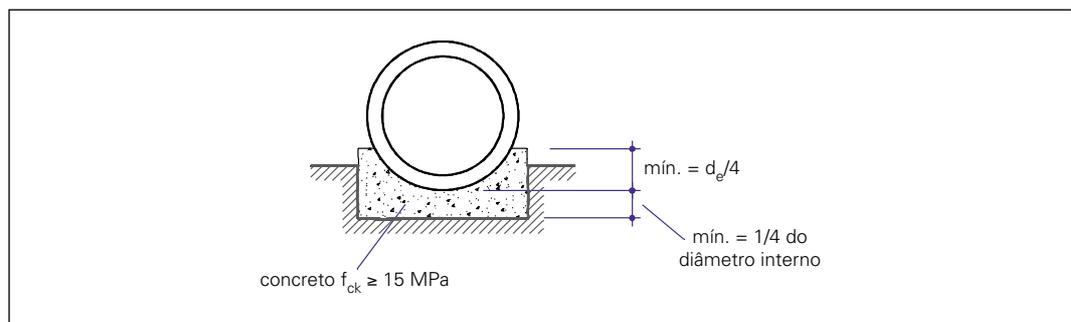


Figura 4.9 Bases de concreto ou Classe A - tubos em aterro com projeção positiva

O fator de equivalência de tubos circulares para os tubos em aterro com projeção positiva é determinado pela seguinte expressão:

$$a_{eq} = \frac{1,431}{\eta - \theta x} \quad (4.1)$$

sendo η parâmetro que depende da distribuição das pressões na base, que por sua vez depende do tipo de base. O seu valor pode ser adotado conforme a Tabela 4.2.

Tabela 4.2 Valores de η

Classe da base	A	B	C	D
η	0,505	0,707	0,840	1,310

O parâmetro χ depende da área em que a pressão lateral atua. O seu valor é função da taxa de projeção ρ e do tipo de base. Na Tabela 4.3 estão indicados os valores deste parâmetro.

Tabela 4.3 Valores de χ

ρ	Valores de χ em função dos tipos de bases	
	Base de concreto (Classe A)	Outros tipos de base (Classes B, C e D)
0	0,150	0
0,3	0,743	0,217
0,5	0,856	0,423
0,7	0,811	0,594
0,9	0,678	0,655
1,0	0,638	0,638

O parâmetro θ é a relação entre a resultante das pressões laterais e a resultante das cargas verticais. O seu valor pode ser determinado pela expressão:

$$\theta = \frac{\rho k}{C_{ap}} \left(\frac{h_s}{d_e} + \frac{\rho}{2} \right) \leq 0,33 \quad (4.2)$$

onde

ρ – taxa de projeção;

k – coeficiente de empuxo;

C_{ap} – coeficiente de Marston para instalação em aterro com projeção positiva;

h_s – altura do aterro

d_e – diâmetro externo.

4.3. Tubos instalados em aterro com projeção negativa

Conforme proposto em ZAILDLER [17], para as aplicações práticas e a favor da segurança, os fatores de equivalência para os tubos em aterro com projeção negativa podem ser tomados iguais aos tubos em vala. No entanto, se puder contar com condição de execução favoráveis, com qualidade de compactação capaz de mobilizar empuxos laterais, pode-se determinar os fatores de equivalência com as mesmas indicações dos tubos salientes com projeção positiva, com o coeficiente de empuxo $k = 0,15$.

Bases



Alguns tipos de base para tubos de concreto: a) base de concreto para linha simples; b) base de concreto feita em etapas para linha simples; c) outro exemplo de base de concreto para linha simples; d) base com conformação do solo para linha simples.

05 Determinação da classe do tubo

5.1. Cálculo da força correspondente ao ensaio de compressão diametral

A força correspondente ao ensaio de compressão diametral vale:

$$F_{\text{ens}} = \frac{(q + q_m)}{\alpha_{\text{eq}}} \quad (5.1)$$

onde:

q – a resultante das cargas verticais dos solo;

q_m – resultante das sobrecargas, em geral de tráfego, multiplicadas pelo coeficiente de impacto, quando for o caso;

α_{eq} – fator de equivalência, conforme definido na seção 4.

5.2. Coeficiente de segurança

Os coeficientes de segurança normalmente empregados são:

$\gamma_t = 1,0$ para a *carga de fissura (trinca)*;

$\gamma_r = 1,5$ para a *carga de ruptura*.

A *carga de fissura (trinca)* corresponde à força no ensaio de compressão diametral que causa uma ou mais fissuras com abertura 0,25 mm e de 300 mm comprimento, ou mais. Esta condição corresponde ao estado limite de fissuração inaceitável.

A *carga de ruptura* corresponde à máxima força que se consegue atingir no ensaio de compressão diametral. Esta condição corresponde ao estado limite último de ruína do tubo.

Desta forma, a expressão para determinar a força no ensaio de compressão diametral pode ser colocada na forma:

$$F_{\text{ens}} = \frac{(q + q_m)}{\alpha_{\text{eq}}} \gamma \quad (5.2)$$

onde γ é o coeficiente de segurança, apresentado anteriormente.

5.3. Especificação da classe

A partir do valor da *carga de fissura (trinca)* e da *carga de ruptura* no ensaio de compressão diametral, pode-se especificar o tubo a partir da Tabela 5.1 com as classes dos tubos em função das forças.

Naturalmente, na especificação do tubo deverá ser adotada a classe correspondente à força igual ou superior àquela que resulta do cálculo, devendo atender tanto a *carga mínima de fissura (trinca)* como a *carga mínima de ruptura*.

Tabela 5.1 Cargas mínimas de trinca e de ruptura (adaptado de [6])

DN (d _j)	Água pluvial								Esgoto sanitário					
	Carga mín. fissura				Carga mín. ruptura				Carga mín. fissura			Carga mín. ruptura		
	kN/m				kN/m				kN/m			kN/m		
Classe	PA1	PA2	PA3	PA4	PA1	PA2	PA3	PA4	EA2	EA3	EA4	EA2	EA3	EA4
300	12	18	27	36	18	27	41	54	18	27	36	27	41	54
400	16	24	36	48	24	36	54	72	24	36	48	36	54	72
500	20	30	45	60	30	45	68	90	30	45	60	45	68	90
600	24	36	54	72	36	54	81	108	36	54	72	54	81	108
700	28	42	63	84	42	63	95	126	42	63	84	63	95	126
800	32	48	72	96	48	72	108	144	48	72	96	72	108	144
900	36	54	81	108	54	81	122	162	54	81	108	81	122	162
1000	40	60	90	120	60	90	135	180	60	90	120	90	135	180
1100	44	66	99	132	66	99	149	198	66	99	132	99	149	198
1200	48	72	108	144	72	108	162	216	72	108	144	108	162	216
1500	60	90	135	180	90	135	203	270	90	135	180	135	203	270
1750	70	105	158	210	105	158	237	315	105	158	210	158	237	315
2000	80	120	180	240	120	180	270	360	120	180	240	180	270	360
Carga diametral de fissura/ruptura kN/m														
Qd	40	60	90	120	60	90	135	180	60	90	120	90	135	180
<p>(1) <i>Carga diametral de fissura (trinca) ou ruptura é a relação entre a carga de fissura (trinca) ou ruptura e o diâmetro nominal do tubo.</i></p> <p>(2) <i>Outras classes podem ser admitidas mediante acordo entre fabricante e comprador, devendo ser satisfeitas as condições estabelecidas nesta Norma para tubos de classe normal. Para tubos armados, a carga mínima de ruptura deve corresponder a 1,5 da carga mínima de fissura (trinca).</i></p>														

06 Dimensionamento da armadura

6.1. Concreto

O concreto deve ser dosado para ter características compatíveis com o processo de execução do tubo e ser objeto de controle de qualidade adequado à produção de componentes pré-fabricados.

