



## I - 29 ADUTORAS DE AÇO SOLDADO DE GRANDES DIÂMETROS – ANÁLISE ESTRUTURAL BÁSICA

**Laécio Brito Regis**

Engenheiro Civil pela Escola de Engenharia da Universidade Federal da Bahia.

**Endereço:** Avenida Princesa Leopoldina, 316 - Graça - Salvador - BA - CEP: 40150 - 080 - Brasil - Tel: (71) 98708-4572 - e-mail: [alama@terra.com.br](mailto:alama@terra.com.br)

### RESUMO

A prática brasileira em projetos de adutoras de aço baseia-se, quase integralmente, no Manual M11 da AWWA – American Water Works Association, por ser um guia abrangente, onde são discutidos vários aspectos de projeto e de implantação. Entretanto, justamente por ser um guia, essa publicação não aprofunda o dimensionamento em algumas condições. Este fato, associado ao grau de familiaridade com a língua inglesa poderá resultar em alguns descuidos no dimensionamento.

O objetivo deste trabalho é o de disponibilizar na bibliografia Nacional informações técnicas necessárias para uma análise estrutural básica de adutoras de aço soldado, visando o confronto consistente com outras alternativas de materiais, o desenvolvimento do respectivo projeto básico e a observância de aspectos técnicos importantes durante a execução das obras

Foi desenvolvido em quatro tópicos principais:

- Tubulação de Aço, apresentado no Capítulo 2, onde consta um sumário sobre propriedades do aço e fabricação dos tubos, revestimentos, testes e ensaios;
- Análise Mecânica da Tubulação, apresentado no Capítulo 3, onde consta análise da tubulação baseada apenas nos princípios do comportamento do tubo e direcionada à determinação da sua espessura mínima, da pressão de colapso, da deflexão do anel, da rigidez do tubo e do anel, da compressão do anel e da tensão longitudinal;
- Análise Estrutural da Tubulação Enterrada, apresentado no Capítulo 4, onde consta um sumário dos conceitos de mecânica do solo aplicáveis à análise das tubulações enterradas, como cargas externas atuantes, deflexão, recobrimento mínimo, recobrimento máximo, além da verificação da estabilidade do anel da tubulação e blocos de ancoragem;
- Análise Estrutural da Tubulação Aérea, apresentado no Capítulo 5, onde estão ilustrados os tipos de suportes geralmente adotados, determinação da espessura mínima da tubulação, análise das tensões nos vãos, análise das tensões dos suportes tipo berços, verificação da flecha máxima, determinação dos vãos máximos entre suportes, juntas mecânicas de expansão e blocos de ancoragem.

As análises ilustradas nos capítulos 3 a 5 consideram tubulações de aço com revestimentos flexíveis, preponderantes em sistemas de adução de água. A análise de tubulações com revestimentos rígidos (argamassa de cimento) está apresentada em forma de apêndice, Apêndice A. São também apresentados os apêndices:

- Apêndice B, com as nomenclaturas, constantes e fatores de conversão;
- Apêndice C, contém a bibliografia consultada durante a elaboração deste Manual

O material contido nesta publicação é fruto de pesquisas e interpretações de conceitos apresentados em bibliografia especializada. Está ilustrado com exemplos numéricos para várias formulações e a partir da discussão dos resultados quais as soluções mais adequadas para cada caso, estabelece os limites de segurança a serem adotados, os cuidados que requerem cada situação e uma bibliografia para quem quer se aprofundar no assunto.

Este trabalho é endereçado a todos os profissionais de engenharia envolvidos em estudos, projetos e execução de adutora de aço de grandes diâmetros, embora o subtítulo, “Análise Estrutural Básica”, possa induzir que é, exclusivamente, para engenheiros especializados em estruturas.

**PALAVRAS-CHAVE:** Adutoras de Aço Soldado, Análise Estrutural



## **ADUTORAS DE AÇO SOLDADO DE GRANDES DIÂMETROS ANÁLISE ESTRUTURAL BÁSICA**

O material contido nesta publicação é fruto de pesquisas e interpretações de conceitos apresentados em bibliografia especializada. Reúne informações básicas necessárias à profissionais de engenharia envolvidos em estudos, projetos e execução de adutoras de aço soldado de grandes diâmetros. No entanto, não representam garantias por parte do autor, revisor, ABES ou qualquer pessoa aqui nomeada, pelo uso desse material. Portanto, quem fizer uso destas informações assume todas as responsabilidades decorrentes de tal uso.

**Salvador, 2022**



## **AGRADECIMENTO**

Agradeço ao colega e amigo José Carlos Pereira por aceitar revisar e prefaciá-lo este trabalho.

Conheci Zé Carlos, como carinhosamente é chamado pelos colegas e amigos, em 1980, época em que, através da Tecnosan Engenharia S.A., estávamos iniciando o Projeto do Sistema Adutor Pedra do Cavalo para a DESENVALE – Companhia de Desenvolvimento do Vale do Paraguaçu do estado da Bahia.

O Engenheiro José Carlos Pereira formou-se em Engenharia Civil em 1971, pela UnB e obteve o título de Mestre em Ciências de Engenharia Civil pela PUC-RJ, com especialização em estruturas. Como profissional, participou de vários projetos de adutoras com utilização de tubulações de aço, como a de Pedra do Cavalo, que transporta água da Barragem do Paraguaçu para Salvador, a Adutora do Sertão, que abastece Aracaju a partir de captação no Rio São Francisco, do Sifão Viru, parte do Projeto Chavimochique, obra construída pela CNO no Peru, dentre outros menores. Foi consultor da OAS e da CNO em trechos da obra de Transposição do Rio São Francisco, em partes específicas de tubulações de aço enterradas e aéreas.

A participação de um profissional com a formação, capacidade, experiência e integridade de Zé Carlos, enaltece o trabalho e gera uma situação de conforto e segurança para publicá-lo.

Obrigado, Zé!

Laécio Brito Regis

## **PREFÁCIO**

Todo engenheiro que adquiriu conhecimento e experiência em obras que exigem uma especialização não corriqueira, para as quais não há formação escolar, deveria deixar o seu legado para os mais jovens, principalmente sobre aqueles aspectos que não estão escritos em lugar nenhum ou estão escondidos por uma razão qualquer. Mesmo que seja um simples relato apontando possíveis soluções para situações específicas ou “dicas” adquiridas com a prática. Muitos que lideram grupos ou participam de equipes duradouras já vão passando o seu conhecimento ao longo do tempo, contribuindo para a formação dos seus sucessores, o que é uma necessidade, pois o conhecimento evolui com estudo, mas a solidez só vem através da efetiva participação em projetos e implantações das obras.

O autor é um desses profissionais que acumulou, ao longo da sua rica trajetória profissional, larga experiência em projetos de abastecimento de água e correlatos. Participou de vários projetos nesta área, desde os pequenos até os de grande porte. Certamente escolheu aprofundar os seus estudos em tubulações de aço porque enxergou as dificuldades (e em alguns casos o descuido) dos projetistas em lidar com esse elemento. Utilizados em adutoras de grande porte, os tubos de aço representam uma parcela significativa do custo da obra.

A prática brasileira em projetos de tubulações de aço baseia-se, quase integralmente, no Manual M11 da AWWA, por ser um guia abrangente, onde são discutidos vários aspectos de projeto e de implantação. Entretanto, justamente por ser um guia, essa publicação não aprofunda o dimensionamento em algumas condições. Tomando como exemplo os trechos aéreos, o Manual M11 fornece uma tabela com a ordem de grandeza dos vãos entre apoios e o projetista adota como definitivo, sem verificar as tensões na região dos apoios, que são determinantes.

Ciente da carência dos projetistas e da inexistência de bibliografia em nosso idioma, o autor fez uma vasta pesquisa na literatura em língua inglesa, pinçando os aspectos mais relevantes para o dimensionamento de tubulações de aço. Mas, fez muito mais do que isso, criou um precioso roteiro, contendo todas as informações necessárias para o dimensionamento estrutural de uma adutora em tubulação de aço. Como indicado no subtítulo deste trabalho, o conteúdo limita-se a uma análise estrutural básica, mostrando que o autor não teve a pretensão de esgotar ou aprofundar o assunto. Entretanto, considerar como básico o conteúdo apresentado é um pouco de modéstia, pois restará ao projeto executivo apenas o detalhamento de peças especiais. O que o autor faz com maestria é dar diretrizes de todos os aspectos que devem ser analisados na execução do projeto mecânico de uma obra desse tipo.

Além de trazer um roteiro mostrando todas as etapas necessárias para o dimensionamento e verificações de tubulações de aço de grande diâmetro, o trabalho mostra através de exercícios como aplicar as várias formulações e a partir da discussão dos resultados quais as soluções mais adequadas para cada caso, estabelece os limites de segurança a serem adotados, os cuidados que requerem cada situação e uma bibliografia para quem quer se aprofundar no assunto. Hoje, com o avanço tecnológico, o dimensionamento já pode ser feito com a utilização de softwares que utilizam elementos finitos, mas isso não tira a importância do conteúdo apresentado aqui. Pelo contrário, sem o conhecimento das condições limites, dos parâmetros iniciais, da ordem de grandeza e principalmente dos resultados esperados, não se pode fazer o calibramento do modelo, muito menos confiar nos resultados.

O que temos em mãos é um Livro que será de grande valia para profissionais em início de carreira e mesmo para os projetistas mais experientes, interessados no assunto, pela concisão ao dar todos os aspectos relevantes para o uso de tubulações de aço de grande diâmetro em projetos de adutoras de água ou projetos semelhantes para outros usos.

Engº José Carlos Pereira  
Imbassaí, maio de 2022

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>8</b>
<b>2</b>	<b>TUBULAÇÃO DE AÇO .....</b>	<b>10</b>
<b>2.1</b>	<b>PROPRIEDADES DOS AÇOS .....</b>	<b>10</b>
2.1.1	CLASSIFICAÇÃO DOS AÇOS .....	10
2.1.2	DUCTILIDADE, TENACIDADE, RESILÊNCIA, ELASTICIDADE E PLASTICIDADE .....	11
2.1.3	DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO .....	12
<b>2.2</b>	<b>FABRICAÇÃO DE TUBOS .....</b>	<b>13</b>
2.2.1	CILINDROS DE AÇO .....	13
2.2.2	MATERIAIS .....	15
2.2.3	REVESTIMENTOS .....	18
2.2.3.1	REVESTIMENTOS EXTERNOS .....	20
2.2.3.2	REVESTIMENTOS INTERNOS .....	20
2.2.4	TESTES E ENSAIOS .....	20
<b>3</b>	<b>ANÁLISE MECÂNICA DA TUBULAÇÃO .....</b>	<b>21</b>
<b>3.1</b>	<b>ESPESSURA MÍNIMA DA PAREDE DO TUBO .....</b>	<b>21</b>
3.1.1	ESPESSURA MÍNIMA PARA ATENDER A PRESSÃO INTERNA .....	21
3.1.2	ESPESSURA MÍNIMA PARA ATENDER AO MANUSEIO E TRANSPORTE .....	23
<b>3.2</b>	<b>PRESSÃO DE COLAPSO .....</b>	<b>25</b>
<b>3.3</b>	<b>DEFLEXÃO DO ANEL .....</b>	<b>29</b>
<b>3.4</b>	<b>RIGIDEZ DO TUBO E DO ANEL .....</b>	<b>31</b>
<b>3.5</b>	<b>COMPRESSÃO DO ANEL .....</b>	<b>31</b>
<b>3.6</b>	<b>TENSÃO LONGITUDINAL .....</b>	<b>32</b>
3.6.1	EMPUXOS .....	33
3.6.2	CONTRAÇÃO/ EXPANSÃO .....	35
3.6.3	AÇÃO DE VIGA .....	37
3.6.4	TENSÕES ADMISSÍVEIS NAS SOLDAS DAS JUNTAS .....	37
<b>4</b>	<b>ANÁLISE ESTRUTURAL DA TUBULAÇÃO ENTERRADA .....</b>	<b>39</b>
<b>4.1</b>	<b>CONCEITOS DE MECÂNICA DOS SOLOS APLICÁVEIS À ANÁLISE .....</b>	<b>41</b>
4.1.1	CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS .....	41
4.1.1.1	SISTEMA UNIFICADO DE CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS .....	41
4.1.1.2	SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS H.R.B (HIGHWAY RESEARCH BOARD) OU A.A.S.H.O. (AMERICAN ASSOCIATION STATE HIGHWAY OFFICIALS) .....	46
4.1.2	PESOS UNITÁRIOS .....	49
4.1.3	ÂNGULO DE ATRITO .....	51
4.1.4	COESÃO .....	51
4.1.5	CISALHAMENTO .....	52
4.1.6	RESISTÊNCIA PASSIVA .....	54
4.1.7	COMPRESSÃO VERTICAL .....	54
<b>4.2</b>	<b>CARGAS EXTERNAS SOBRE A TUBULAÇÃO .....</b>	<b>56</b>
4.2.1	CARGA PERMANENTE OU MORTA .....	58
4.2.2	CARGA MÓVEL OU VIVA .....	59
<b>4.3</b>	<b>DEFLEXÃO DA TUBULAÇÃO ENTERRADA .....</b>	<b>65</b>
<b>4.4</b>	<b>RECOBRIMENTO MÍNIMO DA TUBULAÇÃO .....</b>	<b>68</b>
4.4.1	PARA GARANTIR A INTEGRIDADE DA TUBULAÇÃO .....	68
4.4.1.1	QUANDO A CARGA MÓVEL SE APROXIMA DO TUBO .....	69
4.4.1.2	QUANDO A CARGA MÓVEL PASSA SOBRE O TUBO .....	70
4.4.2	PARA EVITAR A FLUTUAÇÃO .....	72
<b>4.5</b>	<b>RECOBRIMENTO MÁXIMO DA TUBULAÇÃO .....</b>	<b>75</b>
<b>4.6</b>	<b>ESTABILIDADE DO ANEL .....</b>	<b>78</b>
4.6.1	TUBULAÇÃO INSTALADA ACIMA DO NÍVEL DE ÁGUA, SUJEITA A VÁCUO INTERNO 79	
4.6.2	TUBULAÇÃO INSTALADA ABAIXO DO NÍVEL DE ÁGUA, SUJEITA A VÁCUO INTERNO .....	81
4.6.3	CONCLUSÕES .....	86

4.7	BLOCOS DE ANCORAGEM.....	86
5	ANÁLISE ESTRUTURAL DA TUBULAÇÃO AÉREA .....	86
5.1	DETERMINAÇÃO DA ESPESSURA MÍNIMA DA TUBULAÇÃO .....	89
5.2	ANÁLISE DAS TENSÕES NOS VÃOS.....	90
5.3	ANÁLISE DAS TENSÕES NOS SUPORTES TIPO BERÇO .....	92
5.4	VERIFICAÇÃO DA FLECHA MÁXIMA .....	94
5.5	DETERMINAÇÃO DOS VÃOS MÁXIMOS ENTRE SUPORTES .....	95
5.6	JUNTAS MECÂNICAS DE EXPANSÃO.....	104
5.7	BLOCOS DE ANCORAGENS .....	104
6	APÊNDICES.....	105
A	EFEITO DE REVESTIMENTO RÍGIDO NA RESISTÊNCIA DA TUBULAÇÃO .....	105
A.1	ESPESSURA MÍNIMA .....	105
A.2	RIGIDEZ DO ANEL.....	105
A.3	PRESSÃO DE COLAPSO.....	106
A.4	DEFLEXÃO DA TUBULAÇÃO ENTERRADA .....	109
A.5	ANÁLISE DA ESTABILIDADE DO ANEL .....	110
A.5.1	TUBULAÇÃO SEM SUPORTE DO SOLO SUJEITA A VÁCUO INTERNO OU PRESSÃO HIDROSTÁTICA EXTERNA .....	111
A.5.2	TUBULAÇÃO ENTERRADA ACIMA DO NÍVEL DE ÁGUA SUJEITA A VÁCUO INTERNO .....	111
A.5.3	TUBULAÇÃO ENTERRADA ABAIXO DO NÍVEL DE ÁGUA SUJEITA A VÁCUO INTERNO .....	113
A.6	RECOBRIMENTO MÍNIMO.....	116
B.	NOMENCLATURA, CONSTANTES E CONVERSÕES .....	116
B.1	NOMENCLATURA .....	116
B.1.1	ABREVIATURAS .....	116
B.1.2	CARGAS, PRESSÕES, TENSÕES E DEFORMAÇÕES .....	117
B.1.3	GEOMETRIA.....	118
B.1.4	PARÂMETROS ADMISSIONAIS .....	118
B.1.5	PROPRIEDADES DOS MATERIAIS .....	119
B.3	CONVERSÕES .....	119
C	BIBLIOGRAFIA CONSULTADA .....	120

#### LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1	- DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO TÍPICO PARA AÇOS .....	12
FIGURA 2.2	- ILUSTRAÇÃO DAS FASES DO PROCESSO UOE – SAW .....	14
FIGURA 2.3	- ILUSTRAÇÃO DAS FASES DO PROCESSO HELICOIDAL-SAW .....	15
FIGURA 3.1	- ILUSTRAÇÃO DOS ESFORÇOS A QUE FICA SUBMETIDA UMA MEIA SEÇÃO DE TUBULAÇÃO DE COMPRIMENTO UNITÁRIO, PRESSURIZADA INTERNAMENTE, EM EQUILÍBRIO ESTÁTICO.....	22
FIGURA 3.2	- PERFIS HIDRÁULICO TÍPICOS DE TUBULAÇÕES .....	23
FIGURA 3.3	- PROCESSO DE COLAPSO: (A) TUBOS DE SEÇÃO CIRCULAR; (B) PONTOS DE MÁXIMA TENSÃO E DEFORMAÇÃO ( $\Delta$ ).....	26
FIGURA 3.4	- DEFLEXÃO E RIGIDEZ.....	30
FIGURA 3.5	- MEDIDAS DE UMA ELIPSE PARA ANÁLISE DE DEFLEXÃO DE TUBO .....	30
FIGURA 3.6	- COMPRESSÃO DO ANEL, SEÇÃO CIRCULAR .....	31
FIGURA 3.7	- COMPRESSÃO DO ANEL, SEÇÃO ELÍPTICA.....	32
FIGURA 3.8	- EMPUXOS EM CONFIGURAÇÕES TÍPICAS.....	33
FIGURA 3.9	- TIPOS DE JUNTAS SOLDADAS.....	34
FIGURA 4.1	- TERMINOLOGIA DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS DA VALA E DO TUBO.....	40
FIGURA 4.2	- GRÁFICO DE PLASTICIDADE.....	43
FIGURA 4.3	- FASES DE SOLO .....	49
FIGURA 4.4	- TENSÕES ATUANTES EM CUBO INFINITESIMAL DE SOLO .....	52
FIGURA 4.5	- ESTADO DE TENSÕES CÍRCULO DE MOHR .....	53
FIGURA 4.6	- PRESSÕES ATIVAS (P) E RESISTÊNCIA PASSIVA - $\Sigma_x$ .....	54
FIGURA 4.7	- TESTE DE COMPRESSÃO CONFINADA TÍPICO .....	54
FIGURA 4.8	- DIAGRAMA DAS TENSÕES VERTICAIS GERADAS POR CARREGAMENTO MORTO E VIVO .....	57

FIGURA 4.9 – PRESSÕES DO SOLO SOBRE O TUBO, CONSIDERANDO-SE O VEÍCULO TB-450 DA ABNT E UM SOLO SECO TÍPICO COM PESO ESPECÍFICO DE 17 KN/M <sup>3</sup> .	57
FIGURA 4.10 – CARGA PERMANENTE OU MORTA	58
FIGURA 4.11 – DIAGRAMA DAS TENSÕES VERTICAIS GERADAS POR CARREGAMENTO MÓVEL – SOLUÇÃO BOUSSINESQ	59
FIGURA 4.12 – DISTRIBUIÇÃO DA CARGA SOBRE O TUBO – SOLUÇÃO NEWMARK	60
FIGURA 4.13 – ESQUEMA DE ESPRAIAMENTO DE CARGAS	63
FIGURA 4.14 – LOCAÇÃO CRÍTICA DA RODA DE UM VEÍCULO APROXIMANDO DO TUBO.	69
FIGURA 4.15 – CARGA MÓVEL SOBRE O TUBO.	70
FIGURA 4.16 – SEÇÃO DE TUBULAÇÃO ENTERRADA SUJEITA À FLUTUAÇÃO.	73
FIGURA 4.17 - CARGAS ATUANTES NA SEÇÃO DE UM TUBO ENTERRADO ACIMA DO NÍVEL DE ÁGUA. À ESQUERDA, DIAGRAMA DAS CARGAS ATUANTES NUM CUBO INFINITESIMAL DE SOLO, B, EM CONTATO COM O TUBO EM SEU DIÂMETRO HORIZONTAL. À DIREITA, PRESSÃO VERTICAL DO SOLO SUPOSTA PELO TUBO DEVIDO À SUA RIGIDEZ.	79
FIGURA 4.18 – TUBO ENTERRADO ABAIXO DO NÍVEL DE ÁGUA. DIAGRAMA DAS TENSÕES ATUANTES NUM CUBO INFINITESIMAL DE SOLO EM B, MOSTRANDO OS PLANOS DE CISALHAMENTO NO QUAL O SOLO DESLIZA.	81
FIGURA 5.1 – APOIO TIPO BERÇO DE CONCRETO	87
FIGURA 5.2 – APOIO TIPO BERÇO METÁLICO	88
FIGURA 5.3 – APOIO TIPO ANEL ENRIJECEDOR.	88
FIGURA 5.4 – DIAGRAMA DE VIGA CONTÍNUA COM QUATRO VÃOS IGUAIS SOB CARGA DISTRIBUÍDA	95

#### LISTA DE QUADROS

QUADRO 2.1 - CHAPAS DE AÇO	16
QUADRO 2.2 - FOLHAS E BOBINAS DE AÇO	17
QUADRO 3.1 - EXEMPLOS DE DETERMINAÇÃO DA ESPESSURA MÍNIMA (1).	24
QUADRO 3.2 - EXEMPLOS DE DETERMINAÇÃO DE PRESSÕES DE COLAPSO.	27
QUADRO 3.3 - RAZÃO MÁXIMA D/T PARA RESISTIR AO COLAPSO, CONSIDERANDO UMA OVALIDADE DE 1%	29
QUADRO 3.4 - RAZÃO MÁXIMA D/T PARA RESISTIR AO COLAPSO, CONSIDERANDO UMA OVALIDADE DE 2%	29
QUADRO 4.1 - SISTEMA UNIFICADO DE CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS (ASTM, 1983).	44
QUADRO 4.2 - SISTEMA UNIFICADO DE CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS – PROPRIEDADES IMPORTANTES	45
QUADRO 4.3 - SISTEMA CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS H.R.B.	47
QUADRO 4.4 – PESO UNITÁRIO DE SOLO EM FUNÇÃO DO TIPO E GRAU DE COMPACTAÇÃO	50
QUADRO 4.5 – ÂNGULO DE ATRITO TÍPICO DE SOLO GRANULAR EM FUNÇÃO DO TIPO E GRAU DE COMPACTAÇÃO	51
QUADRO 4.6 - VALORES DA RIGIDEZ DO SOLO EM FUNÇÃO DOS MATERIAIS DA ENVOLTÓRIA, RECOBRIMENTO E GRAU DE COMPACTAÇÃO (PSI - KPA)	56
QUADRO 4.7 - COEFICIENTE DE INFLUENCIA DE NEWMARK.	62
QUADRO 4.8 - PRESSÕES DO SOLO SOBRE O TUBO, DECORRENTE DE CARGA MÓVEL, EM FUNÇÃO DO RECOBRIMENTO	64
QUADRO 4.9 - PRESSÕES SOBRE O TUBO PROVOCADA POR VEÍCULO TIPO TB – 450	65
QUADRO 5.1 - EXEMPLOS DE DETERMINAÇÃO DA ESPESSURA MÍNIMA DE TUBULAÇÃO AÉREA (1).	90
QUADRO 5.2 - VÃOS MÁXIMOS INDEPENDENTE DO TIPO DE SUPORTE	98
QUADRO 5.3 A – VÃO MÁXIMO PARA BERÇO SIMPLES (SEM REFORÇO).	99
QUADRO 5.3 B – VÃO MÁXIMO PARA BERÇO COM REFORÇO PARCIAL (E = T)	100
QUADRO 5.3 C – VÃO MÁXIMO PARA BERÇO COM REFORÇO TOTAL (E = T)	101
QUADRO 5.3 D – VÃO MÁXIMO PARA BERÇO COM REFORÇO TOTAL (E = 2T)	102
QUADRO 5.4 - RESUMO DOS CÁLCULOS DE VÃOS MÁXIMOS	103
QUADRO A 1 - EXEMPLOS DE DETERMINAÇÃO DE PRESSÕES DE COLAPSO EM TUBOS COM REVESTIMENTOS RÍGIDOS	108

## 1 INTRODUÇÃO

Tubulações de aço têm diversas aplicações, mas as que se referem esse compêndio, são tubulações de aço soldado com diâmetros nominais superiores ou iguais a 600 mm (24 in.) utilizadas para transporte de água sobre pressão.