Um dos aspectos que precisa ser considerado na dosagem é a durabilidade, em função das condições do uso do elemento. Neste sentido, no projeto de revisão da norma sobre tubos [6] estabelece que a relação água/cimento não deve ultrapassar 0,50 para tubos destinados a águas pluviais e 0,45 para tubos destinados a esgoto sanitário.

Normalmente, o valor mínimo da resistência característica do concreto à compressão é 25 MPa. Segundo a ACPA [2], os valores típicos das resistências características à compressão variam entre 28 MPa a 42 MPa. Deve-se destacar que as recomendações para o projeto dos tubos da ASCE [3] e da ACPA [2], apresentadas nesta seção, são fruto de experiências com resistência de concreto nesta faixa.

6.2. Armadura em telas soldada

Os aços para a armação de tubos de concreto devem atender às especificações dos aços para concreto armado, conforme as normas vigentes sobre o assunto.

A utilização de tela soldada apresenta uma série de vantagens para a armação de tubos de concreto. As principais são:

- a) redução do tempo da mão-de-obra com o corte, curvamento e colocação e amarração da armadura, em relação ao processo convencional;
- b) redução do consumo de aço na ordem de 20%, devido à diferença da resistência de escoamento do aço da tela soldada e com o aço da armadura CA-50, normalmente empregado nos outros casos;
- c) melhores condições de posicionamento na colocação da armação e de manutenção deste posicionamento durante o processo de moldagem;
- d) boas condições de aderência devido à armadura transversal soldada, tanto com fios lisos como com fios corrugados, o que possibilita melhores condições de atendimento à *carga de fissura (trinca)*;
- e) melhor acabamento devido aos diâmetros relativamente finos dos fios empregados, de forma que os tubos armados com telas soldadas proporcionam paredes mais lisas.

6.3. Cobrimento da armadura

Um das principais finalidades do cobrimento da armadura nas peças de concreto é a proteção química, que está relacionada com a proteção da armadura contra corrosão, conseqüentemente, com a durabilidade da peça.

Os fatores de maior influência na proteção da armadura contra a corrosão são o valor do cobrimento e a qualidade do concreto, tendo em vista o ataque de agentes agressivos externos. Esta qualidade está relacionada, entre outros fatores, com a quantidade de cimento, a relação água/cimento e o adensamento do concreto.

No caso de tubos de concreto armado devem ser ponderados dois aspectos. Por um lado, as condições de agressividade do ambiente, que são bastante severas no caso de tubos de esgoto sanitário. Por outro lado, a qualidade do concreto é bastante boa devido à dosagem e condições de execução do concreto. Devido a estas particularidades, os cobrimentos da armadura de tubos são objeto de recomendações específicas.

Os cobrimentos mínimos da armadura para os tubos circulares de concreto armado, de acordo com a NBR 8890 - **Tubos de concreto, de seção circular, para águas pluviais e esgotos sanitários – Requisitos e métodos de ensaios**, [6], estão apresentados na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 Cobrimento mínimos da armadura em tubos de concreto, segundo a NBR 8890 [6]

	$d_i \leq 600 \text{ mm}$		$d_i > 600 \text{ mm}$	
	Interno	Externo	Interno	Externo
Cobrimento	20 mm	15 mm	30 mm	20 mm

6.4. Diretrizes para o dimensionamento das paredes do tubo

O dimensionamento das paredes dos tubos consiste basicamente em calcular a armadura para atender aos estados limites.

Normalmente, as armaduras são calculadas para o estado limite último por solicitações normais (momento fletor e força normal). Ainda com relação ao estado limite último, deve ser feita a verificação a resistência à força cortante. Necessita também ser verificado o estado limite de serviço, correspondente ao limite de abertura de fissuras.

De acordo a NBR 6118 [7], o dimensionamento e as verificações devem ser feitos minorando as resistências dos materiais. Os coeficientes de minoração são os especificados a seguir:

Coeficiente de minoração da resistência do concreto – 1,4 em geral

Coeficiente de minoração da resistência do aço – 1,15 em geral.

Se empregado um rigoroso controle de execução, o coeficiente de minoração da resistência do concreto pode ser reduzido para 1,3.

Cabe destacar que serão apresentadas algumas indicações para o dimensionamento de origem americana, cujos coeficientes de ponderação das resistências são diferentes dos estabelecidos pela NBR-6118. Para estes casos são fornecidos os valores recomendados junto às expressões utilizadas.

6.5. Esforços solicitantes para dimensionamento

Conforme já foi adiantado, utilizando o procedimento de Marston-Spangler, o tubo deve ser dimensionado para as solicitações que decorrem do ensaio de compressão diametral.

O comportamento estrutural dos tubos submetidos a forças uniformemente distribuídas ao longo do seu eixo é idealizado como um elemento tipo barra. Desta forma, os esforços solicitantes correspondentes ao ensaio são calculados como um anel submetido a duas forças diametralmente opostas, como mostrado na Figura 6.1.

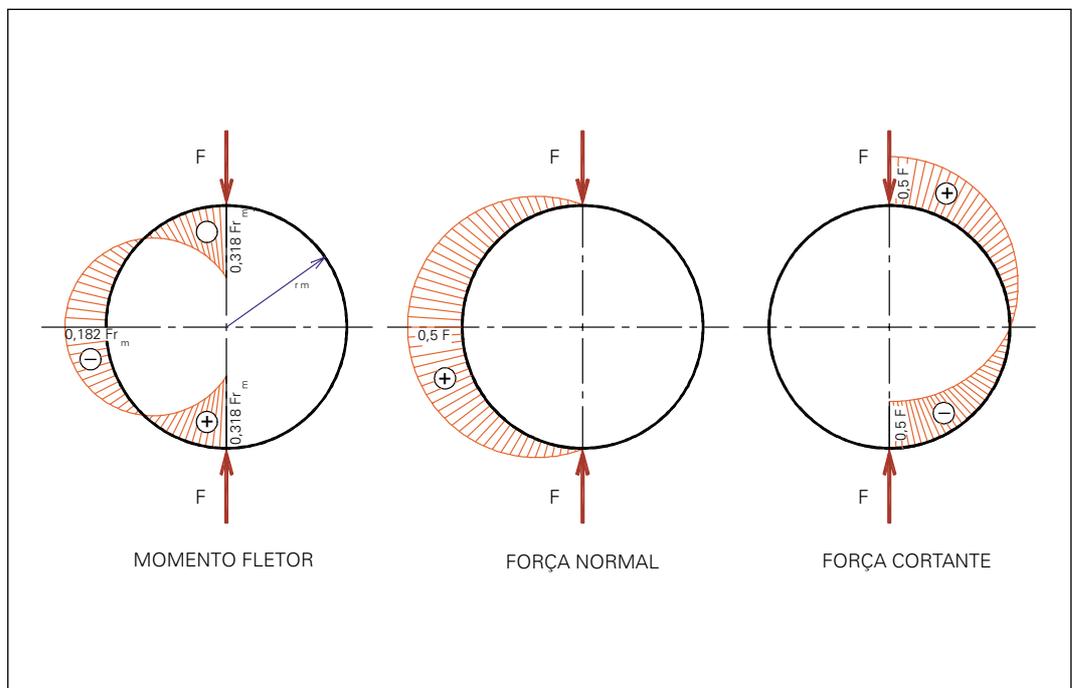


Figura 6.1 Esforços solicitantes produzidos por duas forças diametralmente opostas

O dimensionamento é feito considerando duas seções de referência: a seção do coroamento ou da base, onde são aplicadas as forças, e as seções do flanco, que estão defasadas de 90° com as duas anteriores. Os esforços solicitantes para estas duas seções de referência estão apresentados na Tabela 6.2

Tabela 6.2 Esforços solicitantes no coroamento e no flanco para duas forças F diametralmente opostas em anel com raio médio r_m

Seção	M	N	V
Coroamento	$0,318 F r_m$	0	$0,5 F$
Flanco	$-0,182 F r_m$	$0,5 F$	0

Obs: o raio médio vale $r_m = (d_e + d_i)/4$

Considerando que a força aplicada no coroamento, no ensaio de compressão diametral, não é concentrada e que existe uma propagação até a superfície média do tubo, o diagrama de momento fletor junto ao ponto de aplicação fica arredondado, conseqüentemente ocorre uma redução do momento fletor do pico. Para estimar a redução do momento fletor nesse ponto pode-se considerar uma espessura do tubo de 1/10 do diâmetro médio, o que corresponde a 1/5 do raio médio e propagação da força até a superfície média do tubo com um ângulo de 45°. Com estas considerações, pode-se calcular o momento fletor para força distribuída em um trecho de $0,10 d_m$. Desta forma, o momento fletor no coroamento passa de $0,318 F r_m$ para $0,293 F r_m$, ou seja, uma redução de aproximadamente 8% no momento fletor do pico do diagrama.

O tubo está sujeito ainda a solicitações devido ao manuseio, armazenamento, transporte e montagem. As solicitações destas situações transitórias dependem da forma e o cuidado com que elas são realizadas. Normalmente, estas solicitações não são consideradas no projeto dos tubos. No entanto, existem indicações de armaduras mínimas que serão tratadas na seção 6.7.

6.6. Arranjos da armadura

Os arranjos da armadura nos tubos de concreto armado normalmente são:

- a) armadura circular simples (Figura 6.2);
- b) armadura circular dupla (Figura 6.3).

A armadura circular simples é utilizada para tubos de diâmetros pequenos, até, em geral, com 1,0 m de diâmetro interno. Tendo em vista que a área da armadura é constante em torno da parede do tubo e que a solicitação mais desfavorável é a com tração na face interna, coloca-se a armadura principal excentricamente em relação à superfície média da parede, conforme mostrado na Figura 6.4. Com esta excentricidade procura-se atender ao momento fletor no coroamento e ao momento fletor e força normal no flanco. Naturalmente, a posição da armadura deve atender também ao cobrimento mínimo especificado.

A posição do centro de gravidade da armadura principal em relação à face interna do tubo, d'_{int} , em geral, varia de $0,35h$ a $0,5h$.

A armadura circular dupla é utilizada para diâmetros internos iguais ou superiores a 0,80 m. As armaduras são dispostas de forma a atender aos cobrimentos mínimos interno e externo especificados, conforme mostrado na Figura 6.5. A área da armadura interna, calculada para atender o momento fletor no coroamento, é maior que a área da armadura externa, calculada para atender ao momento fletor e a força normal no flanco.

Existe ainda o arranjo da armadura em forma de elipse e o arranjo com armadura dupla, com a área da seção transversal da armadura não constante ao longo do perímetro do tubo. Para estes dois casos, a posição para o assentamento do tubo deve ser especificada. Estes dois arranjos não são usuais no Brasil.