Essas tubulações têm sido usadas em adutoras de água nos Estados Unidos da América, desde meados do século 19. Até o ano 1920 os tubos eram formados por costuras rebitadas, quando foi desenvolvida a solda elétrica e as costuras passaram a ser soldadas, com grande progresso durante o ano 1930, quando máquinas de soldagem foram desenvolvidas. Esse evento, associado às melhorias da qualidade do aço, da qualidade das soldas, dos revestimentos de proteção e ao desenvolvimento tecnológico na produção dos tubos e de sistemas de proteção catódica, tornou o século 20 como um período em que grandes avanços foram feitos em tubulações de aço soldado, tanto na economia de produção, como na qualidade do produto.

Existem registros de tubulações de aço instaladas há mais de 100 anos ainda em serviço. Este fato, associado à contínua melhoria na qualidade do produto e da instalação, torna recomendável a inclusão de adutoras de aço soldado nos diâmetros entre 600 a 1500 mm nos estudos técnicos e econômicos de alternativas para seleção do material da tubulação. Para diâmetros superiores, adutoras de aço soldado é, praticamente, alternativa única.

Os tubos de Ferro Fundido Dúctil - FFD, de Polietileno de Alta Densidade - PEAD e de Plástico Reforçado de Fibra de Vidro – PRFV, que na faixa de diâmetros de 600 a 1500 mm concorrem com tubos de aço soldados, são fabricados para determinadas classes de pressão, disponibilizadas em prospectos e catálogos, com as respectivas condições admissíveis para serviços e instalações. O engenheiro projetista, na seleção de tubos desses materiais, necessita apenas enquadrar as condições de serviços determinadas para o sistema de adução em concepções/projetos, dentro dos limites admissíveis constantes nos prospectos e catálogos dos respectivos fabricantes. Como essas tubulações são padronizadas em função da faixa de classe de pressão disponível, pode levar a superdimensionamento da tubulação e, conseqüentemente, a uma perda de economia.

As tubulações de aço, ao contrário das tubulações concorrentes, são dimensionadas para as condições de serviços específicas do projeto em pauta, obtendo-se assim, uma melhor otimização econômica. Outros aspectos importantes que devem ser considerados no confronto de alternativas são que as tubulações de aço soldada:

- Apresentam menor índice de perdas de água, quando comparadas com tubulações com outros tipos de junta;
- Normalmente, não necessitam de blocos de ancoragens.

O objetivo deste manual é o de reunir informações técnicas necessárias para uma análise estrutural básica de adutoras de aço soldado, visando o confronto consistente com outras alternativas de materiais, o desenvolvimento do respectivo projeto básico e a observância de aspectos técnicos importantes durante a execução das obras.

Os estudos apresentados na sequência admitem que a vazão, diâmetro interno, pressões de serviços e caminhamento da tubulação foram determinados numa fase anterior, fase de Estudos Hidráulicos.

Foram desenvolvidos em quatro tópicos principais:

- Tubulação de Aço, apresentado no Capítulo 2, onde consta um sumário sobre propriedades do aço e fabricação dos tubos, revestimentos, testes e ensaios;
- Análise Mecânica da Tubulação, apresentado no Capítulo 3, onde consta análise da tubulação baseada apenas nos princípios do comportamento do tubo e direcionada à determinação da sua espessura mínima, da pressão de colapso, da deflexão do anel, da rigidez do tubo e do anel, da compressão do anel e da tensão longitudinal;

- Análise Estrutural da Tubulação Enterrada, apresentado no Capítulo 4, onde consta um sumário dos conceitos de mecânica do solo aplicáveis à análise das tubulações enterradas, como cargas externas atuantes, deflexão, recobrimento mínimo, recobrimento máximo, além da verificação da estabilidade do anel da tubulação e blocos de ancoragem;
- Análise Estrutural da Tubulação Aérea, apresentado no Capítulo 5, onde estão ilustrados os tipos de suportes geralmente adotados, determinação da espessura mínima da tubulação, análise das tensões nos vãos, análise das tensões dos suportes tipo berços, verificação da flecha máxima, determinação dos vãos máximos entre suportes, juntas mecânicas de expansão e blocos de ancoragem.

As análises ilustradas nos capítulos 3 a 5 consideram tubulações de aço com revestimentos flexíveis, preponderantes em sistemas de adução de água.

Tubulações de aço com revestimentos rígidos (argamassa de cimento), por apresentar maior resistência ao vácuo interno e à pressão hidrostática externa, normalmente são instaladas em trechos subaquáticos sem suporte do solo. Essa maior resistência é decorrente da maior rigidez e, conseqüentemente, maior pressão de colapso dessas tubulações. Hoje, o uso em adução de água é eventual, conquanto, a análise dessas tubulações está apresentada em forma de apêndice, **Apêndice A**.

São também apresentados os apêndices:

- **Apêndice B**, com as nomenclaturas, constantes e fatores de conversão. Para facilidade de integração e leitura dos livros que constituíram nas principais bases de consultas na elaboração deste Manual, procurou-se harmonizar as nomenclaturas deste Manual com as adotadas nesses livros;
- **Apêndice C**, contém a bibliografia consultada durante a elaboração deste Manual, organizada pela data de publicação, decrescentemente.

Os manuais que se constituíram nas principais bases de consulta foram:

- Manual M11 – Steel Pipe – A Guide for Design and Installation, Fifth Edition (2017) da AWWA – American Water Works Association;
- Manual Practice nº 119 – Buried Flexible Steel Pipe – Design and Structural Análises da ASCE – American Society of Civil Engineers, Edition of 2009.

Outros livros, manuais, documentos e trabalhos que foram consultados e contribuíram para elaboração deste Manual, estão listados no **Apêndice C**.

A Análise Mecânica da Tubulação foi desenvolvida com base nos conceitos apresentados nos dois Manuais.

A Análise Estrutural da Tubulação Enterrada foi desenvolvida com base nos conceitos apresentados no Manual Practice nº 119. Esse Manual consolida os estudos desenvolvidos por Dr. Reynold King Walkins e apresentados no livro “Structural Mechanics of Buried Pipes – CRC press - Boca Raton London New York Washington, D.C – 2000” de sua autoria em parceria com o Dr. Loren Runar Anderson.

A Análise Estrutural da Tubulação Aérea foi desenvolvida com base nos conceitos apresentados no Manual M11.

Nos exemplos constantes deste Manual, os insumos e soluções foram apresentados em dois sistemas de unidades: Sistema Internacional de Unidades que é o sistema adotado no Brasil, e Sistema Americano de Unidades, comumente adotado nos Estados Unidos da América, país de origem da maioria dos documentos consultados, permitindo uma maior familiaridade entre as unidades.

## **2 TUBULAÇÃO DE AÇO**

### **2.1 PROPRIEDADES DOS AÇOS**

#### **2.1.1 CLASSIFICAÇÃO DOS AÇOS**

O Processo Siderúrgico de produção do aço está dividido em três grandes etapas: Redução, Refino e Conformação Mecânica. A Redução é a etapa que visa transformar os minérios de ferro em ferro gusa (redução em alto forno) ou ferro esponja (redução direta). O Refino envolve os processos de transformação dos produtos da redução dos minérios de ferro em aço, com composição química adequada ao uso. Por último, a Conformação Mecânica visa a transformação mecânica dos aços em produtos que possam ser utilizados pela indústria e envolve, de forma geral, a laminação, trefilação e o forjamento.

A classificação dos aços não obedece a um critério único. Podem ser classificados quanto à composição química, processamento, microestrutura, propriedades, ou mesmo, aplicações.

Uma das formas mais utilizadas de classificar os aços é aquela que considera a composição química. De acordo com o sistema de designação SAE-AISI (SAE – Society of Automotive Engineers, AISI – American Iron and Steel Institute), os aços podem ser classificados em quatro grandes classes:

- Aço Carbono,
- Aço Liga ou de Construção Mecânica (Baixa e Média Liga),
- Aço Inoxidável,
- Aço Ferramenta (Alta Liga).

O aço carbono é o produto obtido da junção do ferro com o carbono, existindo, normalmente, elementos residuais como manganês, fósforo, enxofre e silício. Outros elementos podem, intencionalmente, ser adicionados, tais como: alumínio, boro, cromo, cobre, nióbio, níquel, nitrogênio e vanádio, em várias combinações, para determinar uma característica específica do produto final. Nestes aços, o principal elemento adicionado é o carbono.

Os aços carbono são ligas de Ferro-Carbono, contendo geralmente de 0,01% até 2,10% de carbono, divididos, com algumas aproximações, em 3 (três) categorias:

- Aços com baixo teor de carbono: com  $(C) \leq 0,3\%$ , que possuem grande ductilidade, ou seja, são ótimos para o trabalho mecânico e soldagem, como a construção de pontes, fabricação de tubos, edifícios, navios, caldeiras e peças de grandes dimensões em geral. São aços que não admitem têmpera.
- Aços de médio carbono: com  $0,3\% < (C) \leq 0,6\%$ , são aços utilizados em engrenagens, bielas, cilindros, isto é, peças para motores. São aços que, temperados e revenidos, atingem boa tenacidade e resistência.
- Aços com alto teor de carbono: com  $0,6\% < (C) < 2,1\%$ , são aços de elevada dureza e resistência após à têmpera, e são comumente utilizados em molas, componentes agrícolas sujeitos ao desgaste, ferramentas, pinos, entre outros acessórios de máquinas.

Os aços utilizados na fabricação de tubos para transporte de água estão inseridos na classe de Aços Carbonos de Baixo Teor de Carbono.

## 2.1.2 DUCTILIDADE, TENACIDADE, RESILIÊNCIA, ELASTICIDADE E PLASTICIDADE

Estas são algumas das propriedades físicas dos aços, que os tornam amplamente usados:

**Ductilidade** - É a capacidade do material de se deformar plasticamente sem se romper e é definida pela extensão do patamar de escoamento, observado no diagrama tensão-deformação. Nas estruturas metálicas, esta característica é de extrema importância pelo fato de permitir a redistribuição de tensões locais elevadas. Desse modo, as peças de aço sofrem grandes deformações antes de se romper, constituindo um aviso da presença de tais tensões. Além disso, a ductilidade é uma propriedade que torna o aço resistente a choques bruscos.

É a ductilidade que permite, comparativamente, tubulações de aço de parede fina, mesmo através do decréscimo do diâmetro vertical de 2% a 5%, decorrente da carga de pressão, ter um desempenho satisfatório quando enterradas em valas profundas ou sob altos aterros. Por causa da ductilidade, tubulações de aço submetidas a altas tensões localizadas em flanges, apoios, suportes e juntas harness, têm mostrado desempenho satisfatório por muitos anos. (AWWA, M11).

**Tenacidade** - É a capacidade do material de absorver energia quando submetido à carga de impacto. Definida como a energia total, elástica e plástica, absorvida pelo material por unidade de volume até a sua ruptura, representando a área total do diagrama tensão-deformação. Logo, um material dúctil com a mesma resistência de um material frágil possui uma maior tenacidade, já que requer maior quantidade de energia para ser rompido.

**Resiliência** - É a capacidade de um material absorver energia sob tração quando deformado elasticamente e devolvê-la quando relaxado. No diagrama tensão-deformação o módulo de resiliência é dado pela área limitada pela curva e a tensão mínima de escoamento. Assim aços de alta resiliência possuem maior limite de escoamento e menor módulo de elasticidade.

**Elasticidade** - É a capacidade do material de voltar à forma original após sucessivos ciclos de carregamento e descarregamento. O aço sofre pequenas deformações elásticas constituídas de alongamento ou contração quando a peça está submetida a tensões de tração ou de compressão, respectivamente. As deformações não são permanentes, o que significa que quando a carga é liberada a peça volta à sua forma original.

Este alongamento ou contração é acompanhado de uma variação das dimensões transversais da barra. A razão entre as deformações lateral e axial da peça é definida como coeficiente de Poisson ( $\nu$ ). O coeficiente de Poisson mede a rigidez do material na direção perpendicular à direção de aplicação da carga uniaxial.

Quando as deformações ( $\epsilon$ ) resultantes são proporcionais às tensões ( $\sigma$ ), representado pelo trecho reto no diagrama tensão-deformação, o processo obedece à lei de Hooke. A inclinação desse segmento corresponde ao módulo de elasticidade (E). Portanto,  $\sigma = E\epsilon$ .

Os aços carbono possuem um módulo de elasticidade da ordem de 30.000.000 psi (206.840 MPa), a uma temperatura de 20°C. O módulo de elasticidade corresponde à rigidez ou uma resistência do material à deformação. O módulo de elasticidade diminui com o aumento da temperatura.

**Plasticidade** - É uma deformação definitiva provocada pelo efeito de tensões iguais ou superiores à tensão mínima de escoamento do aço. Deve-se impedir nas estruturas que a tensão mínima de escoamento seja atingida nas seções transversais e longitudinais dos tubos, para evitar uma deformação permanente e irreversível, denominada de deformação plástica.

Nos dimensionamentos, recomenda-se adoção de uma tensão admissível igual à metade da tensão mínima de escoamento.

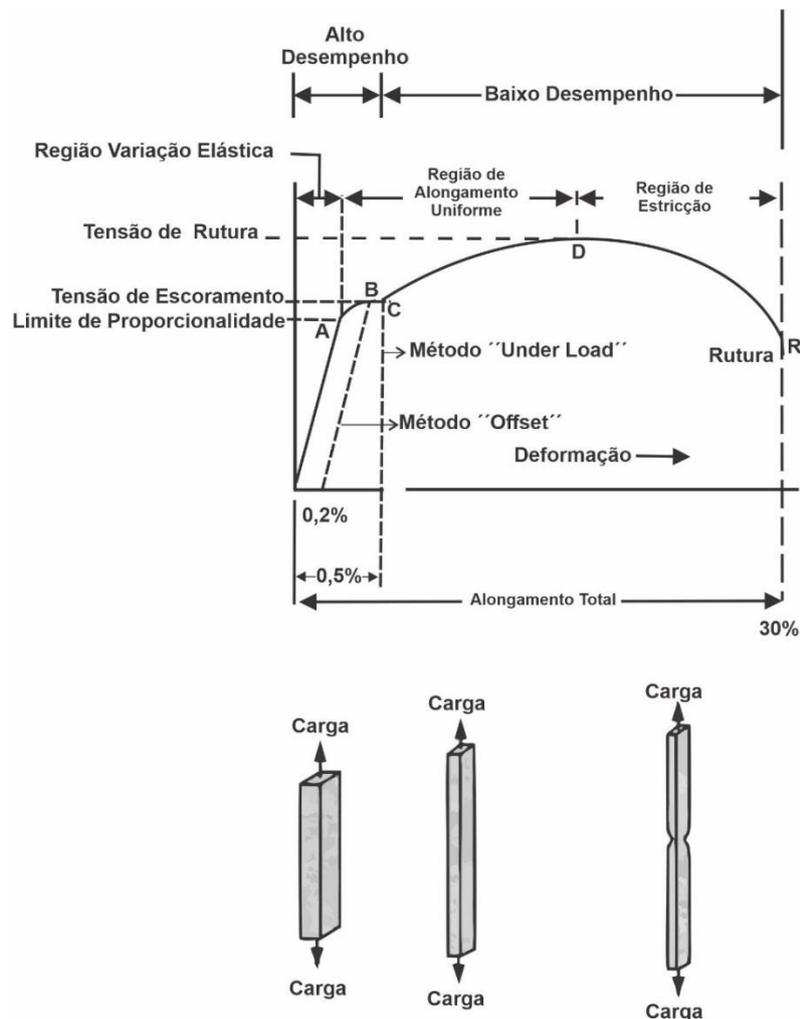
### 2.1.3 DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO

Os diagramas tensão-deformação são obtidos através de ensaio de tração ou compressão, onde é aplicada uma força crescente num corpo de prova e medido o seu alongamento para diversas etapas do carregamento.

As tensões ( $\sigma$ ) são determinadas pela divisão das cargas por uma área. As deformações ( $\epsilon$ ) são variações do comprimento por unidade do comprimento.

O diagrama tensão-deformação utilizado nas análises de engenharia e comercialmente é o convencional. Neste, as tensões são obtidas pela divisão das cargas pela área original da barra de aço que está sendo testada. As tensões são plotadas no eixo vertical e as correspondentes deformações no eixo horizontal.

A **Figura 2.1** apresenta um diagrama tensão-deformação típico para aços, tais como aqueles usados na fabricação de tubos, objeto desta análise.



$$\text{Tensão} = \frac{\text{Carga}}{\text{Área Seção Transversal}}$$

$$\text{Deformação} = \frac{\text{Acréscimo de comprimento}}{\text{Comprimento Original}}$$

**Figura 2.1 - Diagrama Tensão-Deformação Típico para Aços**

Analisando-se o diagrama, pode-se observar o seguinte:

O diagrama é linear até um determinado ponto A. Neste trecho as tensões são diretamente proporcionais às deformações. Além deste ponto, as tensões já não são proporcionais às deformações. O ponto A é chamado de limite elástico e a tensão em A, é a tensão limite de proporcionalidade.

A partir deste limite, as deformações crescem mais rapidamente que as tensões até atingir o ponto B, pouco distante de A, onde se verifica, sem aumento de tensão, um notável acréscimo de deformação até atingir o ponto C. Este fenômeno é conhecido como escoamento do material e a tensão no ponto B é denominada mínima tensão de escoamento. Na região BC, diz-se que o material se tornou plástico.

No ponto C, o material começa a oferecer resistência ao aumento de carga voltando às deformações a crescerem com as tensões, segundo uma curva diferente de uma linha reta. Ao atingir o ponto D tem-se tensão máxima, tensão de ruptura, que é o limite de resistência. Além deste ponto, as deformações crescem e não são acompanhadas pelas tensões, que decrescem, atingindo-se assim o ponto R, onde ocorre a ruptura do material.

Durante o alongamento da barra, verificam-se três fases:

- Na fase de deformação elástica, a seção da barra, praticamente, não se altera, ou seja, é pouco afetada pela deformação, uma vez que os alongamentos são pequenos;
- Na fase plástica, antes de atingir o ponto D, os alongamentos versus diminuição das seções ocorrem uniformemente; e
- A partir do ponto D, ocorre estricção ou diminuição da seção da barra, onde maior parte da deformação se concentra. Assim, a carga total que a barra resiste não diminui por falta de resistência ao se atingir a tensão máxima, mas sim, pela diminuição da área da seção, até a ruptura.

Para aços usados na fabricação de tubulações de água, segundo *A American Society for Testing and Materials* (ASTM), pode-se determinar:

- A tensão de escoamento, como a tensão causada por uma carga que cria uma deformação de 0,5% de extensão da medida do comprimento efetivo do corpo de prova – *underload method* ou, como a tensão definida pela tensão representada pela interseção da curva tensão – deformação com uma reta paralela e afastada 0,2% da porção elástica da curva – *offset method*. O último método é o mais usado;
- A tensão de ruptura, como a tensão causada por uma carga que cria uma deformação, em função do tipo do aço, de 10% a 30% de extensão da medida do comprimento efetivo do corpo de prova (200 mm).

## 2.2 FABRICAÇÃO DE TUBOS

### 2.2.1 CILINDROS DE AÇO

Os tubos, objeto desta análise, são de aço soldável, com baixo teor de carbono e diâmetros iguais ou maiores que 600 mm (24 polegadas). São fabricados Com Costura, ou seja, com soldas.

A fabricação dos tubos obedece a Norma ANSI/AWWA C200-17, última revisão.

Os principais métodos de solda usados para converter laminados, placas, folhas e tiras de aço em tubos são a soldagem por resistência elétrica (Electric Resistance Welding – ERW) e soldagem por fusão elétrica (Electric Fusion Welding – EFW).

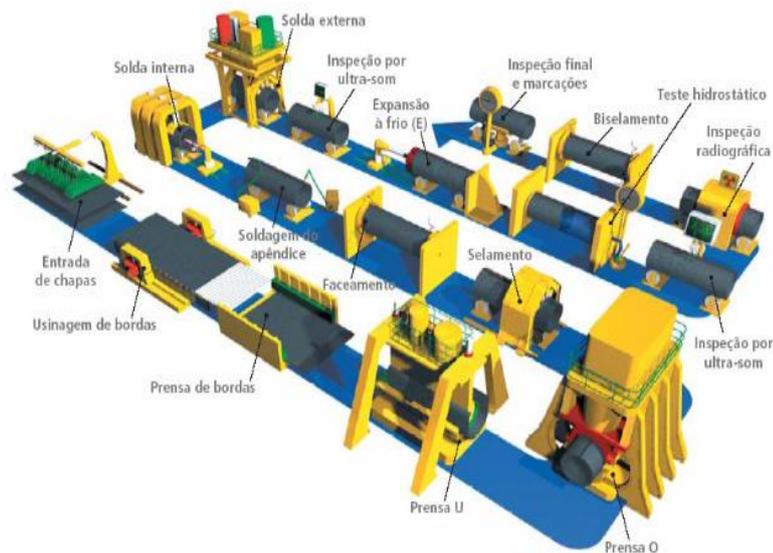
Os tubos obtidos a partir de soldagem por resistência elétrica, ERW, têm diâmetros inferiores a 600 mm e a costura é longitudinal e não são objeto desta publicação.

A fabricação de tubos de aço de diâmetros maiores utiliza o processo de soldagem por fusão elétrica, EFW, que é um processo de união de metais através do calor, onde ambos os metais, o de adição e o de base, se fundem. Dentre os processos de soldagem por fusão elétrica, destaca-se o de soldagem por arco submerso (Submerged Arc Process – SAW).

Os tubos produzidos por este processo podem ter costura longitudinal ou costura helicoidal.