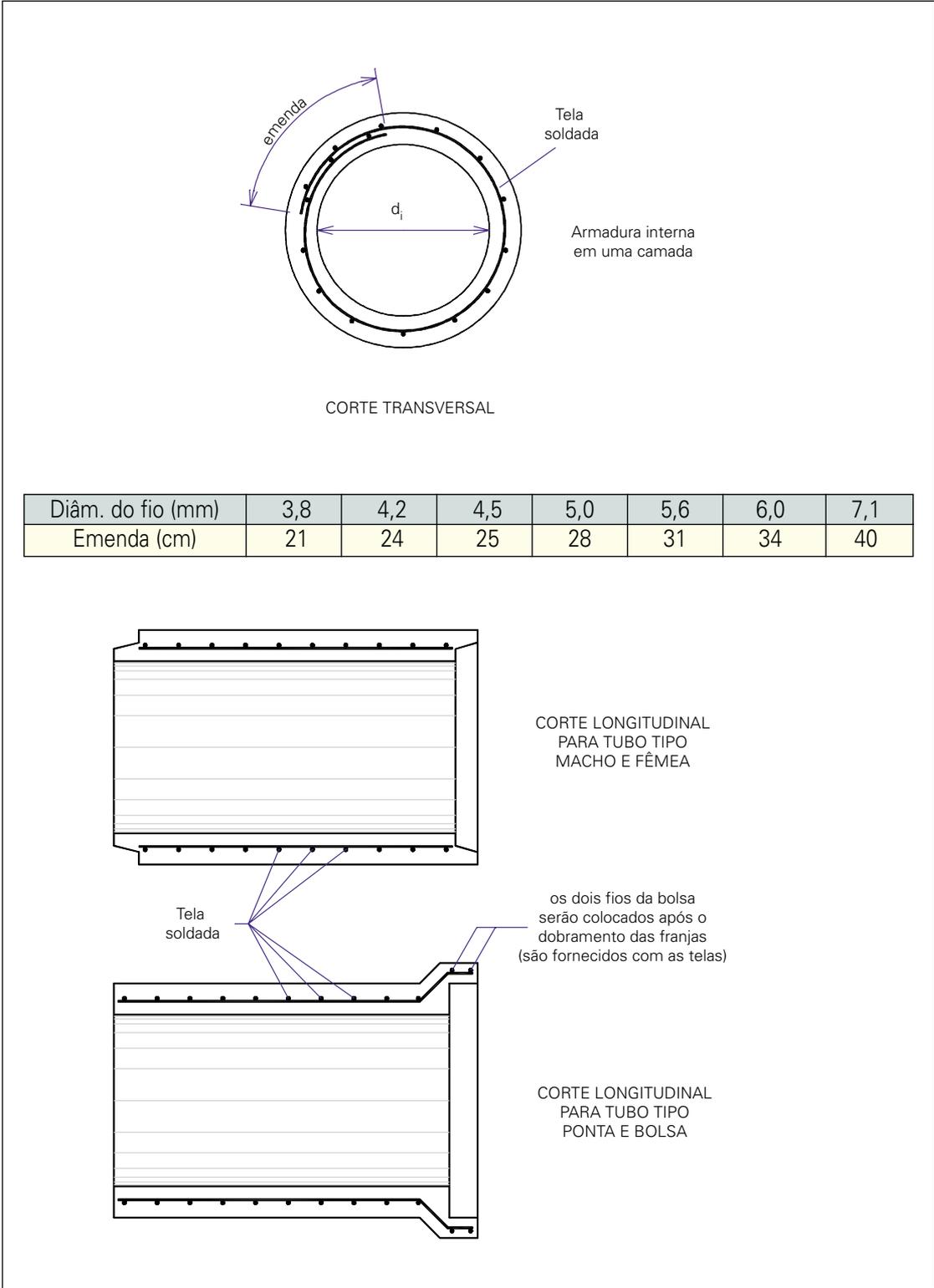


Figura 6.2 Armadura circular simples

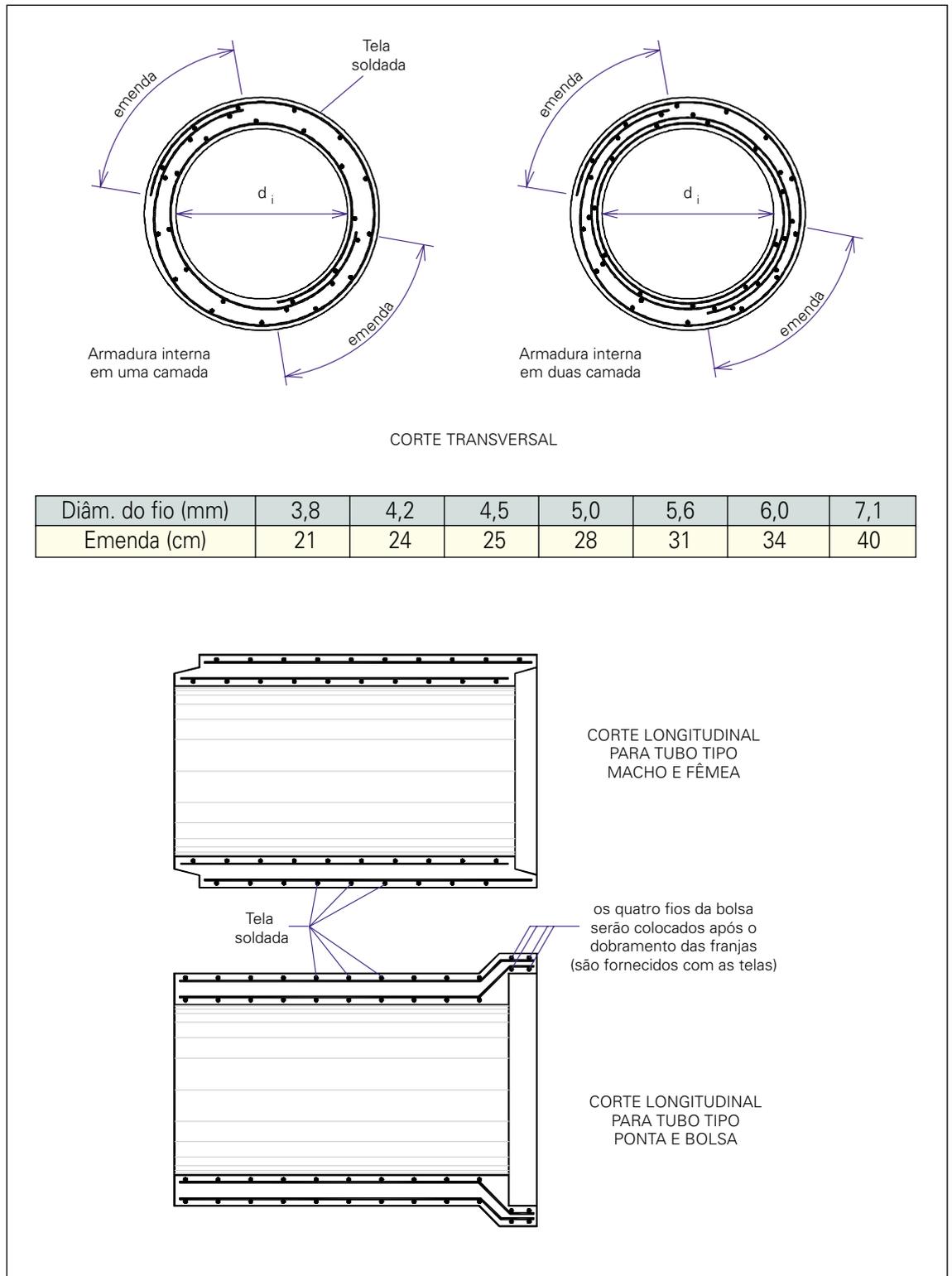


Figura 6.3 Armadura circular dupla

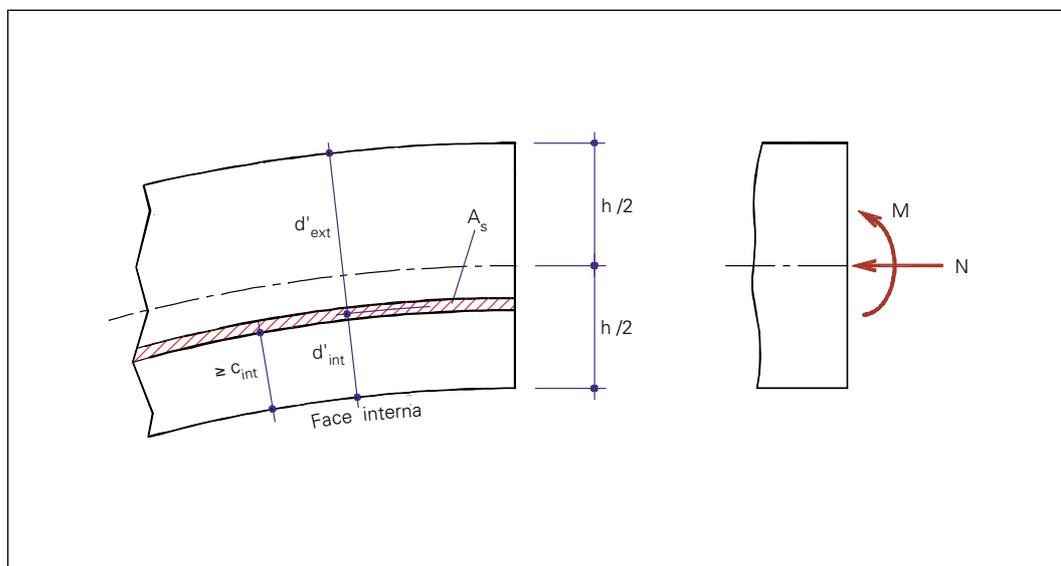


Figura 6.4 Posição da armadura na parede do tubo com arranjo de armadura circular simples

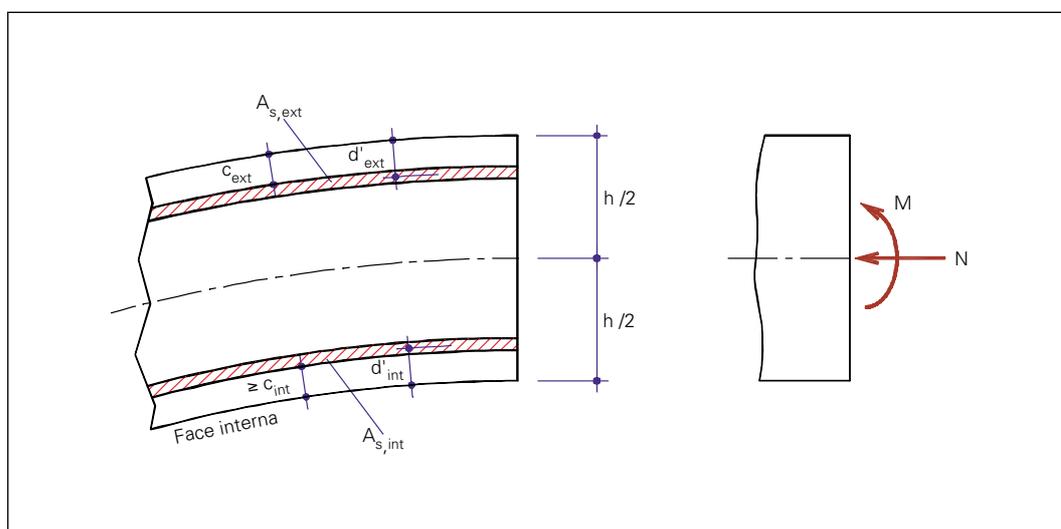


Figura 6.5 Posição da armadura na parede do tubo com arranjo de armadura circular dupla

6.7. Cálculo da armadura para as solicitações normais

O cálculo da armadura principal dos tubos é feito de acordo com as hipóteses de cálculo da NBR-6118 para solicitações normais. Este assunto é tratado por um grande número de publicações sobre o projeto de estruturas de concreto armado. Na elaboração dos algoritmos de cálculo da armadura do programa foram empregadas as indicações para o dimensionamento de seção retangular submetidas à flexão composta com grande excentricidade, apresentadas em FUSCO [11].

No caso de armadura simples adota-se a seguinte estratégia:

- cálculo da armadura simples para as seções do coroamento e do flanco com as solicitações e altura útil da Tabela 6.3;
- o cálculo é feito variando o valor de d_{ext} de forma a obter a área da armadura para atender, praticamente, as duas situações;
- recomendar a armadura da situação mais próxima da anterior, correspondente à posição d_{ext} múltiplo de 5 mm.

Tabela 6.3 Solicitações e altura útil para cálculo da armadura circular simples

	Coroamento	Flanco
Momento fletor	$0,293 F r_m$	$0,182 F r_m$
Força normal	0	$0,5 F$
Altura útil d	d_{ext}	$d_{int} = (h - d_{ext})$

Obs: está sendo considerada a redução do momento fletor de pico do diagrama

No caso de armadura circular dupla adota-se a seguinte estratégia:

- O cálculo da armadura é feito com as solicitações e alturas úteis determinadas com a Tabela 6.4;
- o cálculo é feito de forma iterativa objetivando ajustar as armaduras interna e externa a atender as situações do coroamento e no flanco.

Tabela 6.4 Solicitações, altura útil e denominação das armaduras para cálculo da armadura circular dupla

	Coroamento	Flanco
Momento fletor	$0,293 F r_m$	$0,182 F r_m$
Força normal	0	$0,5 F$
Distância do CG da armadura à face mais próxima	d'_{ext}	d'_{int}
Armaduras	$A_{s,int}$ – armadura tracionada $A_{s,ext}$ – armadura tracionada	$A_{s,ext}$ – armadura comprimida $A_{s,int}$ – armadura comprimida

Obs: está sendo considerada a redução do momento fletor de pico do diagrama

O cálculo das armaduras envolve ainda a verificação de armaduras mínimas. A armadura mínima em elementos fletidos tem a finalidade de evitar a ruptura frágil, quando a solicitação atingir o nível no qual que ocorre a formação da primeira fissura. De acordo com a NBR-6118 [7], a taxa mínima de armadura pode determinada de forma a atender a um momento fletor estabelecido a seguir:

$$M_{d, \min} = 0,8W_0 f_{ctk, \sup} \quad (6.1)$$

sendo

W_0 – módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto relativo à fibra mais tracionada

$f_{ctk, \sup}$ – resistência característica superior do concreto à tração, que pode ser estimada com

$$f_{ctk, \sup} = 1,3 f_{ctm}$$

em que $f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{2/3}$ com f_{ctm} e f_{ck} em MPa

As armaduras mínimas para atender as situações transitórias de manuseio, armazenamento e instalações, segundo a ASCE [3], são as seguintes:

a) armadura circular simples para tubos de diâmetro interno menor que 800 mm

$$A_{s \min} = \frac{b (d_i + h)^2}{2,2f_{yk}} \quad (6.2)$$

com $b=1,0m$, d_i e h em m e f_{yk} em MPa.

b) armadura circular dupla, para diâmetro interno maior ou igual a 800 mm

armadura interna

$$A_{s \min} = \frac{b (d_i + h)^2}{4,4f_{yk}} \quad (6.3)$$

armadura externa

$$A_{s \min} = \frac{b (d_i + h)^2}{7,4f_{yk}} \quad (6.4)$$

A partir do cálculo das áreas das armaduras e da verificação das armaduras mínimas, pode-se escolher a tela soldada mais adequada dentre as comercialmente disponíveis.

Nas regiões em que os momentos fletores produzem tração na face interna do tubo, deve ser analisada a possibilidade de ruptura do cobrimento da armadura devido à tendência de retificação da armadura tracionada.

Segundo a ASCE [3], a área da armadura deve ser limitada ao valor:

$$A_{s \max} = \left(\frac{1000b}{1,11} \right) r_s F_{rp} F_{rt} \left(\frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \right) \frac{\phi_r}{\phi_f} \quad (6.5)$$

onde

$$b = 1,0 \text{ m};$$

$$r_s - \text{raio da curva da armadura interna} = d_i/2 + c_{int}, \text{ em mm}$$

$$F_{rt} = 1 + \frac{(1800 - d_i)}{3000} \text{ para } 300\text{mm} < d_i < 1800\text{mm}$$

$$F_{rt} = \frac{(3600 - d_i)^2}{16800000} + 0,8 \text{ para } 1800\text{mm} < d_i < 3600\text{mm}$$

F_{rp} – coeficiente que leva em conta o processo de execução e o tipo de material; normalmente, este valor é considerado 1,0;

ϕ_r – coeficiente de redução de resistência do concreto para tração radial = 0,9;

ϕ_f – coeficiente de redução de resistência da armadura para flexão = 0,95.