Os tubos com costura longitudinal são feitos a partir de placas ou chapas de aço com arestas planas, paralelas entre si, e quadradas com as extremidades. O processo de conformação do tubo mais utilizado é o UOE (Uing and Oing forming) e inclui as seguintes fases:

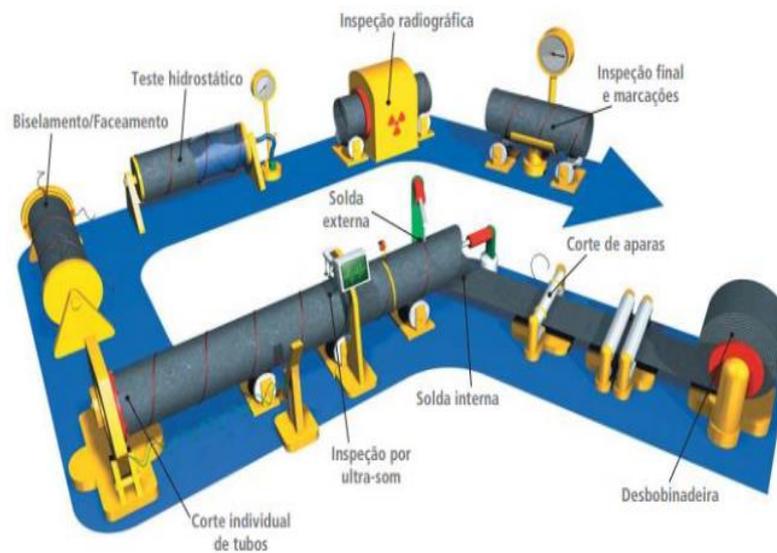
- Entrada de chapas;
- Usinagem das bordas;
- Prensas de bordas, U e O;
- Selamento;
- Faceamento;
- Soldagem apêndice;
- Solda interna;
- Solda externa;
- Inspeção por ultrassom;
- Expansão a frio;
- Teste Hidrostático;
- Inspeção por ultrassom;
- Inspeção radiográfica;
- Biselamento;
- Inspeção final e marcações.



**Figura 2.2 – Ilustração das Fases do Processo UOE – SAW**  
 (fonte:TENARISCONFAB)

Os tubos com costura helicoidal podem ser fabricados por um processo contínuo, a partir de bobinas laminadas de aço. Uma máquina automática desenrola a bobina, prepara as arestas para solda e forma o tubo helicoidalmente. Este processo, também denominado SAW-HELICOIDAL, inclui as seguintes fases:

- Desbobinadeira;
- Cortador de aparas;
- Formação dos tubos por processo contínuo helicoidal;
- Soldagem automática por arco submerso, interna e externa;
- Inspeção por ultrassom;
- Biselamento/faceamento;
- Teste hidrostático;
- Inspeção radiográfica;
- Inspeção final e marcações.



**Figura 2.3 – Ilustração das Fases do Processo HELICOIDAL-SAW (fonte:TENARISCONFAB)**

## 2.2.2 MATERIAIS

Os aços considerados pela norma ANSI/AWWA C200 - 2017 na fabricação de tubos com diâmetros nominais iguais ou maiores que 6 in. (150 mm) apresentam, atendendo as normas da American Society for Testing and Materials (ASTM), as características indicadas nos **Quadros 2.1** e **2.2**, mostrados a seguir.

Os diâmetros nominais dos tubos (NPS – Nominal Pipe Size), igual ou acima de 14 polegadas (350 mm), correspondem aos diâmetros externos dos tubos sem revestimentos.

**QUADRO 2.1 - CHAPAS DE AÇO**

NORMA	GRAU	ESPESURA (in. - mm)	COMPOSIÇÃO QUÍMICA (% max.)	TENSÃO MÍNIMA DE ESCOAMENTO		TENSÃO MÍNIMA DE ROTURA	
				ksi	MPa	ksi	MPa
ASTM A36	20	≤ 3/4 - 19	C(0,25), Mn(0,85-1,35), P(0,04), S(0,05), Si(0,40) e Cu (0,20)	36	250	58	400
	40	3/4 < e ≤ 1 1/4 - 19 < e ≤ 31	C(0,25), Mn(0,80-1,20), P(0,04), S(0,05), Si(0,40) e Cu (0,20)	36	250	58	400
ASTM A283	C	> 1 1/4 - 31	C(0,24), Mn(0,90), P(0,035), S(0,04), Si(0,015-0,040) e Cu (0,20)	30	205	55	380
	D		C(0,27), Mn(0,90), P(0,035), S(0,04), Si(0,015-0,040) e Cu (0,20)	33	230	60	415
	55	≤ 0,5 - 12,5	C(0,18), Mn(0,55-0,98),*	30	205	55	380
		0,5 < e ≤ 2 - 12,5 < e ≤ 50	C(0,20), Mn(0,55-1,30),*				
ASTM A516	60	≤ 0,5 - 12,5	C(0,21), Mn(0,55-0,98),*	32	220	60	415
		0,5 < e ≤ 2 - 12,5 < e ≤ 50	C(0,23), Mn(0,79-1,30),*				
	65	≤ 0,5 - 12,5	C(0,24), Mn(0,79-1,30),*	35	240	65	450
		0,5 < e ≤ 2 - 12,5 < e ≤ 50	C(0,26), Mn(0,79-1,30),*				
	70	≤ 0,5 - 12,5	C(0,27), Mn(0,79-1,30),*	38	260	70	485
		0,5 < e ≤ 2 - 12,5 < e ≤ 50	C(0,28), Mn(0,79-1,30),*				
ASTM A572	42		C(0,21), Mn(1,35), P(0,04), S(0,05), Si(0,40), Nd(0,05), V(0,15) N(0,015), Ti(0,04)	42	290	60	415
	50	> 1 1/4 - 31	C(0,23), Mn(1,35), P(0,04), S(0,05), Si(0,40), Nd(0,05), V(0,15) N(0,015), Ti(0,04)	50	345	65	450

\*P(0,035), S(0,035), Si(0,13 - 0,45)

**QUADRO 2.2 - FOLHAS E BOBINAS DE AÇO**

NORMA	GRAU	ESPESSURA (in. - mm)	COMPOSIÇÃO QUÍMICA (% max.)	TENSÃO MÍNIMA DE ESCOAMENTO		TENSÃO MÍNIMA DE ROTURA	
				ksi	MPa	ksi	MPa
ASTM A139	B	≤ 1 - 25	C(0,26), Mn(1,00), P(0,035), S(0,035)	35	240	60	415
	C	≤ 1 - 25	C(0,28), Mn(1,20), P(0,035), S(0,035)	42	290	60	415
	D	≤ 1 - 25	C(0,30), Mn(1,30), P(0,035), S(0,035)	46	315	60	415
	E	≤ 1 - 25	C(0,30), Mn(1,40), P(0,035), S(0,035)	48	360	66	455
	SS30	≤ 0,25 - 6	C(0,25), Mn(0,90), <sup>1</sup>	30	205	49	340
ASTM A1011	SS33	≤ 0,23 - 6	C(0,25), Mn(0,90), <sup>1</sup>	33	230	52	360
	SS36-1	≤ 0,23 - 6	C(0,25), Mn(0,90), <sup>1</sup>	36	250	53	365
	SS36-2	≤ 0,23 - 6	C(0,25), Mn(1,35), <sup>1</sup>	36	250	58	400
	SS40	≤ 0,23 - 6	C(0,25), Mn(0,90), <sup>1</sup>	40	275	55	380
	SS45	≤ 0,23 - 6	C(0,25), Mn(1,40), <sup>1</sup>	45	310	59	410
	SS50	≤ 0,23 - 6	C(0,25), Mn(1,40), <sup>1</sup>	50	340	65	450
	SS55	≤ 0,23 - 6	C(0,25), Mn(1,40), <sup>1</sup>	55	380	69	480
	HSLAS45	≤ 0,23 - 6	C(0,22), Mn(1,35), <sup>2</sup>	45	310	55	380
	HSLAS50	≤ 0,23 - 6	C(0,23), Mn(1,35), <sup>2</sup>	50	340	60	410
	HSLAS55	≤ 0,23 - 6	C(0,25), Mn(1,35), <sup>2</sup>	55	380	70	480
ASTM A1018	HSLAS-F50	≤ 0,23 - 6	C(0,15), Mn(1,65), <sup>3</sup>	50	340	60	410
	SS30			30	205	49	340
	SS33			33	230	52	360
	SS36			36	250	53	365
	SS40	0,18 < e ≤ 1	C(0,25), Mn(1,50), P(0,035), S(0,04), Cu(0,20), Ni(0,20), Cr(0,15), Mo(0,06), V(0,008), Cb(0,008), Ti(0,008), N(0,0014)	40	275	55	380
	HSLAS45	4,5 < e ≤ 25		45	310	60	410
	HSLAS50			50	340	65	450
	HSLAS55			55	380	70	480
	HSLAS-F50			50	345	60	410

<sup>1</sup> P(0,035), S(0,04), Cu(0,20), Ni(0,20), Cr(0,15), Mo(0,06), V(0,008) e Cb(0,008)

<sup>2</sup> P(0,04), S(0,04), Cu(0,20), Ni(0,20), Cr(0,15), Mo(0,06), V(0,01) e Cb(0,005)

<sup>3</sup> P(0,02), S(0,025), Cu(0,20), Ni(0,15), Cr(0,15) e Mo(0,06)

<sup>4</sup> Mn(1,50), P(0,035), S(0,04), Cu(0,20), Ni(0,20), Cr(0,15), Mo(0,06), V(0,001) e Cb(0,005),

<sup>5</sup> Mn(1,65), P(0,025), S(0,035), Cu(0,20), Ni(0,20), Cr(0,15), Mo(0,06).

Todos os aços listados nos **Quadros 2.1 e 2.2** estão completamente em conformidade com a prática de grãos finos que são metalurgicamente homogêneos e apresentam excelente ductilidade. Nota-se que os aços, considerando-se o tipo e grau, apresentam várias resistências.

Normalmente, quanto maior a resistência do aço maior é o seu custo.

Na seleção do material, a principal consideração é a capacidade da tubulação de resistir às pressões internas (trabalho e transiente), às quais estará sujeita durante sua vida útil.

Uma pressão de trabalho pode ser resistida por espessura maior de chapa de aço de menor resistência ou por uma espessura menor de chapa de aço de maior resistência.

Para tubulações sujeitas a altas pressões (acima de 1 MPA), o aumento de custo pelo uso de aço de maior resistência é, geralmente, menor do que o custo associado ao aumento da espessura da chapa requerido para o uso de um aço de menor resistência.

Para tubulações sujeitas a baixas pressões, a espessura definida para atender o manuseio deve governar a seleção da espessura da parede do tubo.

Em última análise, é recomendável fazer uma avaliação de custos e/ou outras vantagens na utilização de aços de maior ou menor resistência.

A Companhia de Saneamento de São Paulo, em sua Norma Técnica Sabesp NTS 285 – Fabricação de Tubos e Peças Especiais de Aço, de outubro de 2015, revisão 2, determina:

- O valor máximo admissível de carbono é de 0,25%;
- A espessura mínima é de ¼” – 6,35 mm;
- As chapas de aço devem corresponder a uma das seguintes normas: ASTM A36, ASTM A283 Grau C (mínimo), ASTM A572 Grau 42 ou 50; e
- As bobinas de aço para fabricação dos tubos com solda helicoidal devem atender às normas ASTM A1011 Grau SS36 e ASTM A1018 Grau SS36.

A SANEPAR, Companhia de Saneamento do Paraná, em sua Nota Técnica, NT05, recomenda que os tubos de aço com diâmetros iguais ou maiores a 600 mm devem ser fabricados com solda helicoidal, atendendo a norma ASTM A1018 Grau SS40.

### 2.2.3 REVESTIMENTOS

Os revestimentos aplicados às tubulações de aço têm como finalidade básica a sua proteção contra corrosão.

A corrosão é, na grande maioria dos casos, uma reação eletroquímica que envolve metais e um eletrólito, composto, de modo geral, de substâncias químicas e água que se combinam formando pilhas capazes de gerar uma corrente elétrica.

A corrosão em tubulações de aço e a respectiva proteção se processam, em princípio, da seguinte forma:

- Corrosão nas junções de materiais metálicos diferentes, por exemplo, conexão de peças de aço com peças de ferro dúctil. Ocorre corrosão quando dois eletrodos de diferentes metais são eletricamente conectados, através de um mesmo eletrólito. Essa corrosão é evitada através do isolamento, utilizando materiais não condutores entre os distintos metais com potencial elétrico.
- Corrosão das superfícies internas das tubulações provocada pela corrosividade da água transportada. Essa corrosão é evitada através da aplicação de um revestimento adequado à superfície interna da tubulação. Esse revestimento objetiva também diminuir a rugosidade da tubulação, aumentando e

mantendo a capacidade de fluxo da tubulação. Outro aspecto que deve ser ressaltado é que esse revestimento não deve alterar a qualidade da água transportada.

- Corrosão das superfícies externas das tubulações expostas à atmosfera. Essa corrosão pode ser significativa, principalmente em ambientes agressivos, tais como áreas industriais e marítimas. A proteção é alcançada com um revestimento apropriado da superfície externa e sua eficiente manutenção.
- Corrosão das superfícies externas das tubulações enterradas. Essa corrosão é provocada pela heterogeneidade do solo que dá origem a pilhas de corrosão nas tubulações metálicas nele enterradas.

Para proteção das tubulações de aço com eficácia e economia é, geralmente, utilizada a combinação de revestimentos e sistemas de proteção catódica.

Sistema de Proteção Catódica consiste em promover uma estrutura de fluxo de corrente de proteção, através de um circuito externo, com intensidade tal que seja capaz de anular as correntes de corrosão das diversas pilhas existentes nas superfícies metálicas. Para tanto, são necessárias análises físicas e químicas do solo ao longo do caminhamento da tubulação, incluindo medidas de resistividade, pH e testes para identificar correntes dispersas no solo.

O Manual M11 da AWWA, quinta edição, relaciona 15 padrões de revestimentos que estão disponíveis para proteção de tubulações de aço. Destes, nove são aplicáveis, exclusivamente, a revestimentos externos, cinco aplicáveis a revestimentos externos e internos e um, a revestimento interno feito no campo.

#### **Padrões aplicáveis a revestimento externo**

- ANSI/AWWA C209 – Cold-Applied Tape Coatings for Steel Water Pipe, Special Sections, Connections and Fittings
- ANSI/AWWA C214 – Tape Coatings for Steel Water Pipelines
- ANSI/AWWA C215 – Extruded Polyolefin Coating for Steel Pipe
- ANSI/AWWA C216 – Heat-Shrinkable Cross-Linked Polyolefin Coatings for Steel Water Pipe and Fittings
- ANSI/AWWA C217 – Microcrystalline Wax and Petrolatum Tape Coating Systems for Steel Water Pipe and Fittings
- ANSI/AWWA C218 – Liquid Coatings for Aboveground Steel Water Pipe and Fittings
- ANSI/AWWA C225 – Fused Polyolefin Coatings for Steel Water Pipelines
- ANSI/AWWA C229 – Fusion-Bonded Polyethylene Coatings for Steel Water Pipe and Fittings

#### **Padrões aplicáveis a revestimentos externo e interno**

- ANSI/AWWA C203 – Coal-Tar Protective Coatings and Linings for Steel Water Pipes
- ANSI/AWWA C205 – Cement-Mortar Protective Lining and Coating for Steel Water Pipe 4 In. (100 mm) and Larger—Shop Applied
- ANSI/AWWA C210 – Liquid Epoxy Coatings and Linings for Steel Water Pipe and Fittings
- ANSI/AWWA C213 – Fusion-Bonded Epoxy Coatings and Linings for Steel Water Pipe and Fittings
- ANSI/AWWA C222 – Polyurethane Coatings for the Interior and Exterior of Steel Water Pipe and Fittings
- ANSI/AWWA C224 – Nylon-11-Based Polyamide Coatings and Linings for Steel Water Pipe and Fittings

#### **Padrões aplicáveis a revestimento interno**

- ANSI/AWWA C602 – Cement – Mortar Lining of Water Pipelines in Place – 4 in. (100 mm) and Larger.

A seleção do revestimento externo deve levar em consideração o ambiente em que o tubo será instalado: se exposto, subaquático ou enterrado. Por exemplo, uma tubulação aérea que está sujeita a grande variação de temperatura requer revestimentos flexíveis; uma tubulação enterrada requer revestimentos resistentes à micro-organismos e à degradação química; uma tubulação subaquática, além de revestimentos resistentes à micro-organismos e à degradação química, requer um revestimento que aumente a rigidez do tubo.

O revestimento interno deve ser selecionado de forma a manter a superfície interna do tubo lisa e não impactar na qualidade do líquido transportado, especialmente, quando se tratar de água potável.

Além desses aspectos devem ser resistentes a danos durante o manuseio, transporte, armazenamento e instalação.

No Brasil têm sido utilizados os seguintes revestimentos:

### 2.2.3.1 REVESTIMENTOS EXTERNOS

#### Tubulações enterradas

- O coal-tar enamel, reforçado com lençol de fibra de vidro e feltro de asbesto, segundo a ANSI/AWWA C203;
- Epóxi líquido, segundo a ANSI/AWWA C210;
- Argamassa de cimento, segundo a ANSI/AWWA C205.

#### Tubulações aéreas

- Seleção da alternativa mais adequada, entre as apresentadas na ANSI/AWWA C218.

#### Tubulações Subaquáticas

- Argamassa de cimento, segundo a ANSI/AWWA C205;
- Epóxi líquido, segundo a ANSI/AWWA C210.

### 2.2.3.2 REVESTIMENTOS INTERNOS

- O coal-tar enamel centrifugado, segundo a ANSI/AWWA C203;
- Epóxi líquido, segundo a ANSI/AWWA C210;
- Argamassa de cimento, segundo a ANSI/AWWA C205.

Revestimentos com argamassa de cimento são geralmente utilizados em tubulações subaquáticas e em situações que exigem uma maior rigidez da tubulação. Estes revestimentos influenciam na análise estrutural da tubulação e, dada a excepcionalidade de seu uso, estão sendo tratadas à parte, no **Apêndice A** deste documento.

### 2.2.4 TESTES E ENSAIOS

Durante a fabricação, o controle de qualidade dos tubos é acompanhado pelos seguintes testes e/ou ensaios, obedecendo a normas apropriadas:

#### **a) Ensaios não destrutivos**

- Raio X ou gamagrafia
- Fluoroscopia contínua
- Ultrassom
- Exame com partículas magnéticas
- Exame com líquido penetrante

-Teste hidrostático – os tubos são testados hidrostaticamente à pressão adequada, conforme definido na ANSI/AWWA C200 -17

- Teste do revestimento por Holiday Detector.

**b) Ensaios destrutivos**

- Tração e dobramento de corpos de prova soldados.

**c) Testes químicos**

- Para análise quantitativa de materiais metálicos e ensaio de materiais de revestimento.

**d) Inspeção**

– Os tubos deverão ser inspecionados quanto ao estado dos revestimentos (aderência e espessura), à regularização dimensional (comprimento, diâmetro, espessura da parede, ovalização da seção, retilidade) e ao acabamento das extremidades.

### **3 ANÁLISE MECÂNICA DA TUBULAÇÃO**

Neste capítulo é apresentada a análise da tubulação baseada, exclusivamente, nos princípios de comportamento mecânico do tubo, dentro dos limites permissíveis de desempenho, considerados os revestimentos, interno e externo, flexíveis. Para tubos com revestimento rígido, argamassa de cimento, a análise está apresentada no **Apêndice A**.

As cargas que atuam em uma tubulação, provenientes das pressões interna e externa e do seu manuseio (transporte e instalação) são complexas, de modo que admitir a seção do tubo como circular, facilita muito a análise das deformações.

#### **3.1 ESPESSURA MÍNIMA DA PAREDE DO TUBO**

Inicialmente, determina-se a espessura requerida para atender à maior pressão interna que será submetida a tubulação em toda a sua vida útil e, posteriormente, a espessura recomendada para atender as condições de manuseio e transporte da tubulação, selecionando aquela que atende as duas situações. Em seguida, adota-se uma espessura comercial imediatamente superior à resultante dos cálculos.

Essas espessuras referem-se, exclusivamente, à parede do cilindro de aço, ou seja; não inclui revestimentos.

##### **3.1.1 ESPESSURA MÍNIMA PARA ATENDER A PRESSÃO INTERNA**

Uma seção transversal de uma tubulação livre, por unidade de comprimento, com pressão interna devido ao fluido, em equilíbrio estático, fica com o anel tracionado e submetido aos esforços ilustrados na **Fig. 3.1** a seguir.

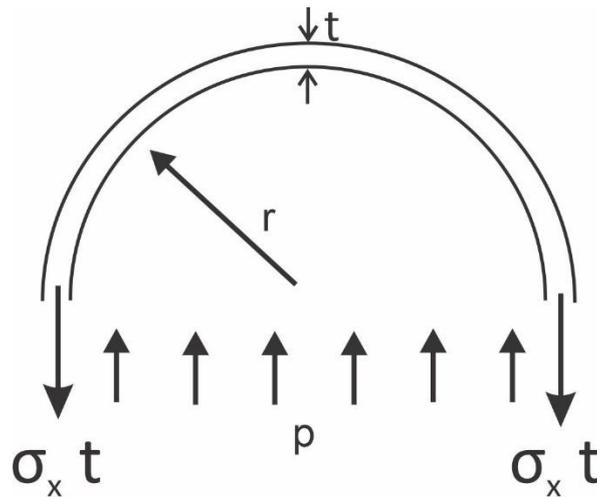


Figura 3.1 – Ilustração dos esforços a que fica submetida uma meia seção de tubulação de comprimento unitário, pressurizada internamente, em equilíbrio estático.

A equação dos esforços resultantes do equilíbrio estático num tubo de comprimento unitário é:

$$2\sigma_x t = p2r, \quad \text{da qual};$$

$$\sigma_x = \frac{pr}{t},$$

denominada de fórmula de tensão de circunferência de Barlow:

Substituindo  $r$  por  $D/2$ , sendo  $D$  o diâmetro interno do tubo, obtém-se a equação para determinação da espessura da parede do tubo.

$$t = \frac{pD}{2\sigma_x}$$

Por questão de praticidade, tem-se adotado, em vez do diâmetro interno, o diâmetro nominal do tubo que corresponde ao diâmetro externo sem revestimento. Esta aproximação torna o resultado mais conservador. Assim, a equação passa a ser:

$$t = \frac{pD_o}{2\sigma_x}, \quad \text{onde:} \quad (\text{Eq 3.1})$$

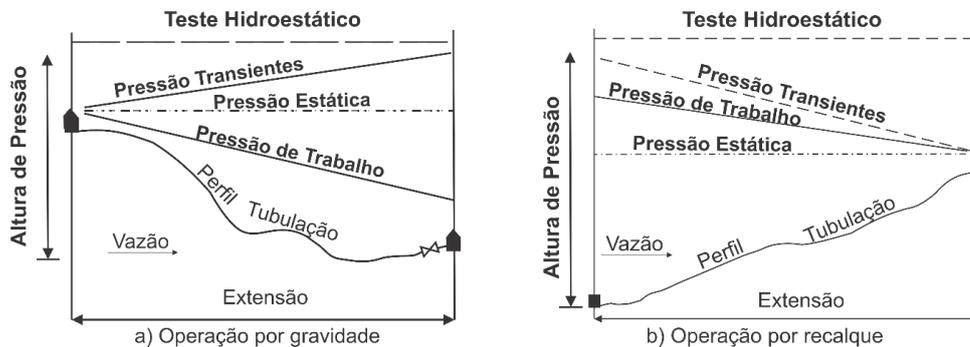
$t$  = espessura da parede do tubo em in. (mm);

$p$  = pressão interna em psi (kPa);

$D_o$  = diâmetro externo do tubo em in. (mm); e

$\sigma_x$  = tensão circunferencial na parede do tubo em psi (kPa), cujo limite é a tensão de escoamento.

A espessura ( $t$ ) é determinada para três situações de pressão interna na tubulação: pressão de trabalho ( $p_w$ ), pressão transiente ( $p_s$ ) e pressão de teste ( $p_t$ ). A figura 3.2 ilustra estas pressões.



**Figura 3.2 – Perfis Hidráulico Típicos de Tubulações**

Segundo o Manual AWWA M11, a tensão do aço utilizada como referência é a tensão mínima de escoamento ( $\sigma_e$ ), adotando-se os seguintes limites nos cálculos das espessuras:

- Para atender a pressão de trabalho,  $\sigma = 50\%$  de  $\sigma_e$ ,
- Para atender a pressão transiente e pressão de teste,  $\sigma = 75\%$  de  $\sigma_e$ .

Nas tubulações operando por gravidade e com válvulas de isolamento instaladas no final do trecho a pressão de trabalho a ser considerada é a estática.

Nas tubulações operando por recalque e com possibilidade da bomba entrar em ‘shut off’, a pressão de trabalho a ser considerada é aquela advinda da altura de “shut off” da bomba.

Para atender ao primeiro requisito acima:  $t = \frac{P_w D}{2 \times 0,50 \times \sigma_e} = \frac{P_w D}{\sigma_e}$ ;

Para atender ao segundo requisito acima:  $t = \frac{P_s D}{2 \times 0,75 \times \sigma_e} = \frac{P_s D}{1,5 \sigma_e}$

Igualando-se as duas fórmulas, verifica-se que para  $p_s = 1,5 p_w$ , ambas as fórmulas levam a mesma espessura de chapa para resistir às pressões internas, concluindo-se ainda:

- Para  $p_s < 1,5 p_w$ , a pressão de trabalho governa o dimensionamento.
- Para  $p_s > 1,5 p_w$ , a pressão transiente deve governar o dimensionamento,

As mesmas conclusões são semelhantes em relação às pressões de teste.

Por outro lado, raramente, a pressão máxima transiente supera em 50% (cinquenta por cento) a pressão de trabalho e, mesmo assim, normalmente, são previstos sistemas de proteção das tubulações contra transientes hidráulicos que reduzem as variações de pressões.

Da mesma forma, as pressões hidrostáticas de testes, tanto de campo como na fábrica não ultrapassam em 50% (cinquenta por cento) a pressão de trabalho admissível. Na fábrica, a pressão de teste está limitada a 150% (cento e cinquenta por cento) da pressão de trabalho admissível. No campo, os testes são normalmente realizados para determinar se as juntas estão estanques e as pressões hidrostáticas não excedem a 125% (cento e vinte e cinco por cento) da pressão de trabalho.

### 3.1.2 ESPESSURA MÍNIMA PARA ATENDER AO MANUSEIO E TRANSPORTE

O Manual M11 da AWWA recomenda, para tubos com revestimentos flexíveis, duas formulas para o cálculo dessa espessura:

- $t = \frac{D}{288}$  para tubo com diâmetro nominal menor que 54 polegadas (1372 mm);
- 
- $t = \frac{D+20}{400}$  para tubo com diâmetro nominal maior ou igual a 54 polegadas (1372 mm);

$D$  em polegadas.

O **Quadro 3.1** ilustra alguns exemplos de determinação de espessura mínima.

**QUADRO 3.1 - EXEMPLOS DE DETERMINAÇÃO DA ESPESSURA MÍNIMA (1)**

Aço	Tensão de Escoamento ( $\sigma_e$ )		Diâmetro		Pressão Interna			Espessura Mínima Calculada (t)				Espessura Adotada (t)												
	psi	kPa	in.	mm	tipo	psi	kPa	in.	mm	Para Pressão Interna	Para Atender Manuseio e Transporte	in.	mm	in.	mm									
ASTM A139 GRAU C	42.000	289.590	72	1.829	trabalho ( $p_w$ )	160	1.103,20	0,2743	6,967	0,2300	5,842	0,3125	7,938											
																transiente ( $p_s$ )	220	1.516,90	0,2514	6,386	0,2300	5,842	0,3125	7,938
																teste ( $p_t$ )	200	1.379,00	0,2286	5,806				
ASTM A36 GRAU 20	36.000	248.220	48	1.219	trabalho ( $p_w$ )	140	965,30	0,1867	4,741	0,1667	4,2333	0,2500	6,350											
																transiente ( $p_s$ )	220	1.516,90	0,1956	4,967	0,1667	4,2333	0,2500	6,350
																teste ( $p_t$ )	200	1.379,00	0,1778	4,516				
ASTM A283 GRAU D	33.000	227.535	40	1.016	trabalho ( $p_w$ )	213	1.468,64	0,2582	6,558	0,1389	3,528	0,3125	7,938											
																transiente ( $p_s$ )	270	1.861,65	0,2182	5,542	0,1389	3,528	0,3125	7,938
																teste ( $p_t$ )	300	2.068,50	0,2424	6,158				
ASTM 1018 SS36	36.000	248.220	90	2.286	trabalho ( $p_w$ )	150	1.034,25	0,3750	9,525	0,2750	6,985	0,3750	9,525											
																transiente ( $p_s$ )	180	1.241,10	0,3000	7,620	0,2750	6,985	0,3750	9,525
																teste ( $p_t$ )	188	1.296,26	0,3133	7,959				

NOTAS: (1) Revestimento interno e externo flexível

(2) Adotada espessura comercial imediatamente superior à máxima das mínimas requeridas

### 3.2 PRESSÃO DE COLAPSO

Uma tubulação exposta à atmosfera (tubulação aérea) ou submersa na água (tubulação subaquática) pode vir a colapsar se a pressão externa hidrostática e/ou atmosférica (vácuo) for igual ou maior que a pressão de colapso obtida pela equação:

$$p_c = \frac{2E_s}{1-\nu_s^2} \left(\frac{t}{D}\right)^3, \quad (\text{Eq 3.2})$$

Onde:

$p_c$  = pressão de colapso, psi (kPa)

$E_s$  = módulo de elasticidade do aço = 30.000.000 psi (206.840 MPa)

$t = t_s$  = espessura da parede do cilindro de aço, pol. (mm)

$D_o$  = diâmetro externo do cilindro de aço, pol. (mm)

$\nu_s$  = coeficiente de Poisson do aço = 0,30

Esta equação foi desenvolvida por Timoshenko em 1940 para cilindro de aço de seção circular e não considera efeitos de revestimentos. Os efeitos de revestimentos flexíveis são desprezíveis e os efeitos de revestimentos rígidos (argamassa de cimento) são tratados no **Apêndice A**.

A equação acima dá resultados aproximados, uma vez que as seções dos tubos não são perfeitamente circulares. As próprias normas de fabricação dos tubos já admitem tolerância, por exemplo, ovalização máxima de até 1% do diâmetro nominal.

Substituindo os valores de  $E_s$  e  $\nu_s$  na equação 3.2, obtém-se:

- Sistema Americano de Unidades

$$p_c = 66.000.000 \left(\frac{t}{D}\right)^3 \quad (\text{Eq 3.3 SAU})$$

- Sistema Internacional de Unidades

$$p_c = 455.000.000 \left(\frac{t}{D}\right)^3 \quad (\text{Eq 3.3 SIU})$$

As equações acima não incluem quaisquer fatores de segurança. Até a quarta edição, o Manual M11 da AWWA recomendava, como mais conservadora, a aplicação da fórmula empírica desenvolvida por Stewart, que considera um fator de 30%, aproximadamente, para cobrir variações na espessura, falta de circularidade e outras tolerâncias de fabricação, ou seja:

- Sistema Americano de Unidades

$$p_c = 50.200.000 \left(\frac{t}{D}\right)^3 \quad (\text{Eq 3.4 SAU})$$

- Sistema Internacional de Unidades

$$p_c = 346.116.801 \left(\frac{t}{D}\right)^3 \quad (\text{Eq 3.4 SIU})$$

Na última edição do M11, quinta edição publicada em 2017, as equações 3.4 deixaram de ser apresentadas, recomendando-se a equação polinomial desenvolvida por Timoshenko e Gere em 1961 que considera a elipticidade e variações nas tensões de escoamento do material.

$$(p_{cr})^2 - \left[ \frac{\sigma_e}{m} + (1 + 6m\Delta x) p_c \right] p_{cr} + \frac{\sigma_e p_c}{m} = 0 \quad (\text{Eq 3.5})$$

Onde:

$p_{cr}$  = pressão de colapso crítica de um conduto circular com elipticidade, psi (kPa)

$\sigma_e$  = tensão de escoamento mínima do material, psi (kPa)

$m = r_o/t_s$

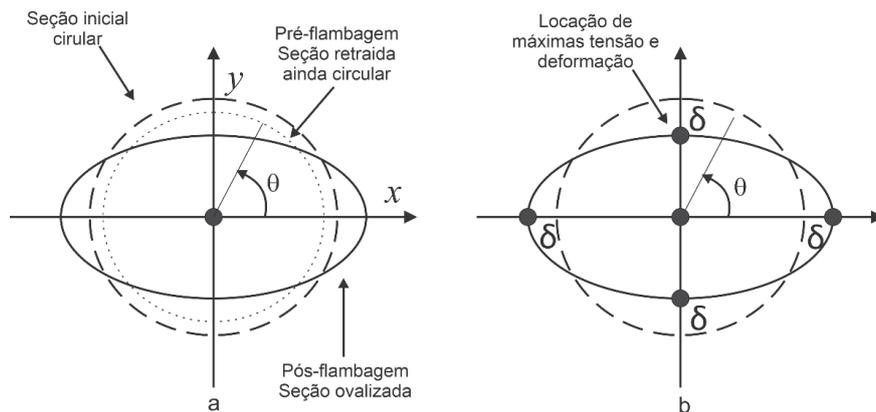
$r_o$  = raio externo do tubo

$t_s$  = espessura da parede do tubo

$p_c$  = pressão de colapso de um tubo com seção circular perfeita, psi (kPa)

$E_s$  = módulo de elasticidade do aço = 30.000.000 psi (206.840 MPa)

$\Delta_x$  = elipticidade ou ovalidade, percentual de deflexão do conduto =  $\Delta_y = \delta / r_o$ , conforme ilustrado na **Figura 3.3**.



**Figura 3.3 – Processo de Colapso: (a) Tubos de Seção Circular; (b) Pontos de Máxima Tensão e Deformação ( $\delta$ )**

O processo de colapso em tubos de seção circular perfeita envolvidos num fluido, água ou atmosfera, conforme ilustrado na **Fig. 3.3**, se dá na seguinte sequência:

1. A aplicação de uma pressão externa ( $p$ ) num nível menor que a pressão de colapso ( $p_c$ ), o tubo fica levemente retraído, porém, uniformemente, mantendo a seção circular;
2. Quando  $p = p_c$ , inicia-se o processo de flambagem com a seção do tubo mudando de circular para elíptica ou oval;
3. Ocorre o colapso quando a pressão  $p = p_{cr}$ ;
4. Os quatro pontos da seção do tubo com  $\theta = 0, \pi/2, \pi, 3\pi/2$  são os pontos de máxima tensão e deformação e saem do regime elástico para o regime plástico, desenvolvendo um mecanismo que conduz o tubo para o colapso.

Quando a seção do tubo não é um círculo perfeito, ou seja, já tem uma ligeira elipticidade ou ovalidade, o processo de flambagem se inicia quando a pressão externa ( $p$ ) aplicada é igual à pressão de colapso crítica ( $p_{cr}$ ), que é menor que a pressão de colapso ( $p_c$ ). O processo continua, na mesma sequência do anterior, com o achatamento da elipse até o seu colapso. As pressões de colapso do tubo,  $p_c$  ou  $p_{cr}$ , devem ser maiores do que a pressão radial externa,  $p$ .

O **Quadro 3.2** ilustra alguns exemplos de determinação de pressões de colapso e pressão de colapso crítica, variando a elipticidade da seção do tubo.

No **Apêndice A** pode-se verificar que a implementação de revestimentos interno ou externo rígidos (argamassa de cimento) aumenta, significativamente, as pressões de colapso.

As **equações 3.3, 3.4 e 3.5** não incluem qualquer fator de segurança. Este, se necessário, deve ser definido pelo engenheiro projetista em função do seu conhecimento e familiaridade com as condições de aplicação. Por exemplo:

- Um trecho de tubulação exposta exclusivamente à atmosfera, trecho aéreo, fica sujeita ao colapso se a espessura da chapa não foi convenientemente dimensionada para resistir ao vácuo provocado pelo rompimento de um trecho ou uma descarga súbita em fundos de vales. Nessas situações, a prática recomenda dimensionar as espessuras das chapas das tubulações aéreas para resistir o colapso total, sem adoção de coeficiente de segurança, e instalar ventosas de admissão de ar (quebra vácuo) dimensionadas convenientemente para tal fim, devendo, em cada ponto, serem instaladas, no mínimo, duas ventosas, sendo uma como reserva; e

**QUADRO 3.2 - EXEMPLOS DE DETERMINAÇÃO DE PRESSÕES DE COLAPSO**

Tensão de Escoamento ( $\sigma_c$ )	Diâmetro Externo Cilindro de Aço (Do)		Espessura Cilindro de Aço ( $t_c$ )		Pressão de Colapso ( $p_c$ )	
	in.	mm	in.	mm	psi	kPa
42.000	72	1.829	0,3125	7,938	5,39	37,17
40.000	60	1.524	0,2500	6,350	4,77	32,89
36.000	48	1.219	0,2500	6,350	9,32	64,23
36.000	248,220	90	2,286	0,3750	9,525	32,89

Es = módulo de elasticidade do aço = 30.000.000 psi  
206.850.000 kPa

$\nu$  = coef. poisson aço = 0,30

Elipcticidade ( $\Delta_c$ )	Raio Externo do cilindro de Aço ( $r_o$ )		$m = t_o/t_s$	$\sigma_c/m^2(1+6m\Delta)x$ p <sub>c</sub>		$\sigma_e p_c/m$		Equação Resultante ( $x = p_{cr}$ )		P <sub>cr</sub> - Pressão de Colapso Crítica	
	in.	mm		psi	kPa	psi <sup>2</sup>	kPa <sup>2</sup>	psi	kPa	psi	kPa
0,010	36	914,4	115,20	407,24	2807,89	1965,44	93438,91	$x^2 - 407,24x + 1965,44$	$x^2 - 2807,89x + 93438,91$	4,88	33,68
0,015				425,87	2936,35	1965,44	93438,91	$x^2 - 425,87x + 1965,44$	$x^2 - 2936,35x + 93438,91$	4,67	32,17
0,020				444,50	3064,82	1965,44	93438,91	$x^2 - 444,50x + 1965,44$	$x^2 - 3064,82x + 93438,91$	4,47	30,80
0,010	30	762,0	120,00	372,44	2568,00	1589,85	75582,88	$x^2 - 372,44x + 1589,85$	$x^2 - 2568,00x + 75582,88$	4,32	29,78
0,015				389,61	2686,39	1589,85	75582,88	$x^2 - 389,61x + 1589,85$	$x^2 - 2686,39x + 75582,88$	4,12	28,44
0,020				406,78	2804,78	1589,85	75582,88	$x^2 - 406,78x + 1589,85$	$x^2 - 2804,78x + 75582,88$	3,95	27,21
0,010	24	609,6	96,00	437,97	3019,82	3493,31	166075,66	$x^2 - 437,97x + 3493,31$	$x^2 - 3019,82x + 166075,66$	8,13	56,03
0,015				464,80	3204,81	3493,31	166075,66	$x^2 - 464,80x + 3493,31$	$x^2 - 3019,82x + 166075,66$	7,64	52,69
0,020				491,63	3389,79	3493,31	166075,66	$x^2 - 491,63x + 3493,31$	$x^2 - 3019,82x + 166075,66$	7,21	49,72
0,010	45	1143,0	120,00	339,11	2338,16	1430,86	68024,59	$x^2 - 339,11x + 1430,86$	$x^2 - 2338,16x + 68024,59$	4,27	29,46
0,015				356,28	2456,55	1430,86	68024,59	$x^2 - 356,28x + 1430,86$	$x^2 - 2456,55x + 68024,59$	4,06	28,01
0,020				373,45	2574,94	1430,86	68024,59	$x^2 - 373,45x + 1430,86$	$x^2 - 2574,94x + 68024,59$	3,87	26,69

$x = P_{cr}$

- Em trecho de tubulação subaquática, sujeita a colapso pela pressão externa da água, o coeficiente de segurança pode ser definido em função da confiabilidade dos possíveis níveis de água máximos sobre a tubulação, podendo variar de 1,5 a 2,0. Em trechos submarinos ou sob lagos, cujos níveis máximos de água não estão sujeitos a grandes variações, recomenda-se a adoção de um coeficiente de segurança menor. Em travessias sob rios, cujos níveis máximos de água estão sujeitos a grandes variações, em função de mudanças climáticas, de ocupação da bacia, precisão dos estudos hidrológicos que culminaram na avaliação dos mesmos, é prudente a adoção de um fator de segurança maior.

Estas equações não se aplicam a tubos enterrados, cuja análise estrutural está discutida no **Capítulo 4**.

Exemplo: utilizando-se as **equações 3.2, 3.3 e 3.5** para determinar a razão máxima  $D/t$  de uma tubulação de aço dotada de revestimentos flexíveis, resistente a um vácuo total de 14,7 psi, têm-se:

- Para seção do tubo perfeitamente circular, equação 3.3:

$$p_c = 66.000.000 \left(\frac{t}{D}\right)^3$$

$$14,7 = 66.000.000 \left(\frac{t}{D}\right)^3$$

$$\frac{t}{D} = 0,00606$$

$$\frac{D}{t} = \mathbf{165}$$

- Para seção do tubo perfeitamente circular, equação 3.4 (equação de Stewart):

$$p_c = 50.200.000 \left(\frac{t}{D}\right)^3$$

$$14,7 = 50.200.000 \left(\frac{t}{D}\right)^3$$

$$\frac{t}{D} = 0,00664$$

$$\frac{D}{t} = \mathbf{150}$$

Para seção do tubo com elipticidade de até 1% tolerada pelas normas na fabricação dos tubos, substituindo na **equação 3.5**,  $\Delta_x = 0,01$ ,  $p_{cr} = 14,7$  psi (101 kPa) e  $m = D/2t$  e  $p_c$  **pela equação 3.3 SAU (3.3 SIU)**, rearrumando, obtém-se:

- Sistema Americano de Unidades:

$$132.000.000\sigma_e(t/D)^4 - 970.200.000(t/D)^3 - 29.106.000(t/D)^2 - 29,4\sigma_e(t/D) + 216,09 = 0$$

- Sistema Internacional de Unidades:

$$910.000.000\sigma_e(t/D)^4 - 45.955.000.000(t/D)^3 - 1.378.650.000(t/D)^2 - 202\sigma_e(t/D) + 10.201 = 0$$

Para seção do tubo, considerando-se uma elipticidade de 2%, obtém-se:

- Sistema Americano de Unidades:

$$132.000.000\sigma_e(t/D)^4 - 970.200.000(t/D)^3 - 58.212.000(t/D)^2 - 29,4\sigma_e(t/D) + 216,09 = 0$$

- Sistema Internacional de Unidades:

$$910.000.000\sigma_e(t/D)^4 - 45.955.000.000(t/D)^3 - 2.357.300.000(t/D)^2 - 202\sigma_e(t/D) + 10.201 = 0$$

Os **Quadros 3.3 e 3.4** em sequência apresentam os resultados dessas equações para tensões de escoamento ( $\sigma_e$ ) dos materiais mais utilizados na fabricação dos tubos.

Observa-se que:

- a variação de D/t em função da variação da tensão de escoamento é de 2,7% para a elipticidade de 1% e de 5,2%, para elipticidade de 2%;
- a variação de D/t para uma mesma tensão de escoamento, considerando a variação da elipticidade de 1% a 2%, varia de 6,4% a 3,9% para tensão de 30.000 a 50.000 psi, respectivamente;
- a variação de D/t é de 6,9% a 4,1% e de 13,8% a 8,2%, considerando a variação de elipticidade de 0% a 1% e de 0% a 2% e as tensões de escoamento de 30.000 a 50.000 psi, respectivamente; e
- a relação D/t = 150 obtida pela fórmula de Stewart corresponde, em média, a uma elipticidade de aproximadamente 2%.

Conclui-se, portanto, da importância de se tomar medidas para que a elipticidade do tubo não exceda aos limites estabelecidos em projeto.

### QUADRO 3.3 - RAZÃO MÁXIMA D/t PARA RESISTIR AO COLAPSO, CONSIDERANDO UMA OVALIDADE DE 1%

Tensão de Escoamento ( $\sigma_e$ )	Equação Em Função de $\sigma_e$ e de t/D					Resolução das Equações	
	132.000.000,00 $\sigma_e(t/D)^4 - 970.200.000,00 (t/D)^3 - 29.106.000,00 (t/D)^2 - 29,40 \sigma_e(t/D) + 216,09 = 0$					t/D	D/t
psi	Equação em Função de t/D, Conhecido $\sigma_e$					t/D	D/t
30.000	$3.960.000.000.000,00 (t/D)^4 - 970.200.000,00 (t/D)^3 - 29.106.000,00 (t/D)^2 - 882.000,00 (t/D) + 216,09 = 0$					0,00648	154,30
33.000	$4.356.000.000.000,00 (t/D)^4 - 970.200.000,00 (t/D)^3 - 29.106.000,00 (t/D)^2 - 970.200,00 (t/D) + 216,09 = 0$					0,00644	155,24
36.000	$4.752.000.000.000,00 (t/D)^4 - 970.200.000,00 (t/D)^3 - 29.106.000,00 (t/D)^2 - 1.058.400,00 (t/D) + 216,09 = 0$					0,00641	156,03
40.000	$5.280.000.000.000,00 (t/D)^4 - 970.200.000,00 (t/D)^3 - 29.106.000,00 (t/D)^2 - 1.176.000,00 (t/D) + 216,09 = 0$					0,00637	156,90
42.000	$5.544.000.000.000,00 (t/D)^4 - 970.200.000,00 (t/D)^3 - 29.106.000,00 (t/D)^2 - 1.234.800,00 (t/D) + 216,09 = 0$					0,00636	157,27
50.000	$6.600.000.000.000,00 (t/D)^4 - 970.200.000,00 (t/D)^3 - 29.106.000,00 (t/D)^2 - 1.470.000,00 (t/D) + 216,09 = 0$					0,00631	158,48

### QUADRO 3.4 - RAZÃO MÁXIMA D/t PARA RESISTIR AO COLAPSO, CONSIDERANDO UMA OVALIDADE DE 2%

Tensão de Escoamento ( $\sigma_e$ )	Equação Em Função de $\sigma_e$ e de t/D					Resolução das Equações	
	132.000.000,00 $\sigma_e(t/D)^4 - 970.200.000,00 (t/D)^3 - 58.212.000,00 (t/D)^2 - 29,40 \sigma_e(t/D) + 216,09 = 0$					t/D	D/t
psi	Equação em Função de t/D, Conhecido $\sigma_e$					t/D	D/t
30.000	$3.960.000.000.000,00 (t/D)^4 - 970.200.000,00 (t/D)^3 - 58.212.000,00 (t/D)^2 - 882.000,00 (t/D) + 216,09 = 0$					0,00690	145,03
33.000	$4.356.000.000.000,00 (t/D)^4 - 970.200.000,00 (t/D)^3 - 58.212.000,00 (t/D)^2 - 970.200,00 (t/D) + 216,09 = 0$					0,00682	146,67
36.000	$4.752.000.000.000,00 (t/D)^4 - 970.200.000,00 (t/D)^3 - 58.212.000,00 (t/D)^2 - 1.058.400,00 (t/D) + 216,09 = 0$					0,00675	148,07
40.000	$5.280.000.000.000,00 (t/D)^4 - 970.200.000,00 (t/D)^3 - 58.212.000,00 (t/D)^2 - 1.176.000,00 (t/D) + 216,09 = 0$					0,00668	149,63
42.000	$5.544.000.000.000,00 (t/D)^4 - 970.200.000,00 (t/D)^3 - 58.212.000,00 (t/D)^2 - 1.234.800,00 (t/D) + 216,09 = 0$					0,00665	150,31
50.000	$6.600.000.000.000,00 (t/D)^4 - 970.200.000,00 (t/D)^3 - 58.212.000,00 (t/D)^2 - 1.470.000,00 (t/D) + 216,09 = 0$					0,00656	152,51

### 3.3 DEFLEXÃO DO ANEL

As tensões causadas nos materiais estão relacionadas com as deformações, conforme mostrado na **Figura 2.1 - Diagrama Tensão-Deformação Típico para Aços**. Portanto, limitar as deformações do tubo é uma forma de limitar as tensões, principalmente para as fases de transporte e assentamento. É comum se ver nas obras as extremidades dos tubos com uma cruzeta de madeira, justamente para minimizar as deformações.