Cabe observar que está sendo considerado, para efeito deste cálculo, que f_{ck} corresponde à resistência f'_c estabelecida pelo ACI.

6.8. Resistência à força cortante

A verificação da resistência à força cortante sem estribos, de acordo com ASCE [3], vale:

$$V_u = 0,083b\phi_v d F_{vp} \sqrt{f_{ck}} (1,1 + 63\rho) \frac{F_d F_n}{F_c} \quad (6.6)$$

onde

$$b = 1,0 \text{ m};$$

ϕ_v – coeficiente de redução da resistência do concreto para força cortante = 0,9;

d – altura útil;

F_{vp} – coeficiente que leva em conta o processo de execução e as características dos materiais do concreto que afetam a resistência à força cortante; normalmente, este valor é considerado 1,0;

$\rho = \frac{A}{bd} \leq 0,02$ taxa geométrica de armadura, com máximo valor limitado a 0,02;

$F_d = 0,8 + \frac{41}{d}$ com máximo F_d igual; 1,3 para armadura dupla e 1,4 para armadura simples (d em mm);

F_c – coeficiente que leva em conta a curvatura, determinado com $F_c = 1 \pm \frac{d}{2r}$ com + para tração do lado interno e – para tração do lado externo;

F_n – coeficiente que leva em conta o efeito da força normal; sendo $F_n = 1$ para força normal nula.

Merece ser comentado que foi escolhida esta formulação ao invés da formulação da NBR-6118, por se tratar de formulação específica para tubos. Os valores que resultam desta formulação são um pouco maiores que aqueles que resultam com a NBR 6118.

6.9. Verificação do limite de abertura de fissura

A verificação da abertura de fissura pode ser feita com as indicações da NBR-6118 [7], que fornece as seguintes expressões para determinar a grandeza da abertura:

$$w_a = \frac{\phi_i}{12,5 \eta_i} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}}$$

$$w_s = \frac{\phi_i}{12,5 \eta_i} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right)$$

onde

ϕ_i – diâmetro do fio da tela soldada tracionada;

η_i – coeficiente de aderência dos fios da armadura tracionada;

σ_{si} – tensão na armadura tracionada, que pode ser calculada com:

$$\sigma_{si} = \frac{M_d}{0,9.d.A_s}$$

em que

M_d – momento de correspondente à *carga de fissura (trinca)*, por metro linear;

d – altura útil da seção;

A_s – área da tela soldada tracionada, por metro linear

E_{si} – módulo de elasticidade do aço (210.000 MPa)

ρ_{ri} – taxa geométrica do fio da tela soldada em relação a área A_{cri}

$$\rho_{ri} = \frac{A_{si}}{A_{cri}} \text{ com}$$

A_{cri} – área do concreto de envolvimento do fio da tela soldada conforme definido na NBR-6118

A_{si} – área do fio tracionado da tela soldada empregada.

De acordo com resultados experimentais apresentados em HEGER & MCGRATH [12], o efeito da aderência da tela, comparado com fios lisos, colocado na forma de coeficiente de conformação superficial (η_b), está apresentado a seguir:

$\eta_b = 1,5$	para tela soldada com fio liso e espaçamento máximo dos fios longitudinais de 200 mm
$\eta_b = 1,9$	para tela soldada com fio nervurado

Merece ser destacado que, atualmente no Brasil, as telas soldadas só têm sido produzidas com fio nervurado. Na falta de indicações mais precisas para o valor de η_i , recomenda-se utilizar $\eta_i = 2,25$ nas expressões da avaliação da abertura de fissuras, que corresponde ao caso de barra de alta aderência.

A primeira expressão corresponde à fissuração assistemática ou não sistemática e a segunda à fissuração sistemática. Este assunto pode ser visto, por exemplo, na publicação do IBTS, **O uso da tela soldada no combate a fissuração**, de MOLICA JUNIOR [14].

O menor dos valores das duas expressões corresponde à avaliação da abertura de fissura. Este valor deve ser limitado a 0,25 mm que corresponde à definição da *carga de fissura (trinca)* do ensaio de compressão diametral.

Merece destacar que existe uma razoável incerteza no cálculo deste parâmetro, o que pode ser observado com a colocação da NBR-6118, que se refere a ele como grandeza do valor.

Na falta de indicações mais específicas, esta verificação tem o caráter apenas orientativo. Assim, no programa que acompanha esta publicação é apresentada a grandeza do valor calculado com as expressões da NBR-6118, mas não são feitas mudanças no dimensionamento para que seja atendido este limite.

Fábricação 1



a)



b)



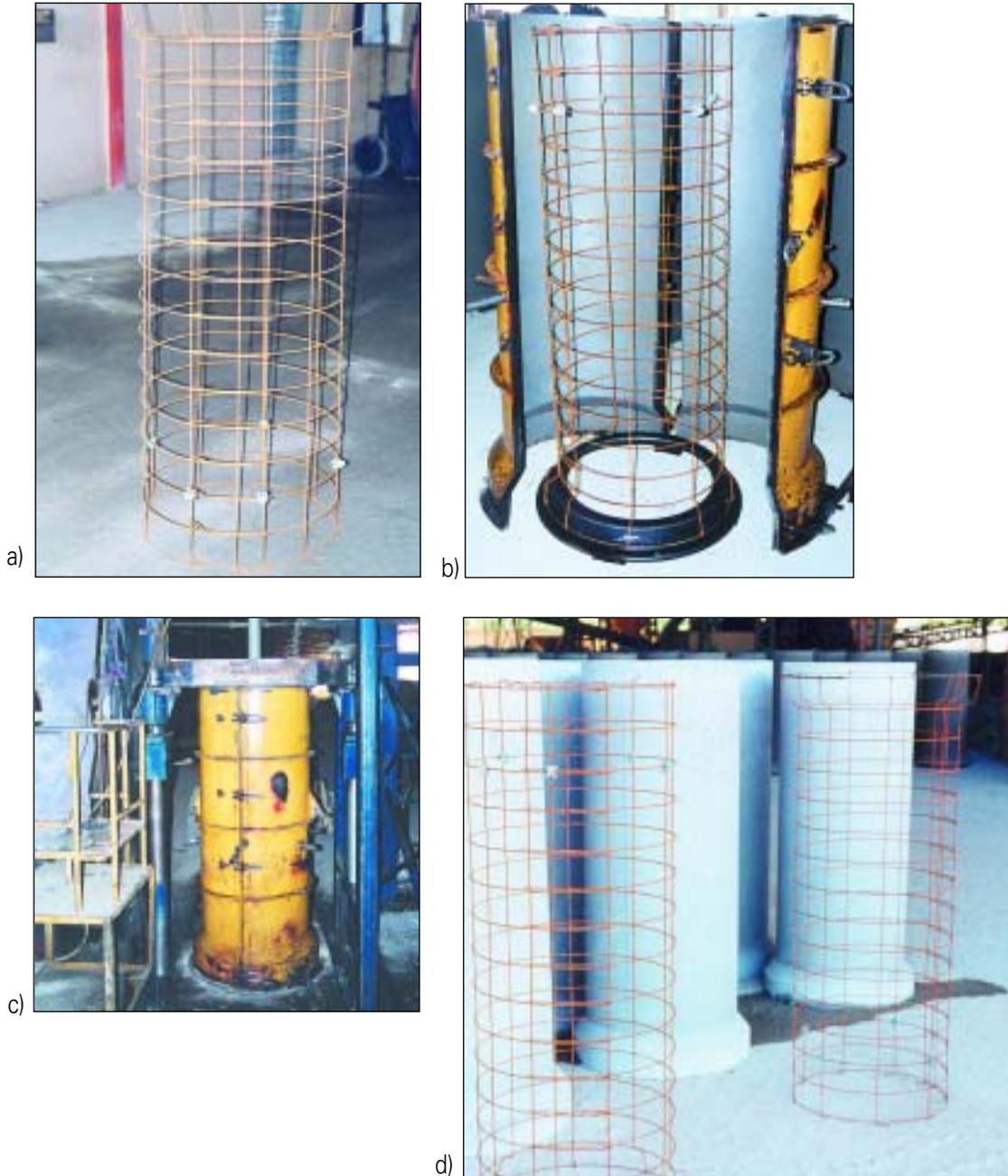
c)



d)

Fabricação de tubos de concreto com armadura em tela soldada por processo de vibração: a) colocação da armadura circular simples; b) moldagem do tubo; c) vista geral do local de moldagem e d) tubo de concreto moldado e vista da armadura de tela soldada utilizada.

Fábricação 2



Fabricação de tubos de concreto de pequeno diâmetro com armadura em tela soldada por processo de vibração: a) vista da armadura circular simples com os espaçadores; b) colocação da armadura na fôrma; c) moldagem do tubo e d) tubos prontos e armações em tela soldada.

Fábricação 3



a)



b)



c)



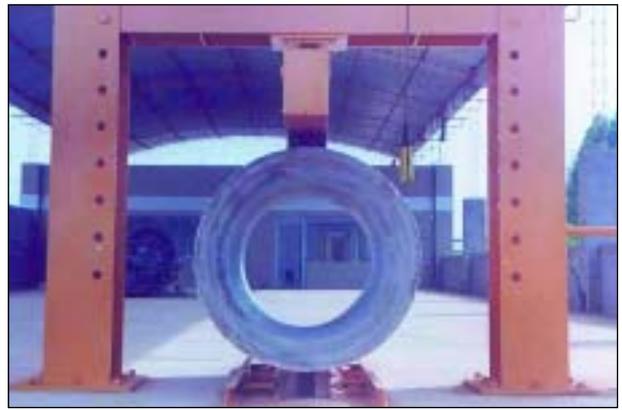
d)

Fabricação de tubos de concreto com armadura em tela soldada por processo de vibroprensagem: a) vista da armadura circular simples sendo colocada para a moldagem; b) detalhe da armadura colocada no equipamento de moldagem; c) outra vista da armadura colocada no equipamento de moldagem e d) tubo moldado.

Ensaio



a)



b)



c)



d)

Algumas fotos de ensaio de compressão diametral: a) vista lateral de tubo colocado no equipamento de ensaio; b) vista frontal de tubo colocado no equipamento de ensaio c) outra vista de tubo no equipamento de ensaio e d) detalhe do tubo após o ensaio, onde se pode observar duas fissuras de tração no lado interno, uma no topo e outra na base, e duas fissuras de tração do lado externo, uma no flanco esquerdo e a outra próxima ao flanco direito.

Armazenamento



a)



b)



c)



d)

Formas de armazenamento de tubos de concreto: a) armazenamento de tubos com o eixo na posição horizontal; b) armazenamento de tubo de pequeno diâmetro com o eixo na posição vertical; c) armazenamento de tubo de grande diâmetro com o eixo na posição vertical e d) detalhe da colocação de tubo no local de armazenagem.

Transporte



a)



b)



c)



d)

Exemplos de transporte de tubos de concreto: a) transporte de tubos com eixo na posição horizontal; b) outro exemplo transporte de tubos com eixo na posição horizontal c) transporte de tubo com o eixo na posição vertical e d) detalhe da colocação de tubo para o transporte.

Montagem



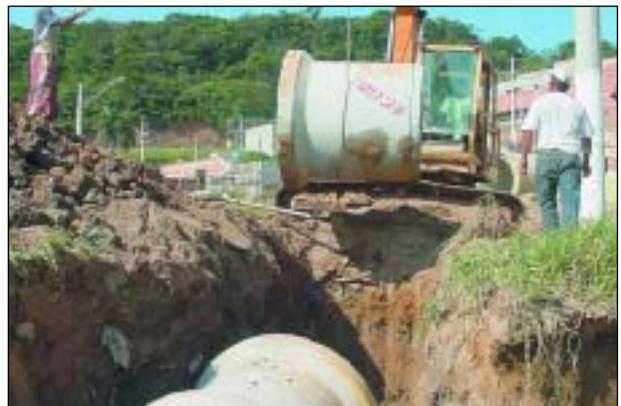
a)



b)



c)



d)

Exemplos de montagem de tubos de concreto: a) montagem de tubo com guindaste; b) detalhe do posicionamento de tubo no local definitivo com instalação em aterro, c) detalhe da montagem de um tubo com instalação em vala e d) montagem de tubo com retro-escavadeira com instalação em vala.

07 Considerações finais

Merecem ser registrados ainda alguns aspectos relativos ao projeto e dimensionamento dos tubos de concreto:

O primeiro aspecto a ser registrado é que existe um novo procedimento para o projeto de tubos de concreto indicado pela ACPA [2]. Este procedimento envolve novos tipos de berço, análise dos esforços solicitante a partir de distribuições de pressões preestabelecidas e o projeto do tubo é feito para atender os esforços solicitantes calculados com esta distribuição de pressões. O procedimento está sendo recomendado pela ASCE [3], em publicação datada de 1994.

Outro aspecto refere-se a fatores que podem levar a discrepâncias entre os valores previstos pelo dimensionamento apresentado com resultados de ensaios, mesmo se considerados valores efetivos das resistências dos materiais e das grandezas geométricas. Neste sentido, cabe ser comentados os seguintes pontos:

- a) no caso de armadura simples, em que as espessuras das paredes são muito pequenas, a resistências dos tubos é muito sensível aos desvios da posição da armadura, o que pode acarretar redução da resistência medida no ensaio ;
- b) nos tubos tipo "ponta e bolsa", a bolsa pode propiciar um acréscimo de resistência, pois ela se comporta como uma nervura numa das extremidades do tubo; o que pode levar a valores resistência de ensaios maiores que os teóricos ;
- c) ocorre uma redistribuição de esforços solicitantes à medida aumenta o nível de força no ensaio, devido à variação de rigidez das paredes com o nível do próprio esforço solicitante; esta redistribuição pode levar a sensível diferença em relação à distribuição utilizada no dimensionamento.

Finalmente, por se tratar de elemento feito em grandes séries, os tubos de concreto podem ser objeto de ajustes do dimensionamento com base em resultados experimentais. De fato, esta é uma particularidade dos elementos pré-fabricados em grandes séries que podem resultar em uma significativa economia. Naturalmente, este ajuste do dimensionamento deve ser feito a partir de um número significativo de resultados experimentais.