Deflexão do anel é a razão entre uma deformação  $\Delta$ , resultante da aplicação de uma carga vertical sobre o cilindro do tubo e o diâmetro do tubo, conforme ilustrada na **Figura 3.4 – Deflexão e Rigidez**.

A deflexão do anel é:

$$d = \frac{\Delta}{D} \text{ (Eq 3.6)}$$

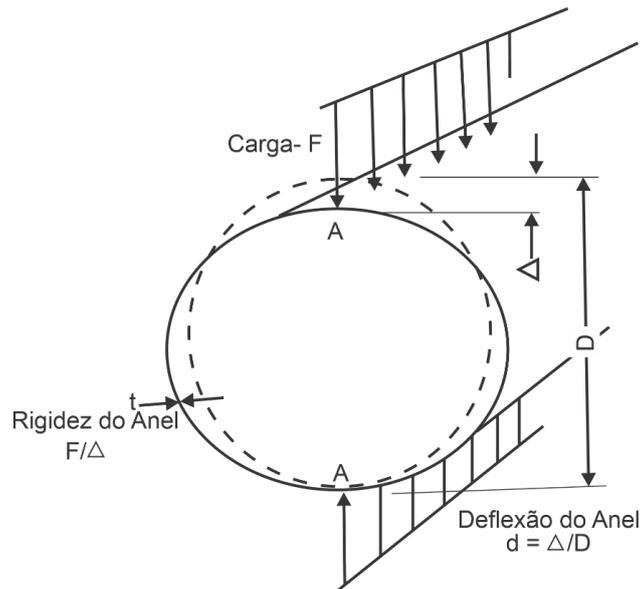


Figura 3.4 – Deflexão e Rigidez

Admitindo-se a mudança da seção do tubo, de circular para elíptica, conforme ilustrada na **Figura 3.5**, obtêm-se as seguintes relações:

- $d = \frac{(D_x - D_y)}{(D_x + D_y)}$ , deflexão em função dos diâmetros horizontal ( $D_x$ ) e vertical ( $D_y$ ) da elipse;
- $r_y = \frac{b^2}{a} = \frac{r(1+d)^2}{(1-d)}$ , raio vertical da elipse em função do raio do círculo e da deflexão;
- $r_x = \frac{a^2}{b} = \frac{r(1-d)^2}{(1+d)}$ , raio horizontal da elipse em função do raio do círculo e da deflexão;
- $r_r = \frac{r_y}{r_x} = \frac{(1+d)^3}{(1-d)^3}$ , razão entre os raios da elipse em função da deflexão.

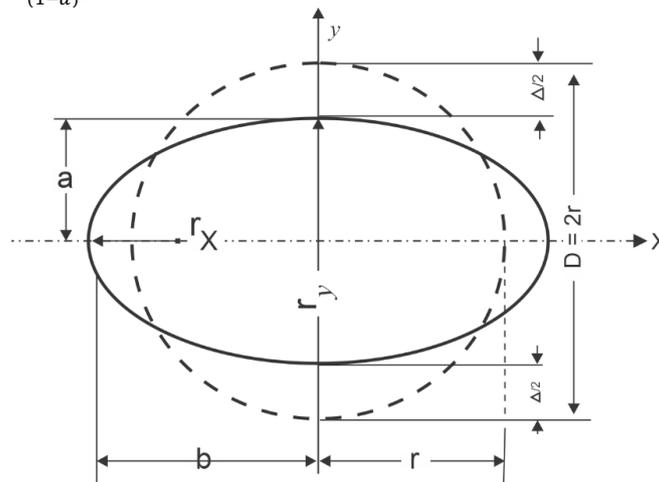


Figura 3.5 – Medidas de uma Elipse para Análise de Deflexão de Tubo

As deflexões do anel são limitadas e controladas pela especificação do projeto (máxima de 5%), portanto, para essas condições, a deformação do anel é, basicamente, elíptica.

**3.4 RIGIDEZ DO TUBO E DO ANEL** Rigidez de um tubo é definida como a razão de uma carga vertical por unidade de comprimento do tubo ( $F$ ) aplicada ao cilindro e a deflexão resultante  $\Delta$ , ou seja;  $F/\Delta$ , conforme ilustrado na **Figura 3.4**.

Rigidez do Anel é definida como  $EI/D^3$  por unidade de comprimento do tubo. A unidade da rigidez do anel é força por unidade de área. Como o momento de inércia  $I=t^3/12$ , a rigidez do anel passa a:

$$\frac{EI}{D^3} = \frac{E}{12\left(\frac{D}{t}\right)^3} \quad (\text{Eq 3.7})$$

Da teoria de elasticidade, a rigidez do tubo é:

$$\frac{F}{\Delta} = 53,77 \frac{EI}{D^3} = 4,48 \frac{E}{\left(\frac{D}{t}\right)^3} \quad (\text{Eq 3.8})$$

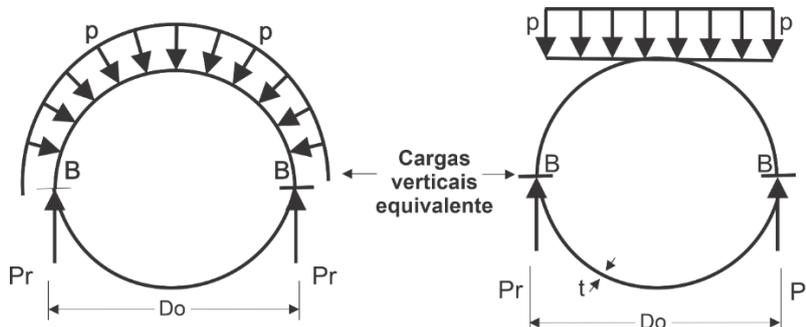
A unidade da rigidez do tubo também é força por unidade de área.

O fator  $EI/D^3$  representa a resistência à deformação exclusivamente pelo tubo, ou seja; sem qualquer suporte.

Verifica-se pelas equações 3.7 e 3.8, que a rigidez é uma medida inversa da flexibilidade do anel, definida pela relação  $D/t$ .

### 3.5 COMPRESSÃO DO ANEL

A seção de um tubo submetida a uma pressão externa fica com o anel comprimido, conforme ilustrado na **Figura 3.6**.



**Figura 3.6 – Compressão do Anel, Seção Circular**

Se a forma do anel se mantém circular, a tensão de compressão aplicada na parede do tubo é:

$s = PD_0/2t$ , onde:

$s$  = tensão de compressão em psi (kPa)  
 $t$  = espessura da parede do tubo em pol. (mm);  
 $P$  = pressão externa em psi (kPa);  
 $D_0$  = diâmetro externo do tubo em pol. (mm); e

Substituindo a tensão de compressão ( $s$ ) pela tensão de escoamento ( $\sigma_e$ ) que é a tensão limite de desempenho e inserindo um coeficiente de segurança, ( $sf$ ), a equação de compressão do anel é:

$$\frac{\sigma_e}{sf} = \frac{PD_0}{2t} = \frac{Pr}{t} \quad (\text{Eq. 3.9})$$

Como a tubulação de aço e o revestimento são flexíveis, a forma da seção passa a ser elíptica quando submetida a uma pressão externa, conforme ilustrado na **Figura 3.7**.

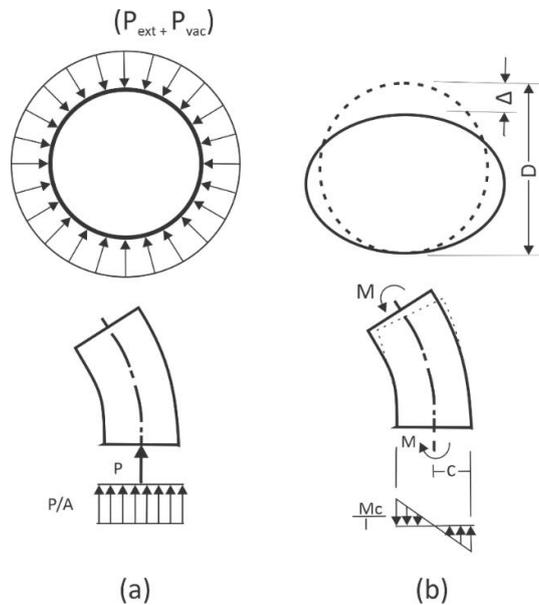


Figura 3.7 – Compressão do Anel, Seção Elíptica

Ao deformar-se elipticamente, a seção aumenta o diâmetro horizontal para  $D_o (1+d)$  e cria um momento ( $M$ ) que gera flexão na seção com tensão de compressão de  $Mc/I$ .

Então, a equação da compressão do anel, passaria para:

$$s = \frac{\sigma_e}{s_f} = \frac{PD_o(1+d)}{2t} + M \frac{c}{I} = \frac{Pr(1+d)}{t} + M \frac{c}{I} \quad (\text{Eq 3.10}),$$

Onde:

- $d$  é a deflexão horizontal do anel, aproximadamente igual à deflexão vertical;
- $M$  é o momento em B (Fig. 3.6) =  $PD_o^2/16$ ;
- $c$  é a distância da linha neutra para a extremidade da parede do tubo,  $c = t/2$ ;
- $I$  é o momento de inércia da seção do tubo por unidade de comprimento,  $I = t^3/12$ .

Como a deflexão é limitada pela especificação com máxima de 5%, bastante pequena, pode-se considerar o aumento do vão de  $D_o$  para  $D_o(1+d)$  como desprezível. Assim, a Eq 3.10, pode ser reescrita para:

$$S = \frac{\sigma_e}{s_f} = \frac{PD_o}{2t} + P \frac{D_o^2}{16} \frac{t}{t^3} \quad (\text{Eq 3.11})$$

### 3.6 TENSÃO LONGITUDINAL

As principais ocorrências de tensão longitudinal em uma adutora com tubos de aço soldados são: empuxos; contração/expansão; ação de viga tubular sobre apoios.

### 3.6.1 EMPUXOS

Os empuxos são compostos de duas parcelas: a parcela hidrostática causada pela pressão interna e a parcela hidrodinâmica causada pela mudança de direção do fluxo, decorrente da inserção de seções especiais como válvulas, tês, caps, curvas, reduções, junções, etc. ao longo do caminhamento da linha adutora.

A parcela hidrodinâmica função da velocidade é insignificante, tendo em vista que as velocidades nessas linhas de adução de água são relativamente baixas, inferiores a 2,5 m/s, portanto, é geralmente ignorada.

A parcela hidrostática, nos locais de mudança de fluxo, é função da pressão interna e da área da seção transversal do tubo ou da derivação. As principais configurações que geram empuxo estão mostradas na **Figura 3.8**, bem como as respectivas fórmulas de cálculo, onde:

$E$  = empuxo em lb (N);

$p$  = máxima pressão interna em psi (Pa);

$A$  = área transversal do tubo de interesse em in.<sup>2</sup> (m<sup>2</sup>);

$\theta$  = ângulo de deflexão da curva, junção, bifurcação

O empuxo em um CAP ou uma válvula fechada causa uma tensão longitudinal na parede do tubo de:

$$\sigma_z = \frac{E}{sp}, \text{ onde;}$$

$\sigma_z$  = tensão longitudinal na parede do tubo

$sp$  = área da seção transversal da parede do tubo =  $2\pi r t$

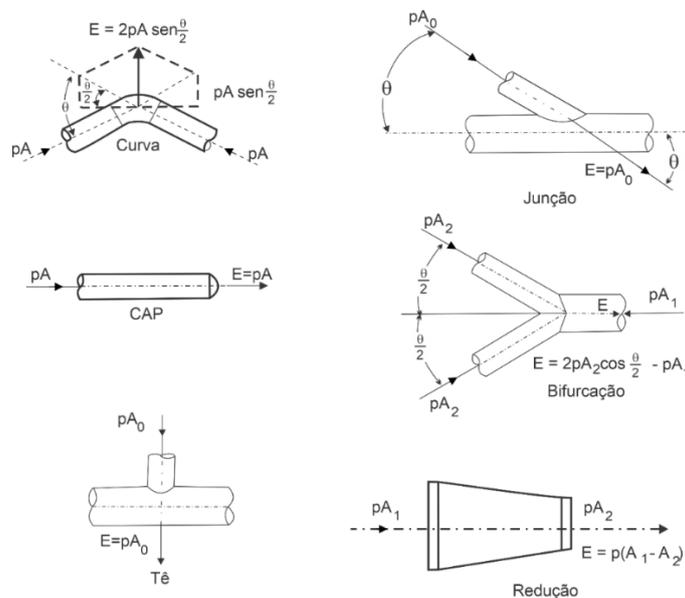
$E$  = empuxo gerado =  $pA = p\pi r^2$

$p$  = pressão interna

Fazendo as substituições na equação acima, resulta:

$$\sigma_z = \frac{p\pi r^2}{2\pi r t} = \frac{pr}{2t}$$

Verifica-se que a tensão longitudinal na parede do tubo é, no máximo, a metade da tensão circunferencial (da Eq. 3.1,  $\sigma_x = pr/t$ ), ou seja;  $\sigma_z = \sigma_x/2$ .



**Figura 3.8 – Empuxos em Configurações Típicas**

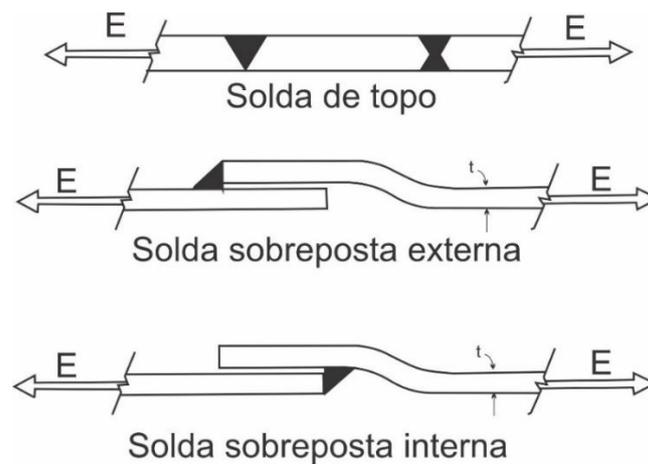
Os empuxos devem ser resistidos pela própria tubulação (juntas soldadas), por ancoragens ou através do atrito entre o solo da envoltória e o tubo.

Numa tubulação soldada, os empuxos longitudinais são transmitidos de um tubo para outro através dos cordões de soldas circunferenciais.

São, basicamente, dois tipos de juntas soldadas em tubulações de aço: juntas de topo e juntas sobrepostas. A **Figura 3.9** ilustra estes tipos de juntas.

As juntas de topo podem ser simples ou duplas, conforme as extremidades das tubulações sejam chanfradas em uma ou nas duas bordas, respectivamente. É assumido que este tipo de junta, submetida a testes de radiografia e/ou ultrassonografia, tem uma eficiência de 100%, ou seja, resistência longitudinal da solda igual à do tubo. São recomendadas, inclusive, para pressões superiores a 2.800 kPa (400 psi). Este tipo de junta não permite deflexões angulares exceto pelo corte esquadrihado das extremidades dos tubos. Para ângulos de até 5 graus o corte pode ser feito na extremidade de um tubo e para ângulos de até 10 graus pode ser feitos iguais cortes nas extremidades de ambos os tubos. Este tipo de junta é a normalmente utilizada pelas Concessionárias de Saneamento do Brasil.

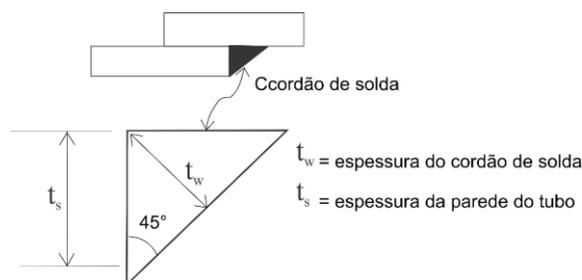
As juntas sobrepostas podem ser: interna, externa e dupla, conforme a solda seja aplicada internamente, externamente ou em ambas as faces, respectivamente, sendo esse último tipo (dupla) para alguma aplicação especial. São recomendadas para pressões inferiores a 2.800 kPa (400 psi).



**Figura 3.9 – Tipos de Juntas Soldadas**

Permite alguma pequena deflexão na junta durante a construção. Uma das extremidades da tubulação deve ser expandida formando uma bolsa. Esta é uma desvantagem que tem a junta sobreposta em relação à junta de topo.

Outra desvantagem da junta sobreposta é que fica submetida a uma tensão longitudinal superior em 40% à tensão longitudinal a que está submetido o tubo. Este fato é devido a espessura do cordão de solda ser inferior à espessura do tubo, conforme ilustrado na sequência:



$$t_w = t_s \cos 45^\circ = 0,707t_s$$

Assim, a tensão longitudinal ( $\sigma_{z_w}$ ) da solda de junta sobreposta é:

$$\sigma_{z_w} = \frac{p\pi r^2}{2\pi r t_w} = \frac{pr}{2 \times 0,707 t_s} = 0,7\sigma_x$$

ou

$$\sigma_{z_w} = 0,7 \times 2\sigma_z = 1,4\sigma_z$$

Conforme demonstrado anteriormente, a tensão longitudinal decorrente do empuxo máximo oriundo do fechamento completo da seção do tubo (cap, flange cego, válvula fechada) para qualquer pressão interna é, para o tubo e solda de topo, somente a metade da tensão circunferencial associada à mesma pressão. Para solda de junta sobreposta, como se acaba de demonstrar, é 70% da tensão circunferencial. **Portanto, a tensão longitudinal decorrente do empuxo não é limite de desempenho nem do tubo e nem da solda.**

As soldas das juntas têm, normalmente, capacidade para resistir aos empuxos, razão pela qual as tubulações com esse tipo de junta não requerem blocos de ancoragens, exceto em casos especiais, tais como:

- Trechos íngremes ou em encostas acentuadas podem requerer blocos de ancoragem para se prevenir contra deslizamentos de terra e, numa distância tal, que reduza a valor seguro o peso do tubo a ser suportado em cada bloco;
- Em pontos de curvas de trechos aéreos sobre pilares, principalmente para resistir às tensões resultantes de variação de temperatura, quando o tubo está vazio, evitando o desalinhamento dos trechos a montante e a jusante;
- Em pontos que necessitam fixar uma extremidade da tubulação, permitindo que a outra trabalhe livre (bloco com anel de ancoragem numa extremidade e junta de dilatação na outra, em trechos aéreos);
- Em pontos onde é necessário evitar que forças causadas pela expansão ou contração da tubulação atinjam e desalinhem válvulas, bombas ou juntas;
- Em locais que não há aterro com peso suficiente para restringir o movimento da tubulação dentro de limites aceitáveis e assim, não provocar fendas na superfície da vala acima das recomendadas, etc..

### 3.6.2 CONTRAÇÃO/ EXPANSÃO

São tensões causadas por contração/expansão da tubulação quando submetidas à variação de temperatura e variação da pressão interna.

As tubulações enterradas, em condições normais de operação, não experimentam significativas variações de temperatura, portanto as contrações/expansões térmicas são mínimas. Entretanto, durante a execução, antes da conclusão do reaterro da vala, variações extremas de temperatura do ambiente podem causar consideráveis contrações/expansões no tubo, podendo ser evitadas através da adoção dos seguintes procedimentos, entre outros:

- Sombrear os tubos na vala;
- Usar progressivamente o reaterro como isolante térmico;
- Executar juntas soldadas específicas, particularmente as de fechamento de trechos, com intervalos de 100 a 150 metros, em determinada hora do dia, quando a temperatura estiver mais baixa; e
- Combinação desses procedimentos.

As especificações de construção devem detalhar estes e/ou outros procedimentos. A Norma ANSI/AWWA C206 – Field Welding of Steel Water Pipe, descreve algumas formas para reduzir satisfatoriamente as tensões longitudinais decorrentes da variação da temperatura durante a execução da tubulação.

As tubulações aéreas têm as tensões longitudinais decorrentes da variação da temperatura, aliviadas pela instalação de juntas de expansão localizadas entre pontos de ancoragens, convenientemente espaçados, devendo o tubo estar apoiado adequadamente e, axialmente, alinhado.

Quando um trecho de tubulação aérea está fixado nos extremos, através de blocos de ancoragem ou restringido pelo atrito entre o tubo e a envoltória de solo nos trechos adjacentes, com considerável comprimento de tubulação enterrada, a variação térmica e a pressão interna podem promover tensão longitudinal, associada às seguintes situações:

1. Tubulação vazia em estado de compressão, decorrente de tendência de alongamento promovida pela elevação da temperatura. Nesta situação, a tensão resultante é exclusiva de origem térmica;
2. Tubulação vazia em estado de tração, decorrente da tendência de encurtamento promovida pela queda da temperatura. Aqui, também, a tensão resultante é de origem térmica, exclusivamente;
3. Tubulação com água sob pressão em estado variável de tensão, decorrente da tendência de alongamento promovida pela elevação da temperatura e da tendência de encurtamento promovida pelo efeito de Poisson associado à tensão circunferencial devida à pressão interna. Prevalecerá o estado de compressão se a parcela de tensão resultante da elevação térmica for maior que a parcela resultante do efeito de Poisson. Ao contrário, prevalecerá o estado de tração. Uma tensão alivia a outra
4. Tubulação com água sob pressão em estado de tração, decorrente da tendência de encurtamento promovida pela queda da temperatura somada à do efeito Poisson.

O efeito Poisson é a razão entre a tensão axial e circunferencial, devida à pressão interna, limitada para o aço a 30%. Esta razão é denominada coeficiente de Poisson ( $\nu$ ).

Se a tubulação estiver fixa nos extremos e não pode encolher em comprimento, a situação **4** é a que resulta maior tensão longitudinal que pode ser determinada pela equação:

$$\sigma_z = E_s \alpha \Delta T + \frac{\nu_s p D}{2t} \quad (\text{Eq.3.11}), \text{ onde:}$$

- $\sigma_z$  = tensão longitudinal em psi (kPa)
- $E_s$  = módulo de elasticidade do aço = 30,000.000 psi (206.850.000 kPa)
- $\alpha$  = coeficiente de expansão térmica do aço =  $6,5 \times 10^{-6} \text{ in./in./}^\circ\text{F}$  =  $11,7 \times 10^{-6} \text{ m/m/}^\circ\text{C}$
- $\Delta T$  = variação da temperatura em graus Fahrenheit,  $^\circ\text{F}$  ( $^\circ\text{C}$ )
- $\nu_s$  = coeficiente de Poisson do aço = 0,30
- $p$  = pressão interna no tubo em psi (kPa)
- $D$  = diâmetro do tubo em in. (mm)
- $t_s$  = espessura da parede do tubo em in. (mm)

A variação de temperatura ( $\Delta T$ ) é determinada pela diferença entre a máxima de instalação (tubulação vazia) e a mínima de operação (tubulação em carga). Aproximadamente, pode-se considerar a máxima variação térmica ambiente.