08

Referências bibliográficas

1. AMERICAN CONCRETE PIPE ASSOCIATION. *Concrete pipe design manual*. Arlington, ACPA, 1970. (versão atualizada disponível em: <<http://www.concrete-pipe.org/designmanual.htm>>. Acesso em: 22 out. 2002).
2. AMERICAN CONCRETE PIPE ASSOCIATION. *Concrete pipe technology handbook: a presentation of historical and current state-of-the-art design and installation methodology*. Irving, ACPA, 1993.
3. AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. *Standard practice for direct design of buried precast concrete pipe using standard installations (SIDD)*. New York: ASCE, 1994.
4. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7188: *Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre*. Rio de Janeiro, 1984.
5. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7189: *Cargas móveis para projeto estrutural de obras ferroviárias*. Rio de Janeiro, 1985.
6. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8890: *Tubos de concreto, de seção circular, para águas pluviais e esgotos sanitários – requisitos e métodos de ensaio*. Rio de Janeiro, 2003.
7. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: *Projeto de estruturas de concreto*. Rio de Janeiro, 2003.
8. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. Tubos de concreto. *Cimento e Concreto: Boletim de Informações ABCP*, São Paulo, n.56, p.549-616, 1949.
9. ATHA - Asociación Española de Fabricantes de Tubos de Hormigón. Disponível em: <<http://www.atha.es/>>. Acesso em: 22 out. 2002.
10. BULSON, P.S. *Buried structures: static and dynamic strength*. London: Chapman and Hall, 1985.
11. FUSCO, P.B. *Estruturas de concreto: solicitações normais*. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1981.
12. HEGER, F.J. ; MCGRATH, T. Crack width control in design of reinforced concrete pipe and box sections. *ACI Journal*, v.81, n.2, p.149-184, March-April, 1984.
13. KRIZEK, R.J. et al. Structural analysis and design of pipe culverts. *National Cooperative Highway Research Program, Report n.116*, 1971.
14. MOLICA JR., S. *O uso da tela soldada no combate à fissuração*. São Paulo: IBTS, s.d.
15. SPANGLER, M. C. Culverts and conduits. In: LEONARDS, G. A., ed. *Foundation engineering*. New York: McGraw-Hill, 1962. Cap.11, p.965-999.
16. VARGAS, M. *Introdução à mecânica dos solos*. São Paulo: McGrall-Hill / EDUSP, 1977.
17. ZAILLER, W. *Projetos estruturais de tubos enterrados*. São Paulo: Pini, 1983.

09

Anexos

Tabelas de telas soldadas para armação de tubos

As tabelas apresentadas a seguir são para :

- a) tubos tipo "macho e fêmea" com 1,0 metro de comprimento;
- b) tubos tipo "ponta e bolsa" com 1,0 metro de comprimento;
- c) tubos tipo "ponta e bolsa" com 1,5 metro de comprimento.

Para larguras diferentes, deve-se consultar os fabricantes de telas soldadas.

01

Anexo 1

Telas soldadas para armação de tubos em aço CA 60

TIPO MACHO E FÊMEA (MF) - COMPRIMENTO DO TUBO 1,0 METRO

Designação	Espaçamento entre Fios cm	Diâmetro dos Fios mm	Seção dos Fios		Peso Base (kfg/m ²)	Largura do Rolo (m)	Comprimento do Rolo (m)	Peso do Rolo (kfg)	Comprimento de Emenda (cm)
			Long. (cm ² /m)	Trans. (cm ² /m)					
MF 113	10 x 20	3,8 x 3,4	1,13	0,46	1,27	0,975	120	148,6	21
MF 138	10 x 20	4,2 x 3,4	1,38	0,46	1,47	0,975	120	172,0	24
MF 159	10 x 20	4,5 x 3,4	1,59	0,46	1,64	0,975	120	191,9	25
MF 196	10 x 20	5,0 x 3,4	1,96	0,46	1,94	0,975	120	227,0	28
MF 246	10 x 20	5,6 x 3,4	2,46	0,46	2,34	0,975	60	136,9	31
MF 283	10 x 20	6,0 x 4,2	2,83	0,69	2,82	0,975	60	165,0	34
MF 396	10 x 20	7,1 x 4,2	3,96	0,69	3,73	0,975	60	218,2	40

TIPO PONTA E BOLSA (PB) – COMPRIMENTO DO TUBO 1,0 METRO

Designação	Espaçamento entre Fios cm	Diâmetro dos Fios mm	Seção dos Fios		Peso Base (kfg/m ²)	Largura do Rolo (m)	Comprimento do Rolo (m)	Peso do Rolo (kfg)	Comprimento de Emenda (cm)
			Long. (cm ² /m)	Trans. (cm ² /m)					
PB 113	10 x 20	3,8 x 3,4	1,13	0,46	1,31	1,12	120	176,1	21
PB 138	10 x 20	4,2 x 3,4	1,38	0,46	1,53	1,12	120	205,6	24
PB 159	10 x 20	4,5 x 3,4	1,59	0,46	1,70	1,12	120	228,5	25
PB 196	10 x 20	5,0 x 3,4	1,96	0,46	2,01	1,12	120	270,1	28
PB 246	10 x 20	5,6 x 3,4	2,46	0,46	2,43	1,12	60	163,3	31
PB 283	10 x 20	6,0 x 4,2	2,83	0,69	2,94	1,12	60	197,6	34
PB 396	10 x 20	7,1 x 4,2	3,96	0,69	3,89	1,12	60	385,1	40

Obs: 1 – Foi considerado o peso de 2 fios na bolsa com adicional de 5% no comprimento

2 – O fio de 3,4 mm é liso

TIPO PONTA E BOLSA (PB) – COMPRIMENTO DO TUBO 1,5 METRO

Designação	Espaçamento entre Fios cm	Diâmetro dos Fios mm	Seção dos Fios		Peso Base (kfg/m ²)	Largura do Rolo (m)	Comprimento do Rolo (m)	Peso do Rolo (kfg)	Comprimento de Emenda (cm)
			Long. (cm ² /m)	Trans. (cm ² /m)					
PB 113	10 x 20	3,8 x 3,4	1,13	0,46	1,31	1,65	120	259,4	21
PB 138	10 x 20	4,2 x 3,4	1,38	0,46	1,53	1,65	120	302,9	24
PB 159	10 x 20	4,5 x 3,4	1,59	0,46	1,70	1,65	120	336,6	25
PB 196	10 x 20	5,0 x 3,4	1,96	0,46	2,01	1,65	120	398,0	28
PB 246	10 x 20	5,6 x 3,4	2,46	0,46	2,43	1,65	60	240,6	31
PB 283	10 x 20	6,0 x 4,2	2,83	0,69	2,94	1,65	60	291,1	34
PB 396	10 x 20	7,1 x 4,2	3,96	0,69	3,89	1,65	60	385,1	40

Obs: 1 – Foi considerado o peso de 2 fios na bolsa com adicional de 5% no comprimento

2 – O fio de 3,4 mm é liso