A conversão de graus Celsius ( $^\circ\text{C}$ ) para graus Fahrenheit ( $^\circ\text{F}$ ) e vice-versa é dada pelas expressões:

$$\begin{aligned} ^\circ\text{C} &= (^\circ\text{F} - 32) \times 5/9 \\ ^\circ\text{F} &= 1,8^\circ\text{C} + 32 \end{aligned}$$

**Exemplo 3.3 - Cálculo da Tensão Longitudinal Causada pela Queda de Temperatura e Aumento da Pressão Interna.** Uma tubulação de aço soldada com diâmetro nominal de 90 in. (2.286 mm) e espessura da parede de 0,3750 in. (9,525 mm), contida nos extremos, foi instalada sob uma temperatura de 35 $^\circ\text{C}$  (95 $^\circ\text{F}$ ). Quando em serviço, com água na linha com pressão interna de 225 psi (1.551,375 kPa), a temperatura é de 15 $^\circ\text{C}$  (59 $^\circ\text{F}$ ). O aço utilizado na fabricação dos tubos é ASTM A1018 SS 36 com tensões mínima de escoamento e rotura de 36.000 psi (248.220 kPa) e de 53.000 psi (365.435 kPa), respectivamente.

Substituindo os valores na Eq. 3.11, obtêm-se:

- Sistema Americano de Unidades:  
 $\sigma_z = 30.000.000 \times 6,5 \times 10^{-6} \times 36 + 0,30 \times 225 \times 90 / (2 \times 0,3750)$   
 $\sigma_z = 7.020 \text{ psi} + 8.100 \text{ psi} = 15.120 \text{ psi}$
- Sistema Internacional de Unidades  
 $\sigma_z = 206.850.000 \times 11,7 \times 10^{-6} \times 20 + 0,30 \times 1551,375 \times 2286 / (2 \times 9,525)$   
 $\sigma_z = 48.402,90 \text{ kPa} + 55.849,50 \text{ kPa} = 104.252,40 \text{ kPa}$

### 3.6.3 AÇÃO DE VIGA

Ação de viga, ou seja; a tubulação trabalhar como viga, pode ocorrer:

- Numa tubulação enterrada devido a técnicas de instalações impróprias, escavações adjacentes a trechos já instalados, provocando fuga do material do berço, etc.. Estas situações podem ser prevenidas pelas técnicas de execução das valas e preparação dos berços que, normalmente, fazem parte das especificações de implantação da obra, bem como por uma legislação que discipline e oriente a execução de obras adjacentes. Portanto, avaliação de ação de viga decorrente desses aspectos, não faz parte de análise estrutural de projeto; e
- Numa tubulação aérea assentada sobre apoios/pilares. As análises destas situações estão apresentadas no **Capítulo 5 – Análise Estrutural de Tubulação Aérea**.

### 3.6.4 TENSÕES ADMISSÍVEIS NAS SOLDAS DAS JUNTAS

Tensões primárias, tais como tensões circunferências e tensões longitudinais resultantes de empuxo, ambas devidas à pressão interna, têm seus limites recomendados nos **itens 3.1.1 e 3.6.1** deste capítulo, respectivamente.

Tensões secundárias, tais como tensões térmicas, tem limites próprios e não estão sujeitos às mesmas limitações das tensões primárias. Os limites recomendados pelo M11 da AWWA, quinta edição, com base nos estudos: Axial Joint Design for Welded Buried Steel Pipe de J.L. Luka e Ruchti, G. apresentados na ASCE Pipeline Conference, Atlanta GA – Pipelines 2008, são:

- Quando a tensão secundária atua sozinha: 90% da tensão mínima de ruptura ( $\sigma_u$ ) do aço especificado para o tubo (cilindro de aço).
- Quando a tensão secundária atua associada à tensão primária, por exemplo; tensão térmica associada à tensão devido ao efeito de Poisson: 90 % da mínima tensão de escoamento ( $\sigma_e$ ) ou 2/3 da mínima tensão de ruptura ( $\sigma_u$ ) do aço especificado para o tubo, o menor dos dois valores.

**Exemplo 3.4** – Verifique se as tensões resultantes no Exemplo 3.3 estão dentro dos limites admissíveis. Considerar que a tubulação poderá ficar despressurizada.

A – Admitindo Tubulação com juntas de Solda de Topo

a.1) Avaliação quando o tubo está despressurizado.

Quando o tubo está despressurizado a tensão longitudinal atuante é, exclusivamente, decorrente da variação da temperatura, ou seja; tensão térmica que corresponde à primeira parcela do **Exemplo 3.3**:

7.020 psi (48.402,90 kPa)

Para esta situação a tensão longitudinal admissível na solda é:

$$0,90 \sigma_u$$
$$0,90 \times 53.000 = 47.700 \text{ psi}$$
$$0,90 \times 365.435 = 328.891 \text{ kPa}$$

Verifica-se que a tensão longitudinal atuante está bem abaixo da tensão longitudinal admissível.

a.2) Avaliação com o tubo pressurizado.

Quando o tubo está pressurizado a tensão longitudinal atuante é a associação da tensão térmica com a tensão resultante do efeito de Poisson na tensão circunferencial que corresponde a parcela total do **Exemplo 3.3**:

$$15.120 \text{ psi (104.252,40 kPa)}$$

Para esta situação a tensão longitudinal admissível é:

$$0,90 \sigma_e$$
$$0,90 \times 36.000 = 32.400 \text{ psi}$$
$$0,90 \times 248.220 = 223.398 \text{ kPa}$$

ou

$$\frac{2}{3} \sigma_u$$
$$\frac{2}{3} \times 53.000 = 35.333 \text{ psi}$$
$$\frac{2}{3} \times 365.435 = 243.633 \text{ kPa}$$

Verifica-se que a tensão longitudinal atuante é menor que a menor tensão admissível: 32.400 psi (223.398 kPa).

B – Tubulação com Juntas de Solda Sobreposta Simples

b.1) Avaliação quando o tubo está despressurizado.

Quando o tubo está despressurizado a tensão longitudinal atuante é, exclusivamente, decorrente da variação da temperatura, ou seja; tensão térmica que corresponde a primeira parcela do **Exemplo 3.3**:

$$7.020 \text{ psi (48.402,90 kPa)}$$

No caso de tensão térmica, ela independe da espessura do tubo, porém o resultado da força longitudinal no cilindro e no filete circunferencial da solda é função das respectivas espessuras. Assim, para manter o equilíbrio estático na seção da junta, as forças resultantes no cilindro de aço e no cordão de solda devem ser iguais. Portanto, no caso de juntas com soldas sobrepostas, levando-se em conta a diferença de espessuras entre o cilindro de aço e o cordão de solda, a tensão admissível na solda é limitada a 0,7 vezes a tensão circunferencial admissível no cilindro.

Para esta situação a tensão longitudinal admissível na solda é:

$$0,90 \times 53.000 \times 0,7 = 33.390 \text{ psi}$$
$$0,90 \times 365.435 \times 0,7 = 230.224 \text{ kPa}$$

Verifica-se que a tensão longitudinal atuante está bem abaixo da tensão longitudinal admissível.

b.2) Avaliação com o tubo pressurizado.

Quando o tubo está pressurizado, a tensão longitudinal atuante é a associação da tensão térmica com a tensão resultante do efeito de Poisson na tensão circunferencial, que corresponde a parcela total do **Exemplo 3.3**:

$$15.120 \text{ psi (104.252,40 kPa)}$$

No entanto, para juntas de solda sobreposta simples a tensão longitudinal admissível é:

$$0,90 \sigma_c \times 0,7$$

$$0,90 \times 36.000 \times 0,7 = 22.680 \text{ psi}$$

$$0,90 \times 248.220 \times 0,7 = 156.379 \text{ kPa}$$

ou

$$2/3 \sigma_u \times 0,7$$

$$2/3 \times 53.000 \times 0,7 = 24.733 \text{ psi}$$

$$2/3 \times 365.435 \times 0,7 = 170,536 \text{ kPa}$$

Verifica-se que a tensão longitudinal atuante ainda está abaixo da tensão longitudinal admissível.

#### C – Conclusão

Do exposto anteriormente e do ilustrado nesse exemplo, conclui-se:

- A tensão longitudinal decorrente do empuxo não é limite de desempenho, nem do tubo e nem da solda;
- Entre os dois tipos de solda estudados, a análise se distingue para tubulação com junta de solda sobreposta simples, quando a tensão admissível é reduzida em 30%;
- A redução da tensão admissível com junta sobreposta simples pode, quando necessário, ser recuperada com a adoção de junta de solda sobreposta dupla;
- Quando na combinação de tensão térmica com a parcela de tensão oriunda do efeito de Poisson (tubos pressurizados) resultar em tensões superiores à admissível e esta parcela for a predominante, poder-se-á aumentar a espessura da tubulação.

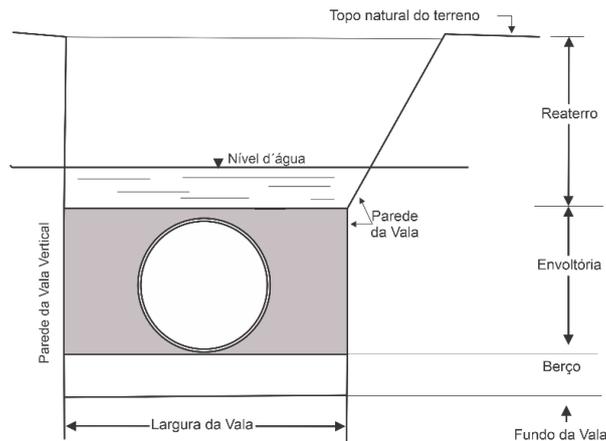
## 4 ANÁLISE ESTRUTURAL DA TUBULAÇÃO ENTERRADA

A análise estrutural de tubulação flexível de aço enterrada deve levar em consideração a interação que existe entre o tubo e o solo no qual está envolvido. O solo contribui para manter o tubo em sua forma, fortalece, protege e, pelo efeito de arco, assim como em arco de alvenaria, suporta a maior parte da carga sobre o tubo. Carga vertical comprime ambos, o aterro lateral e o tubo, rigorosamente, da mesma quantidade. A compressão vertical do anel (seção transversal) do tubo flexível o expande horizontalmente e desenvolve um suporte lateral pela resistência passiva do solo.

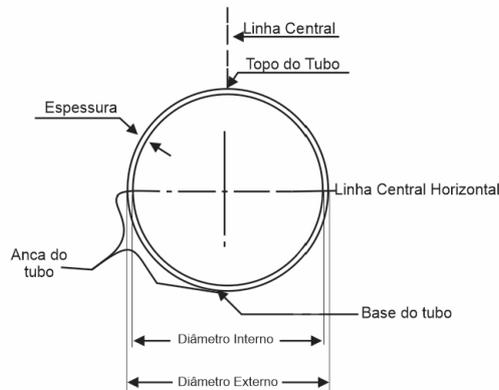
A interação tubo/solo é complexa, pois estão presentes grandes incertezas nas cargas, na geometria e nas propriedades dos materiais, especificamente, dos solos. No entanto, princípios de engenharia promovem análises satisfatórias. Nestas análises, são consideradas as condições mais desfavoráveis, as que tornam os resultados conservadores. Mesmo assim, fatores de segurança são aplicados, para cobrir prováveis variações e incertezas que são associadas à distribuição espacial das propriedades do solo ao longo de extensas tubulações enterradas.

Os aspectos supracitados levam alguns especialistas a considerar o tubo flexível como se fosse um revestimento interno de um conduto de solo. Este fato corrobora para que as especificações dos materiais, as técnicas de execução, bem como de acompanhamento técnico das obras sejam ferramentas indispensáveis para garantir que as premissas estabelecidas no projeto sejam obedecidas.

A **Figura 4.1** ilustra as terminologias utilizadas para a seção transversal de uma tubulação enterrada.



Seção da Vala



Seção do Tubo

Figura 4.1 – Terminologia das Seções Transversais da Vala e do Tubo

**Berço** é uma camada com espessura, normalmente, entre 15 e 20 centímetros de material não compactado, granular, colocado na base da vala, na qual o tubo será acomodado, posicionado e alinhado.

**Envoltória** tem a finalidade de conservar o alinhamento do tubo, protegê-lo contra cargas pesadas e manter sua forma dentro dos limites pré-estabelecidos. Estende-se, geralmente, desde o berço até 30 cm acima da geratriz superior do tubo. O material é também granular e deverá ser compactado, recomendando-se um grau de compactação mínimo de 95% da densidade aparente seca máxima, obtida em laboratório no ensaio de compactação de Proctor Normal. Este grau de compactação (maior que 85%) previne que o solo venha a se liquefazer caso fique abaixo do nível de água, bem como assegura que a deflexão do anel da tubulação fique dentro dos limites pré-estabelecidos.

Ambos os materiais, do berço e envoltória, deverão ser selecionados, bem graduados com graduação específica de tamanho de partículas e, usualmente, com menos de 12% de finos. Previnem que finos da envoltória e berço migrem para fora da vala e que finos das paredes da vala migrem para dentro do berço e envoltória e, ainda, previnem “piping”, quando adequadamente compactado.

**Reaterro** é o aterro sobreposto à envoltória, também chamada de segundo reaterro ou aterro complementar e pode ser feito com material aproveitado da escavação da vala, desde que não seja expansivo, esteja livre de detrito, pedra, lama, etc. Deve receber um grau de compactação de 95% da densidade aparente seca máxima, obtida em laboratório no ensaio de compactação de Proctor Normal.

## 4.1 CONCEITOS DE MECÂNICA DOS SOLOS APLICÁVEIS À ANÁLISE

Classificação dos solos, peso unitário, ângulo de atrito, coesão e compressão vertical são as principais propriedades do solo necessárias para a análise estrutural de uma tubulação enterrada.

### 4.1.1 CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS

A seguir, serão descritos os principais sistemas de classificação dos solos: o Sistema Unificado de Classificação dos Solos e o Sistema H.R.B.

#### 4.1.1.1 SISTEMA UNIFICADO DE CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS

Este sistema é oriundo do Airfield Classification System idealizado por Arthur Casagrande e normalizado pela American Society for Testing and Materials (ASTM).

Os solos nesse sistema, conforme apresentado no **Quadro 4.1**, são classificados em três grandes grupos: solos grossos, solos finos e altamente orgânicos. Cada grupo está dividido em subgrupos. Os nomes dos subgrupos estão simbolizados por um par de letras que representam as correspondentes palavras em inglês:

<b>G</b>	Gravel	pedregulho, cascalho
<b>S</b>	Sand	areia
<b>C</b>	Clay	argila
<b>W</b>	Well graded	bem graduado
<b>P</b>	Poor graded	mal graduado
<b>F</b>	Fines finos	(passa peneira # 200)
<b>M</b>	Mo	silte
<b>O</b>	Organic	matéria orgânica
<b>L</b>	Low liquid limit LL	baixo
<b>H</b>	High liquid limit LL	alto
<b>Pt</b>	Peat	turfa

O prefixo é uma das subdivisões ligada ao tipo de solo, e o sufixo, às características granulométricas e à plasticidade.

Para a fração grossa, foram mantidas as características granulométricas como parâmetros mais representativos para a sua classificação, enquanto que para fração fina, Casagrande optou por usar os limites de consistência, por serem parâmetros mais importantes do que o tamanho das partículas.

Os solos grossos ou granulares são os que possuem partículas menores que 75 mm e que tenham mais do que 50% de partículas com tamanhos maiores do que 0,075mm retidos na peneira 200.

Uma subdivisão separa os solos grossos em pedregulhos, quando mais do que 50% da fração grossa tem partículas com tamanho maior do que 4,8mm (retido na # 4), e em areias, quando uma porcentagem maior ou igual, destas partículas, tem tamanho menor que 4,8mm (passa na # 4).

Coefficiente de uniformidade,  $C_u$ , é a razão entre os diâmetros correspondentes a 60% e 10%, tomados na curva granulométrica.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

$D_{60}$  é o diâmetro abaixo do qual se situam 60% em peso das partículas e, analogamente,  $D_{10}$  é o diâmetro que, na curva granulométrica, corresponde a percentagem que passa igual a 10%.

Esta relação indica, na realidade, "falta de uniformidade", pois seu valor diminui ao ser mais uniforme o material.

O Sistema Unificado considera que um pedregulho é bem graduado quando seu coeficiente de uniformidade é superior a 4, e que uma areia é bem graduada quando seu  $C_u$  é superior a 6. Além disso, é necessário que o coeficiente de curvatura,  $C_c$ , esteja entre 1 e 3. O coeficiente de curvatura é definido pela expressão:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

$D_{30}$ , de forma análoga, corresponde a 30%.

Sempre que as porcentagens de finos estiverem entre 5% e 12%, o solo deverá ser representado por um símbolo duplo, sendo o primeiro o do solo grosso (GW, GP, SW, SP), enquanto que o segundo símbolo dependerá da região onde se localizar o ponto representativo dos finos desse solo, tais como:

- GW – GM: Pedregulho bem graduado com Silte;
- GW – GC: Pedregulho bem graduado com Argila
- GP – GM: Pedregulho mal graduado com Silte;
- GP – GC: Pedregulho mal graduado com argila;
- SW – SM: Areia bem graduada com Silte;
- SW – SC: Areia bem graduada com Argila;
- SP – SM: Areia mal graduada com Silte;
- SP – SC: Areia mal graduada com Argila.

Para porcentagens de finos, maior do que 12%, e classificados como CL-ML resultará em um símbolo duplo para o solo grosso, GC-GM se for pedregulho ou SC-SM se for areia.

Os solos finos são os que têm uma porcentagem maior ou igual a 50%, de partículas com tamanho menor do que 0,075mm (passando na # 200).

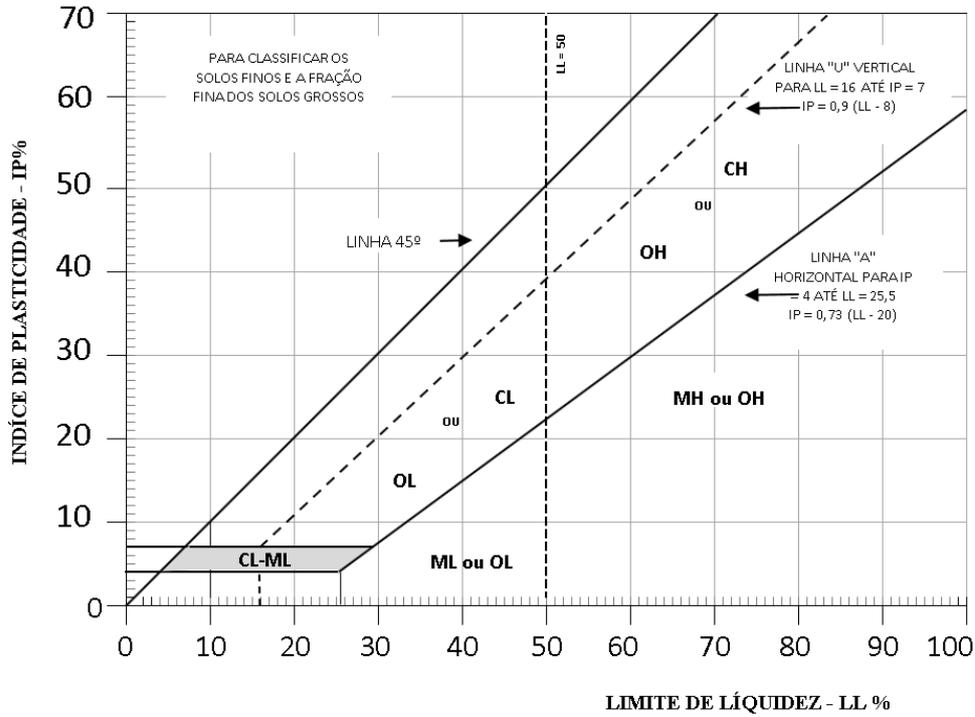
Estes solos, siltes e argilas, foram inicialmente separados em função do limite de liquidez: menor que 50% e maior ou igual a 50%. Cada uma destas subdivisões leva em conta a origem inorgânica ou orgânica do solo. Para a definição de origem orgânica deverão ser realizados dois ensaios de limite de liquidez: um com o solo secado em estufa, (LL)<sub>s</sub>, e o outro nas condições naturais, (LL)<sub>n</sub>. Se a relação (LL)<sub>s</sub>/(LL)<sub>n</sub> < 0,75 o solo deverá ser considerado orgânico.

Quando da proposição inicial do sistema de classificação por Casagrande foi introduzido o gráfico de plasticidade, montado a partir dos limites de consistência dos solos finos. Com a revisão do sistema foram introduzidas algumas modificações, resultando o gráfico mostrado na **Figura 4.2**.

Nele, os grupos estão distribuídos em cinco regiões, sendo a linha "45°", passando pela origem, o limite teórico da parte do quadrante possível de ser usada, pois, não se pode ter um índice de plasticidade maior que o limite de liquidez; a linha "A" separadora dos solos argilosos inorgânicos (CL, CH) dos siltosos inorgânicos (ML, MH). A linha vertical LL = 50% separa os solos de alta plasticidade (MH, CH) dos de baixa plasticidade (ML, CL). Os solos orgânicos podem se situar, tanto acima quanto abaixo da linha "A"; as argilas orgânicas serão representadas por pontos situados sobre ou acima dessa linha, enquanto, os siltes orgânicos estarão abaixo. A quinta região é a hachurada, onde o solo deverá ter o símbolo duplo, CL-ML, representando solos LL < 50% e  $4 \leq IP \leq 7$ . O gráfico de plasticidade deverá ser usado na classificação, tanto dos solos finos quanto da fração fina dos solos grossos.

Na última revisão do SUCS foi introduzida, a linha "U" para ajudar na avaliação dos resultados dos ensaios de limites de consistência, visto que ela deve representar um limite superior empírico para os solos naturais. Qualquer ponto que venha se situar acima dessa linha deve ter os resultados dos ensaios verificados. A linha "U", tanto quanto a linha "A", é quebrada, iniciando-se na vertical para LL = 16% até IP = 7% e a partir desse ponto tem a equação: IP = 0,9 (LL - 8). A linha "A" é quebrada com um início horizontal para IP = 4% e 4%

$\leq LL \leq 25,5\%$ ; para valores maiores do limite de liquidez a linha é inclinada com equação igual a  $IP = 0,73$  ( $LL - 20$ ).



**Figura 4.2 – Gráfico de Plasticidade**

No **Quadro 4.1** estão inseridos números, correspondentes a uma série de observações necessárias para a classificação do solo.

O **Quadro 4.2** apresenta para cada grupo de solos, as principais propriedades.

**QUADRO 4.1 - SISTEMA UNIFICADO DE CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS (ASTM, 1983)**

CRITÉRIOS PARA DETERMINAÇÃO DOS SUBGRUPOS E NOMES DOS GRUPOS USANDO ENSAIOS DE LABORATÓRIO	CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS		OBSERVAÇÕES
	SÍMBOLO GRUPO	NOME DO GRUPO	
Pedregulhos mais que 50% da fração grossalimpas retida na peneira 4,8mm (#4)	Pedregulhos limpos	GW	Pedregulho bem graduado 1
	Pedregulhos com finos	GP	Pedregulho mal graduado 1
	Areias mais que 50% da fração grossalimpas retida na peneira 4,8mm (#4)	GM	Pedregulho siltooso 1, 2, 3
	Areias mais que 50% da fração grossalimpas retida na peneira 4,8mm (#4)	GC	Pedregulho argiloso 1, 2, 3
	Areias mais que 50% da fração grossalimpas retida na peneira 4,8mm (#4)	SW	Areia bem graduada 4
	Areias mais que 50% da fração grossalimpas retida na peneira 4,8mm (#4)	SP	Areia mal graduada 4
	Areias mais que 50% da fração grossalimpas retida na peneira 4,8mm (#4)	SM	Areia siltoosa 2, 3, 4
	Areias mais que 50% da fração grossalimpas retida na peneira 4,8mm (#4)	SC	Areia argilosa 2, 3, 4
	Areias mais que 50% da fração grossalimpas retida na peneira 4,8mm (#4)	CL	Argila pouco plástica 5, 6, 7
	Areias mais que 50% da fração grossalimpas retida na peneira 4,8mm (#4)	ML	Silte 5, 6, 7
Solos Grossos $P_{r,200} > 50\%$	Inorgânicos	OL	Argila orgânica 5, 6, 7, 8 Silte orgânico 5, 6, 7, 9
	Orgânicos	CH	Argila muito plástica 5, 6, 7
	Inorgânicos	MH	Silte elástico 5, 6, 7
	Orgânicos	OH	Argila orgânica 5, 6, 7, 10 Silte orgânico 5, 6, 7, 11
Solos Finos $P_{p,200} \geq 50\%$	Principalmente matéria orgânica, cor escura e cheiro	PT	Turfa

Fonte: ASTM D2487

**QUADRO 4.2 - SISTEMA UNIFICADO DE CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS –  
PROPRIEDADES IMPORTANTES**

Nome Típico do Grupo de Solo	Símbolo do grupo	Propriedades Importantes			
		Permeabilidade quando compactado	Resistência ao cisalhamento quando compactado e saturado	Compressibilidade e quando compactado e saturado	Trabalhabilidade como material de construção
Pedregulhos bem graduados, misturas de pedregulho com areia com pouco ou nenhum fino.	GW	Permeável	Excelente	Desprezível	Excelente
Pedregulhos mal graduados, misturas de pedregulho com areia com pouco ou nenhum fino.	GP	Muito Permeável	Boa	Desprezível	Boa
Pedregulhos siltosos, misturas de pedregulho, areia e silte, mal graduados.	GM	Semipermeável a impermeável	Boa	Desprezível	Boa
Pedregulhos argilosos, misturas de pedregulho, areia e argila, mal graduadas.	GC	Impermeável	Boa para razoável	Muito baixa	Boa
Areias bem graduada, areias pedregulhosas, pouco ou nenhum fino.	SW	Permeável	Excelente	Desprezível	Excelente
Areias mal graduadas, areias pedregulhosas, pouco ou nenhum fino.	SP	Permeável	Boa	Muito Baixa	Razoável
Areias siltosas, misturas mal graduadas de areia e silte.	SM	Semipermeável a impermeável	Boa	Baixa	Razoável
Areias argilosas, misturas mal graduada de areia e argila.	SC	Impermeável	Boa para razoável	Baixa	Boa
Siltes inorgânicos e areias muito finas, alteração de rocha, areia fina siltosa ou argilosa com pouca plasticidade.	ML	Semipermeável a impermeável	Razoável	Média	Razoável

**QUADRO 4.2 - SISTEMA UNIFICADO DE CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS – PROPRIEDADES IMPORTANTES (CONTINUAÇÃO)**

Nome Típico do Grupo de Solo	Símbolo do grupo	Propriedades Importantes			
		Permeabilidade quando compactado	Resistência ao cisalhamento quando compactado e saturado	Compressibilidade quando compactado e saturado	Trabalhabilidade como material de construção
Argilas inorgânicas de baixa para média plasticidade, argilas pedregulhosas, argilas arenosas, argilas siltosas, argilas magras.	CI	Impermeável	Razoável	Média	Boa para Razoável
Siltes orgânicos e siltes argilosos orgânicos de baixa plasticidade.	OL	Semipermeável a impermeável	Pobre	Médio	Razoável
Silte Inorgânico, micáceos ou diatomáceos, arenosos finos ou solos siltosos, siltes elásticos.	MH	Semipermeável a impermeável	Razoável para pobre	Alta	Pobre
Argila Inorgânica de alta plasticidade, argilas gordas.	CH	Impermeável	Pobre	Alta	Pobre
Argila orgânica de média para alta plasticidade.	OH	Impermeável	Pobre	Alta	Pobre

FONTE: USBR 1963

#### 4.1.1.2 SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS H.R.B (HIGHWAY RESEARCH BOARD) OU A.A.S.H.O. (AMERICAN ASSOCIATION STATE HIGHWAY OFFICIALS)

Esta classificação, fundamentada na granulometria, limite de liquidez e índice de plasticidade dos solos, está apresentada no **Quadro 4.3**. Os solos se dividem em solos granulares (quando a % que passa na peneira nº 200 é inferior a 35%) e solos finos (quando a porcentagem que passa na peneira nº 200 é superior a 35%).

Os "solos granulares" compreendem os grupos A1, A2 e A3, e os "solos finos", os grupos A4, A5, A6 e A7, três dos quais divididos em subgrupos:

- A1 em: A1 - a e A1 - b;
- A2 em: A2 - 4, A2 - 5, A2 - 6 e A2 - 7; e
- A7 em: A7 - 5 e A7 - 6.

Os solos são classificados em sete grupos, de acordo com a granulometria, peneiras de nº 10 (2mm), 40 (0,42mm), 200 (0,075mm) e de conformidade com os intervalos de variação dos limites de consistência e índice de grupo.

O índice de grupo (IG) define a capacidade de suporte do terreno de fundação de um pavimento. Os valores extremos do "IG" representam solos ótimos para IG = 0 e solos péssimos para IG = 20. Portanto, este índice estabelece uma ordenação dos solos dentro de um grupo, conforme suas aptidões, sendo pior o solo que apresentar maior "IG".

A determinação do índice de grupo baseia-se nos limites de Atterberg (LL e IP) do solo e na porcentagem de material fino que passa na peneira número 200 (0,075mm). Seu valor é obtido utilizando a seguinte expressão:

$$IG = 0,2a + 0,005ac + 0,01bd, \text{ onde:}$$

- a = porcentagem do solo que passa na peneira nº 200 menos 35%. Se o valor de “a” for negativo adota-se zero, e se for superior a 40%, adota-se este valor como limite máximo;
- b = porcentagem do solo que passa na peneira nº 200 menos 15%. Se o valor de “b” for negativo adota-se zero, e se for superior a 40%, adota-se este valor como limite máximo;
- c = valor do limite de liquidez menos 40%. Se o valor de “c” for negativo adota-se zero, e se for superior a 20%, adota-se este valor como limite máximo;
- d = valor do índice de plasticidade menos 10%. Se o valor de “d” for negativo adota-se zero, e se for superior a 20%, adota-se este valor como limite máximo.

Os valores de a, b, c e d deverão ser expressos em números inteiros e positivos, assim como o valor de IG.

**QUADRO 4.3 - SISTEMA CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS H.R.B**

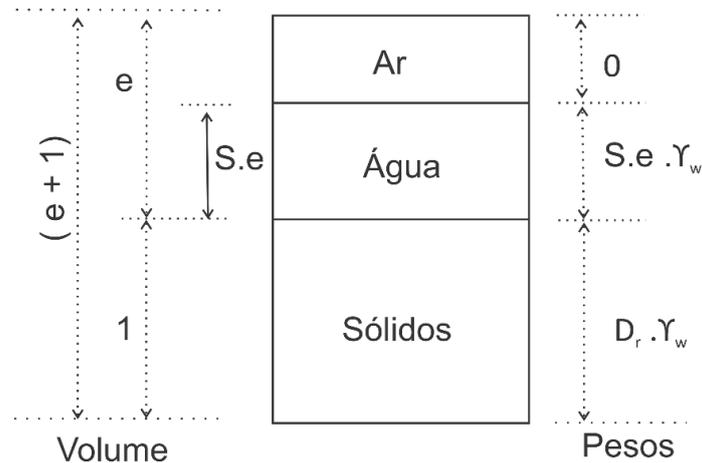
GRUPO	SOLOS GRANULARES % QUE PASSAM NA PENEIRA Nº 200 < 35%						SOLOS SILTE - ARGILA % QUE PASSAM NA PENEIRA Nº 200 > 35%					
	A1		A3	A2			A4	A5	A6	A7		
	A1 - a	A1 - b		A2 - 4	A2 - 5	A2 - 6	A2 - 7			A7 - 5	A7 - 6	
% QUE PASSAM NAS PENEIRAS												
Nº 10	50 máx.											
Nº 40	30 máx.											
Nº 200	15 máx.		51 mín. 10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
A FRACÇÃO QUE PASSA NA PENEIRA Nº 40 DEVE TER:												
LL	6 máx.		NP	40 máx. 10 máx.	41 mín. 10 máx.	40 máx. 11 mín.	41 mín. 11 mín.	40 máx. 10 máx.	41 mín. 10 máx.	40 máx. 11 mín.	41 mín. (LL - 30) máx.	41 mín. (LL - 30) mín.
IP				0	0	4 máx.	4 máx.	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.	
IG												

**QUADRO 4.3 - SISTEMA CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS H.R.B (CONTINUAÇÃO)**

GRUPO	SOLOS GRANULARES % QUE PASSAM NA PENEIRA Nº 200 < 35%			SOLOS SILTE - ARGILA % QUE PASSAM NA PENEIRA Nº 200 > 35%			
	A1 - a	A1 - b	A3	A4	A5	A6	
COMPOSIÇÃO DO SOLO	Solo constituído de uma mistura bem graduada de pedra, pedregulho, areia grossa, média e fina e um material ligante não plástico ou de pequena plasticidade.	Predomina e pedregulho com ligante sem areia fina.	Areia fina de praia ou então de deserto sem ligante (argila ou silte) ou então pequena quantidade de silte sem plasticidade	A2			A7 - 5
				A2 - 4	A2 - 5	A2 - 6	A2 - 7
Funcionamento como sub-base	Excelente a bom			Fraco a pobre			
	<p>São solos que contêm grande variedade de materiais granulares, os quais estão no limite entre os solos do grupo A1 e A3 e materiais silte-argilosos do grupo A4, A5, A6 e A7.</p> <p>Contêm materiais granulares com 35% ou menos, que passam na # 200 e com uma parte mínima que passa na # 40, que têm as mesmas características dos materiais do grupo A4 e A5.</p> <p>Contêm também pedregulho com percentagem de silte ou IP &gt; que dos solos do grupo A1, e areia fina com silte não plástico com % acima do solo do grupo A3.</p>			<p>Os solos do grupo A4 têm como material típico silte não plástico ou moderadamente plástico, tendo em geral 75 % que passam na peneira 200; podem conter também uma mistura de silte e 64% de areia e pedregulho. Os solos do grupo A5 contêm materiais semelhantes ao do grupo A4, sendo porém diatomáceos ou micáceos, tem elevado LL, sendo portanto, altamente elásticos.</p>			<p>O solo deste grupo contém material semelhante ao descrito no grupo A6, tendo, porém alto LL, que é característico do grupo A5, sendo plástico e sofrendo grande mudança de volume.</p>
			<p>São semelhantes aos solos do grupo A2 - 4 e A2 - 5, a parte que passa na peneira 40 contêm argila plástica, tendo as mesmas características dos solos do grupo A6 no caso do A2 - 6 ou A7 no caso de A2 - 7.</p>	<p>Contêm todos materiais com IP moderado ao LL, estando sujeitos a grandes variações de volume.</p>			

#### 4.1.2 PESOS UNITÁRIOS

Só parte do volume de um solo é ocupada pelas partículas sólidas. As demais partes, denominadas de vazios, são ocupadas por água e/ou ar. O solo constitui-se, portanto, de três fases: partículas sólidas, água e ar, conforme ilustrado na **Figura 4.3 – Fases no Solo**. O comportamento de um solo depende da quantidade relativa de cada uma das três fases.



**Figura 4.3 - Fases de Solo**

No diagrama da **Figura 4.3**, têm-se:

- $e$  = **índice de vazios** - razão entre o volume de vazios e o volume da parte sólida de um solo;
- $S$  = **grau de saturação** - razão entre o volume de água e o volume de vazios;
- $D_r$  = **densidade relativa das partículas do solo** - razão do peso da parte sólida ( $P_s$ ) e peso de igual volume ( $V$ ) de água pura a 4°C ( $P_w$ ). Fica evidente que:  $D_r = P_s/P_w = \gamma_s V / \gamma_w V$ , e então,  $\gamma_s = D_r \gamma_w$ , sendo,  $\gamma_s$  e  $\gamma_w$ , pesos específicos do solo seco e da água, respectivamente.

Os pesos unitários do solo em função do estado em que se apresentam são:

- **Peso Unitário Total ( $\gamma_t$ )** – relação entre o peso total do sólido e o seu volume total:

$$\gamma_t = \left( \frac{D_r + S e}{1 + e} \right) \gamma_w$$

- **Peso Unitário Saturado ( $\gamma_{sat}$ )** – peso unitário de um solo cem por cento saturado, ou seja;  $S = 1$ :

$$\gamma_{sat} = \left( \frac{D_r + e}{1 + e} \right) \gamma_w$$

- **Peso Unitário Seco ( $\gamma_s$ )** – peso unitário de um solo, cem por cento seco, ou seja;  $S = 0$ :

$$\gamma_s = \left( \frac{D_r}{1 + e} \right) \gamma_w$$

- **Peso Unitário Submerso ( $\gamma_{sub}$ )** – peso unitário de um solo cujas partículas sólidas sofrem empuxo da água:

$$\gamma_{sub} = \left( \frac{D_r - 1}{1 + e} \right) \gamma_w$$

Verifica-se que o peso unitário do solo submerso é igual ao peso unitário do solo saturado menos o peso unitário da água:

$$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

$$\gamma_{sub} = \left( \frac{D_r + e}{1 + e} \right) \gamma_w - \gamma_w$$

$$\gamma_{sub} = \left( \frac{D_r + e}{1 + e} - 1 \right) \gamma_w = \left( \frac{D_r + e - 1 - e}{1 + e} \right) \gamma_w = \left( \frac{D_r - 1}{1 + e} \right) \gamma_w$$

Tipicamente, a densidade relativa de um solo natural varia cerca de 2,65 a 2,75 e o índice de vazios que depende da graduação das partículas e do grau de compactação, de 0,4 a 0,7.

Aplicando-se uma densidade relativa média ( $D_r$ ) de 2,70, um índice de vazios médio ( $e$ ) de 0,55 e um peso específico da água ( $\gamma_w$ ) de 9,81 kN/m<sup>3</sup> (62,4 pcf) nas relações anteriores, aproximando-se, obtêm-se:

- Peso unitário de solo saturado típico ( $\gamma_{sat}$ )  $\approx$  131 pcf (20,5 kN/m<sup>3</sup>);
- Peso unitário de solo seco típico ( $\gamma_s$ )  $\approx$  109 pcf (17 kN/m<sup>3</sup>);
- Peso unitário submerso ( $\gamma_{sub}$ )  $\approx$  68 pcf (11 kN/m<sup>3</sup>);

Solos granulares, em função do tipo e do grau de compactação (Proctor Normal) têm os seguintes pesos unitários (**Quadro 4.4**):

**QUADRO 4.4 – PESO UNITÁRIO DE SOLO EM FUNÇÃO DO TIPO E GRAU DE COMPACTAÇÃO**

Tipo de Solo (USCS)	Grupo de Solo (HRB ou AASHTO)	SC*	Compactação Proctor Normal		
			85%	90%	95%
			lb/ft <sup>3</sup> - kN/m <sup>3</sup>	lb/ft <sup>3</sup> - kN/m <sup>3</sup>	lb/ft <sup>3</sup> - kN/m <sup>3</sup>
Solos granulares, grossos, limpos: GW, GP, SW, SP, ou qualquer solo com um ou mais destes símbolos com 12 % ou menos passando na peneira 200	Solos A1, A3	1	130 - 20	135 - 21	140 - 22
Solos granulares, grossos, com finos: GM, GC, SM, SC, ou qualquer solo com um ou mais destes símbolos com mais de 12 % de finos. Solos granulares finos, arenoso ou pedregulhoso: CL, ML, (ou CL-ML, CL/ML, ML/CL) com mais do que 25 % retido na peneira 200	Solos A-2-4, A-2-5, A-2-6, ou A-4, ou A-6 com mais de 25% retido na peneira 200	2	110 - 17	115 - 18	120 - 19
Solos granulares finos: CL, ML, (ou CL-ML, CL/ML, ML/CL) com 25% ou menos retido na peneira 200	Solos A-2-7, ou A-4 ou A-6 com 25% ou menos retido na peneira 200	3	100 - 16	105 - 16,5	110 - 17

\*SC: categoria de rigidez do solo

#### 4.1.3 ÂNGULO DE ATRITO

Ângulo de atrito ( $\phi$ ) é, aproximadamente, o ângulo do plano mais íngreme de um amontoado de solo não coesivo, onde suas partículas ainda ficam em repouso. É um parâmetro importante porque afeta a resistência do solo.

Dentre os fatores que influem no valor do ângulo de atrito ( $\phi$ ), destacam-se a densidade relativa (compacidade), a forma das partículas e a granulometria.

Existem vários métodos para obter ou determinar o ângulo de atrito de um solo granular. Entretanto, ensaios de laboratório, como de cisalhamento direto e de compressão triaxial, permitem obter tal parâmetro com boa precisão.

Para análises, em nível de projeto básico, ângulos de atritos podem ser estimados a partir do tipo de solo, estado que se apresenta (seco ou saturado), em função da densidade relativa ou grau de compactação Proctor Normal. O **Quadro 4.5** apresenta valores de ângulos de atritos de materiais granulares em função do tipo de solo e grau de compactação Proctor Normal, extraídos e ajustados da Figura 13 do Design Manual Welded Steel Pipe do American Iron and Steel Institute, Edição de 2007. São valores conservadores (limites inferiores), mas compatíveis com o objeto deste documento que é o de promover análises estruturais básicas de tubulações flexíveis de aço, no presente capítulo, enterradas.

#### QUADRO 4.5 – ÂNGULO DE ATRITO TÍPICO DE SOLO GRANULAR EM FUNÇÃO DO TIPO E GRAU DE COMPACTAÇÃO

Tipo de Solo	SC	Ângulo de Atrito ( $\phi$ )*					
		Grau de Compactação Proctor Normal					
		Solo Saturado			Solo Seco		
		85%	90%	95%	85%	90%	95%
Solos granulares, grossos, limpos: GW, GP, SW, SP, ou qualquer solo com um ou mais destes símbolos com 12 % ou menos passando na peneira 200	1	34	36	37	39	41	42
Solos granulares, grossos, com finos: GM, GC, SM, SC, ou qualquer solo com um ou mais destes símbolos com mais de 12 % de finos. Solos granulares finos, arenoso ou pedregulhoso: CL, ML, (ou CL-ML, CL/ML, ML/CL) com mais do que 25 % retido na peneira 200	2	27	29	31	32	34	36
Solos granulares finos: CL, ML, (ou CL-ML, CL/ML, ML/CL) com 25% ou menos retido na peneira 200	3	21	23	25	26	28	30

\* Valores extraídos e ajustados da Figura 13 do Design Manual Welded Steel Pipe do American Iron and Steel Institute, Edição de 2007.

Símbolos do Sistema Unificado de Classificação dos Solos

SC – Classe de Rigidez

#### 4.1.4 COESÃO

A resistência ao cisalhamento do solo é composta pela sua coesão e ângulo de atrito. Contudo, a envoltória do tubo, na sua maioria, é constituída de solos granulares, cuja coesão é desprezível.

Em determinadas situações, como por exemplo, em vala muito estreita, aonde não se pode assegurar a confecção de uma envoltória com solo granular uniformemente preenchido e compactado, tem-se utilizado

para sua confecção o preenchimento com uma mistura do solo-cimento e bastante água, formando uma lama que preenche facilmente os vazios sob o tubo. Neste caso, a coesão resultante desta mistura, como uma cola, aumenta a resistência ao cisalhamento da envoltória.

#### 4.1.5 CISALHAMENTO

Cisalhamento é um fenômeno de ruptura dos solos. A propriedade dos solos de suportar cargas e conservar sua estabilidade depende da resistência ao cisalhamento do solo. Toda massa de solo se rompe quando esta resistência é excedida.

A resistência ao cisalhamento do solo é definida como a tensão de cisalhamento no plano máximo que o solo pode suportar sem sofrer ruptura. A equação da tensão de cisalhamento, chamada de equação de Coulomb modificada, é:

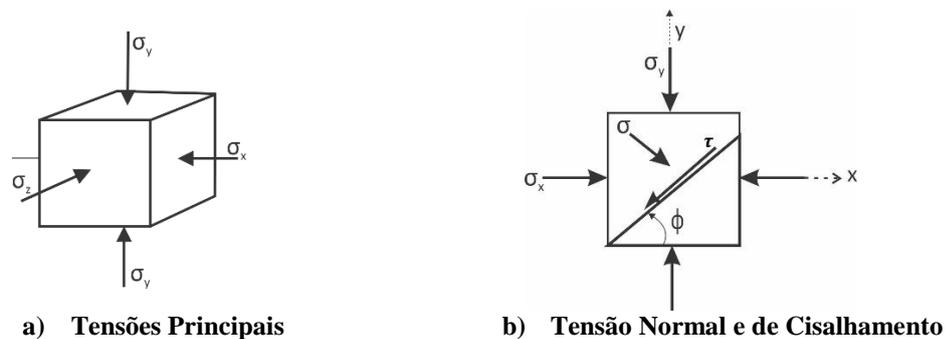
$$\tau = C + (\sigma - \mu)\tan\phi, \text{ onde:}$$

- $\tau$  = tensão de cisalhamento, psi (kPa);
- $C$  = coesão, psi (kPa);
- $\sigma$  = pressão normal ao plano de cisalhamento, psi (kPa);
- $\mu$  = pressão neutra, psi (kPa);
- $\phi$  = ângulo de atrito

Para solos granulares, como os utilizados nas envoltórias, a coesão é desprezível ( $c = 0$ ), então a equação da tensão de cisalhamento passa a ser:

- Solos granulares saturados:  $\tau = (\sigma - \mu)\tan\phi$
- Solos granulares secos ( $\mu = 0$ ):  $\tau = \sigma\tan\phi$

A **Figura 4.4 a)** ilustra as tensões principais atuantes em um cubo infinitesimal de solo. O cubo de solo da envoltória do tubo é comprimido em duas direções, vertical (y) e radial (x), e confinado na direção longitudinal (z). A **Figura 4.4 b)** ilustra o plano de atuação da tensão normal ( $\sigma$ ) e de cisalhamento ( $\tau$ ).



**Figura 4.4 - Tensões Atuantes em Cubo Infinitesimal de Solo**

O solo desliza ou rompe, ou melhor, cisalha, quando a razão entre a tensão principal máxima e a tensão principal mínima excede seu limite. As principais tensões são:

- $\sigma_y$  = tensão máxima principal;
- $\sigma_z$  = tensão principal intermediária;
- $\sigma_x$  = tensão mínima principal;

As tensões no cubo de solo da envoltória do tubo, normalmente, são nas duas direções,  $y$  e  $x$ . Portanto, a situação mais desfavorável é a razão entre a máxima e a mínima tensão principal,  $\sigma_y/\sigma_x$ , na qual o solo desliza. Assim a resistência do solo é:

$$k = \sigma_y/\sigma_x$$

Na análise do estado de tensões no plano de ruptura, utilizando o círculo de Mohr, **Figura 4.5**, obtêm-se as seguintes relações para materiais granulares, que são muito úteis na análise estrutural de tubulações enterradas:

- Ângulo do plano de ruptura ( $\alpha$ ) em função do ângulo de atrito ( $\phi$ )

$$2\alpha = 90^\circ + \phi \rightarrow \alpha = 45 + \phi/2 \quad \text{Eq. 4.1}$$

- Relação entre as tensões principais, máxima para mínima ( $k_p$ )

$$\text{Sen}\phi = \frac{CD}{AD}, \quad CD = \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{2}, \quad AD = \sigma_{min} + \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{2} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2}$$

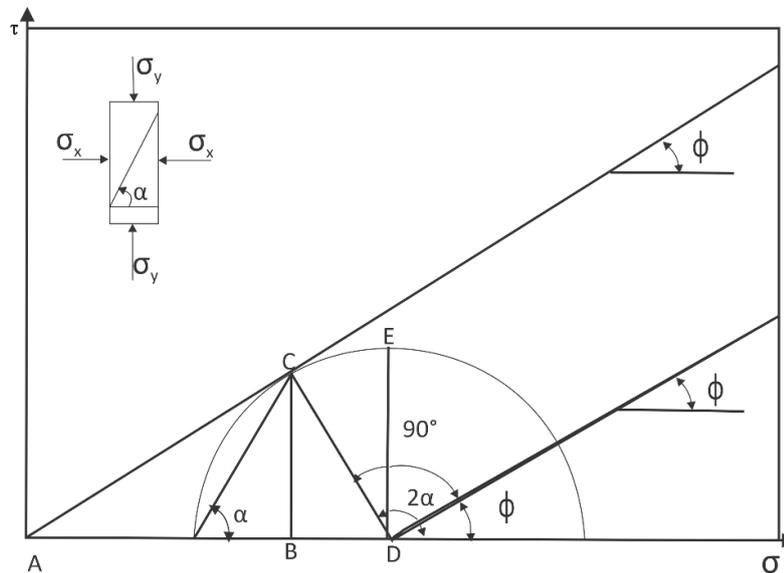
$$\text{sen}\phi = \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$

$$1 + \text{sen}\phi = 1 + \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} = \frac{2\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$

$$1 - \text{sen}\phi = 1 - \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} = \frac{2\sigma_{min}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$

$$k_p = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min}} \quad \text{Eq. 4.2}$$

$k_p$  é o coeficiente de resistência passiva do solo



**Figura 4.5 – Estado de Tensões Círculo de Mohr**

#### 4.1.6 RESISTÊNCIA PASSIVA

É a máxima resistência horizontal de um cubo infinitesimal de solo submetido a uma pressão externa na mesma direção e sentido contrário. Quando a pressão externa ( $P_x$ ) supera a máxima resistência ( $\sigma_x$ ), há rompimento do solo.

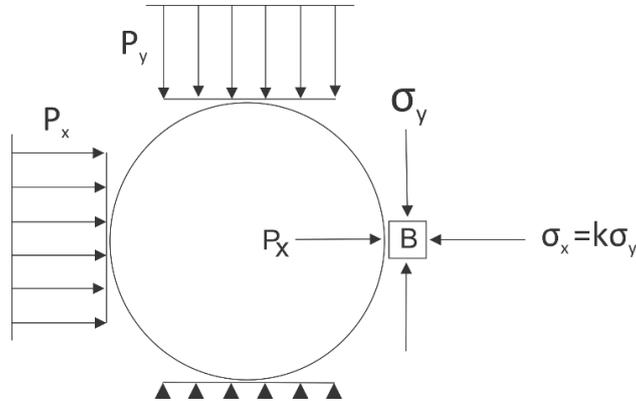


Figura 4.6 – Pressões Ativas (P) e Resistência Passiva -  $\sigma_x$

$$P_x \leq \sigma_x$$

$$P_x \leq k_p \sigma_y,$$

Sendo  $k_p$  determinado pela Equação 4.2.

#### 4.1.7 COMPRESSÃO VERTICAL

Compressão é o processo pelo qual uma massa de solo, sob a ação de cargas, varia de volume, ou seja, “deforma”.

A compressão é determinada em laboratório, em teste de tensão – deformação, realizado em amostra de solo confinada, conforme ilustrado na **Figura 4.7**. A deformação vertical é função da tensão vertical, tipo do solo e grau de compactação. A compressão do solo (deformação) é inversamente proporcional à rigidez do solo. Se o solo fosse elástico, a rigidez seria:

$$E' = \frac{\sigma}{\epsilon}$$

Onde:  $E'$  = rigidez do solo;  $\sigma$  = tensão no solo e  $\epsilon$  = a deformação resultante.

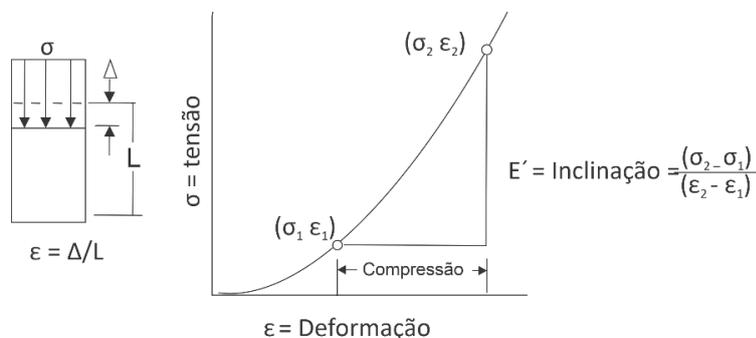


Figura 4.7 – Teste de Compressão Confinada Típico

Se a pressão sobre uma camada de solo descompactada aumenta de  $\sigma_1$  para  $\sigma_2$ , a deformação vertical é  $\varepsilon_2 - \varepsilon_1$ . Como o solo não é elástico, a curva tensão deformação não é linear. A rigidez específica do solo,  $E'$ , é a secante entre o ponto do estado inicial do solo ( $\sigma_1, \varepsilon_1$ ) e o ponto após a aplicação do acréscimo de pressão ( $\sigma_2, \varepsilon_2$ ). Portanto, a rigidez do solo,  $E'$ , não é constante; ela varia com o tipo de solo, grau de compactação e profundidade (altura de cobertura), conforme valores apresentados no **Quadro 4.6** para materiais normalmente utilizados nas envoltórias do tubo.

Numa tubulação flexível de aço enterrada, a excessiva compressão do solo pode provocar deflexões no tubo acima dos limites pré-estabelecidos. Portanto, a envoltória de solo da tubulação não deve exceder os limites de compressão permissíveis.

O teste de compressão confinado é uniaxial (pressão só vertical), enquanto, no cubo infinitesimal da envoltória em contato com o tubo em seu diâmetro horizontal, a compressão é biaxial (pressões vertical e radial). Este fato conduz a uma deformação menor na envoltória do que a determinada no teste de compressão confinado em laboratório. Portanto, o teste de compressão confinado é conservador, uma vez que superestima a deformação.

**QUADRO 4.6 - VALORES DA RIGIDEZ DO SOLO EM FUNÇÃO DOS MATERIAIS DA ENVOLTÓRIA, RECOBRIMENTO E GRAU DE COMPACTAÇÃO (psi - kPa)**

Categoria da Rigidez do Solo	Tipo do Solo (SUCS)	Grupo de Solo (HRB ou AASHTO)	Recobrimento		Compactação Proctor Normal					
			(ft)	(m)	85%		90%		95%	
					psi	kPa	psi	kPa	psi	kPa
SC1	Solos granulares, grossos, limpos: GW, GP, SW, SP, ou qualquer solo com um ou mais destes símbolos com 12 % ou menos passando na peneira 200	Solos A1, A3	2 - 5	0,6 - 1,5	700	4.827	1.000	6.895	1.600	11.032
			5 - 10	1,5 - 3,0	1.000	6.895	1.500	10.343	2.200	15.169
			10 - 15	3,0 - 4,5	1.050	7.240	1.600	11.032	2.400	16.548
SC2	Solos granulares, grossos, com finos: GM, GC, SM, SC, ou qualquer solo com um ou mais destes símbolos com mais de 12 % de finos. Solos granulares finos, arenoso ou pedregulhoso: CL, ML (ou CL-ML, CI/ML, MI/CL) com mais do que 25 % retido na peneira 200	Solos A-2-4, A-2-5, A-2-6, ou A-4, ou A-6 com mais de 25% retido na peneira 200	2 - 5	0,6 - 1,5	600	4.137	1.000	6.895	1.200	8.274
			5 - 10	1,5 - 3,0	900	6.206	1.400	9.653	1.800	12.411
			10 - 15	3,0 - 4,5	1.000	6.895	1.500	10.343	2.100	14.480
SC3*	Solos granulares finos: CL, ML (ou CL-ML, CI/ML, MI/CL) com 25% ou menos retido na peneira 200	Solos A-2-7, ou A-4 ou A-6 com 25% ou menos retido na peneira 200	2 - 5	0,6 - 1,5	500	3.448	700	4.827	1.000	6.895
			5 - 10	1,5 - 3,0	600	4.137	1.000	6.895	1.400	9.653
			10 - 15	3,0 - 4,5	700	4.827	1.200	8.274	1.600	11.032
			> 15	> 4,5	800	5.516	1.300	8.964	1.800	12.411

Fonte: Derivada da Tabela 5-3 do Manual M11 da AWWA, Quinta Edição

SUCS - Sistema Unificado de Classificação dos Solos

HRB - Highway Research Board

AASHTO - American Association State Highway Officials

\* O solo SC3, quando usado para envoltória de tubulações com diâmetro maior que 60 polegadas (1.500 mm), pode requerer valores para materiais passando na peneira 200 e limite de liquidez, mais restrinidos.

## 4.2 CARGAS EXTERNAS SOBRE A TUBULAÇÃO

As cargas externas, convertidas em pressões sobre as tubulações, são oriundas, basicamente, de dois tipos de cargas: Permanente ou Morta ( $P_d$ ) e Móvel ou Viva ( $P_l$ ).

A pressão total ( $\sigma$ ) é:  $P = P_d + P_l$

A **Figura 4.8** ilustra a atuação dessas cargas e a **Figura 4.9**, as respectivas participações em função do recobrimento.

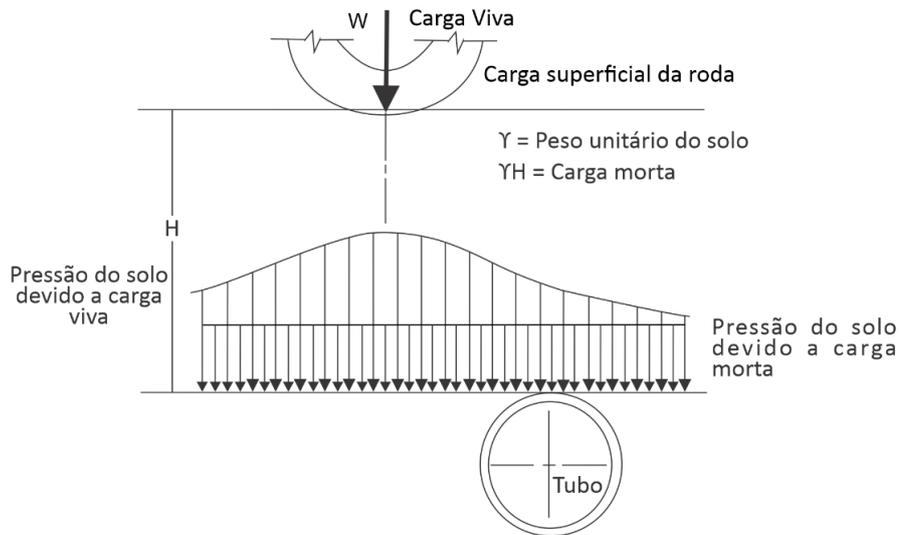


Figura 4.8 – Diagrama das Tensões Verticais Geradas por Carregamento Morto e Vivo

O valor da carga de pressão sobre o tubo depende do recobrimento. Para recobrimentos pequenos, a pressão sobre o tubo decorrente da carga móvel supera a decorrente da carga morta e vice-versa. Analisando a **Figura 4.9**, pode-se depreender:

- Considerando-se os dois tipos de carga, a pressão do solo sobre o tubo é mínima com recobrimento no entorno de 1,70 m;
- Para recobrimento menor que 1,30 m, a pressão decorrente da carga móvel supera a decorrente da carga morta;
- Para recobrimento maior que 1,30 m, a pressão decorrente da carga móvel fica aquém da decorrente da carga morta; e
- Para recobrimentos superiores a 3,0 m, a pressão do solo decorrente da carga móvel pode ser considerada desprezível.

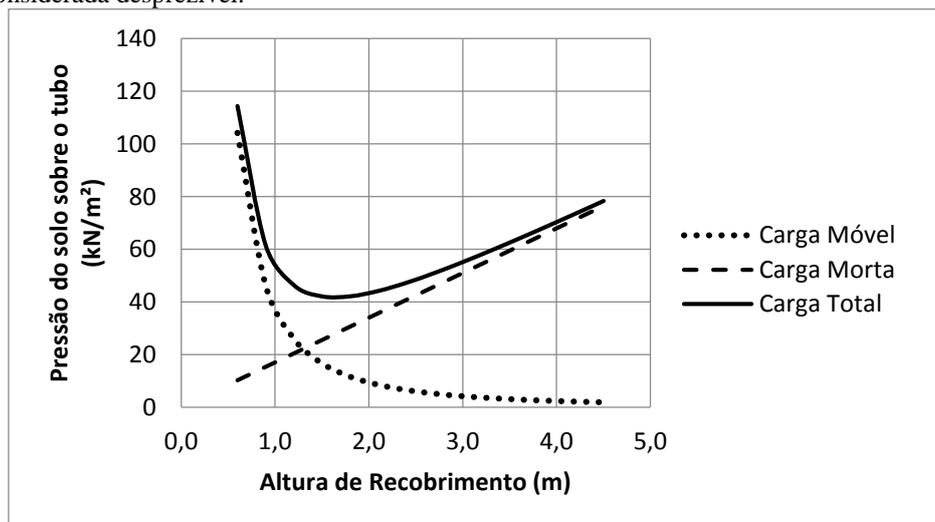
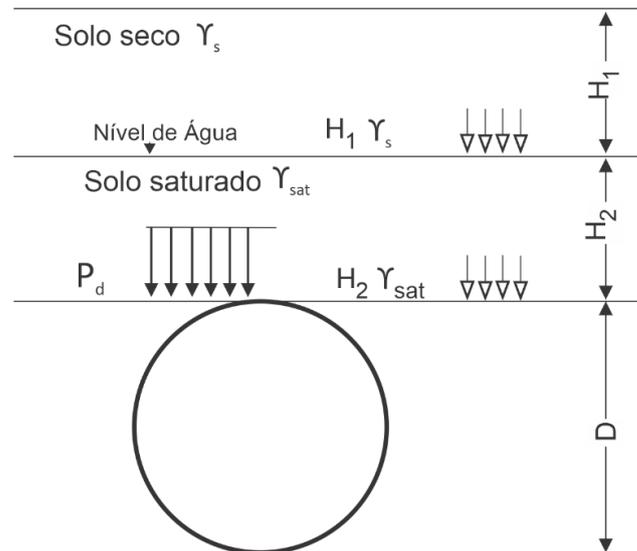


Figura 4.9 – Pressões do Solo sobre o Tubo, Considerando-se o Veículo TB-450 da ABNT e um Solo Seco Típico com Peso Específico de 17 kN/m<sup>3</sup>.

#### 4.2.1 CARGA PERMANENTE OU MORTA

A carga permanente ou morta ( $P_d$ ) corresponde ao peso do solo e/ou peso da água sobre o tubo e as correspondentes pressões são obtidas multiplicando-se os pesos unitários pelas respectivas alturas, conforme ilustrado na **Figura 4.10**.



**Figura 4.10 – Carga Permanente ou Morta**

$$P_d = \sigma = \gamma_s H_1 + \gamma_{sat} H_2 = \sum \gamma H$$

Abaixo da água, a pressão efetiva ( $\bar{\sigma}$ ) é igual à pressão total ( $\sigma$  ou  $P_d$ ) reduzida da pressão neutra ( $\mu$ ), devido ao empuxo do peso da água deslocado pelo solo.

$$\bar{\sigma} = \sigma - \mu$$

**Exemplo 4.1** – Encontre a pressão no topo do tubo se a altura de cobertura é 3,00 m (10ft) e o nível de água sobre o tubo é de 0,90 m (3ft) acima do tubo. Os pesos unitários do solo são: 17 kN/m<sup>3</sup> (110 pcf) para solo seco e 20 kN/m<sup>3</sup> (130 pcf) para solo saturado, ou seja; acima e abaixo do nível de água, respectivamente. Peso específico da água ( $\gamma_w$ ) de 9,81 kN/m<sup>3</sup> (62,4 pcf).

- Pressão total no topo do tubo ( $\sigma$  ou  $P_d$ )

$$\begin{aligned} \sigma &= \sum \gamma H = 20 \times 0,90 + 17 \times 2,10 = 53,7 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma &= \sum \gamma H = 130 \times 3 + 110 \times 7 = 1160 \text{ pcf} = 8,05 \text{ psi} \end{aligned}$$

- Pressão neutra,  $\mu$

$$\begin{aligned} \mu &= \gamma_w H_2 \\ \mu &= 9,81 \times 0,90 = 8,83 \text{ kN/m}^2 \\ \mu &= 62,4 \times 3 = 187,2 \text{ pcf} = 1,3 \text{ psi} \end{aligned}$$

- Pressão efetiva no topo do tubo,  $\bar{\sigma}$

$$\begin{aligned} \bar{\sigma} &= \sigma - \mu \\ \bar{\sigma} &= 53,7 - 8,83 = 44,87 \text{ kN/m}^2 \\ \bar{\sigma} &= 8,05 - 1,30 = 6,75 \text{ psi} \end{aligned}$$

A pressão vertical total é usada para calcular a tensão de compressão do anel de um tubo vazio. A pressão efetiva é usada para calcular a compressão vertical da envoltória do solo (deformação).

#### 4.2.2 CARGA MÓVEL OU VIVA

As cargas móveis ou vivas sobre os tubos correspondem às cargas de superfície de veículos ou de equipamentos durante a operação de construção.

Há vários tipos de cargas móveis, mas, as mais gerais são aquelas usadas em projeto de rodovias e ferrovias. Aqui serão tratadas cargas oriundas de rodovias, uma vez que as de ferrovias, além de serem raras no Brasil, as passagens de tubulações sob as mesmas são protegidas por tubos camisas.

As cargas sobre tubulações oriundas de rodovias devem ser determinadas em função do tipo de pavimento: rígido ou flexível. Pavimento rígido é constituído de concreto armado e pavimento flexível inclui revestimento asfáltico, revestimento primário (cascalho) e de terra nua.

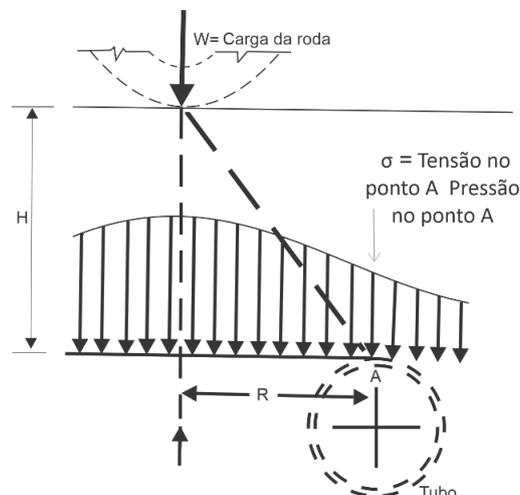
Os pavimentos rígidos, considerando-se o mesmo veículo típico e igual recobrimento, transmitem cargas menores à tubulação. Portanto, serão consideradas apenas, cargas transmitidas por pavimentos flexíveis.

Às cargas estáticas recomenda-se a aplicação de um fator de impacto para levar em consideração o efeito dinâmico da carga. O fator de impacto decresce com a profundidade e são mais importantes em baixos recobrimentos da tubulação. O fator de impacto também varia com o tipo de pavimento. O Bureau of Reclamation Technical Service Center do Departamento do Interior dos Estados Unidos adota em seu Method for Prediction of Flexible pipe Deflection (M-25 Third Edition) de fevereiro de 2019, os seguintes coeficientes de impactos em função da profundidade do topo da tubulação (H) para pavimentos flexíveis:

Profundidade (H)	Fator de impacto ( $f_i$ )
2 ft ( 0,30 m) $\leq$ H < 3 ft (0,90 m)	1,50
3 ft ( 0,90 m) $\leq$ H < 4 ft (1,20 m)	1,40
4 ft ( 1,20 m) $\leq$ H < 5 ft (1,50 m)	1,30
5 ft ( 0,30 m) $\leq$ H < 6 ft (1,80 m)	1,20
6 ft ( 0,30 m) $\leq$ H < 7 ft (2,10 m)	1,10
H $\geq$ 7 ft ( 2,10 m)	1,00

As cargas móveis provenientes de veículos podem ser determinadas pela Solução de Boussinesq ou Solução de Newmark ou Método do Tronco de Pirâmide.

A solução de Boussinesq assume que as cargas na superfície são concentradas (W) e aplicadas a uma dada distância (R), transmitidas à tubulação de forma uniforme ( $P_1$ ) a uma dada profundidade (H), conforme ilustrada na **Figura 4.11**.



**Figura 4.11 – Diagrama das Tensões Verticais Geradas por Carregamento Móvel – Solução Boussinesq**

O valor da carga uniforme ( $P_l$ ) é dado pela expressão:

$$P_l = \frac{3W}{2\pi H^2 \left[ 1 + \left( \frac{R}{H} \right)^2 \right]^{2,5}}$$

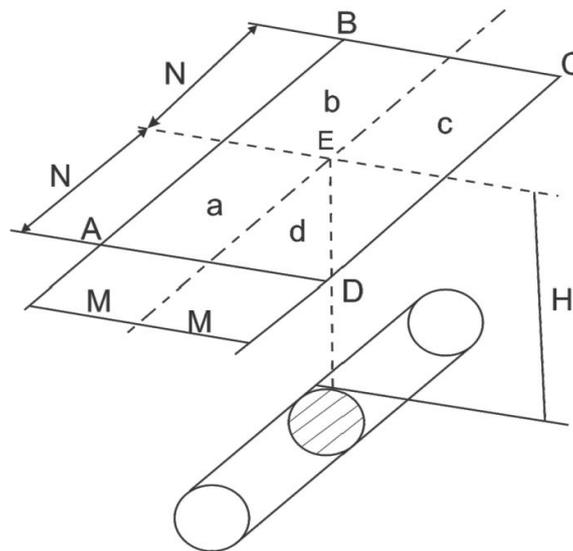
Onde:

- $P_l$  = carga uniforme sobre a tubulação, por unidade de comprimento em lb/ft (kN/m);
- $W$  = carga concentrada aplicada na superfície em lb (kN);
- $H$  = altura de solo, a partir da geratriz superior da tubulação em ft (m);
- $R$  = distância horizontal entre o ponto de aplicação da carga concentrada e o centro geométrico do tubo.

$P_l$  diminui quando aumenta  $H$  e/ou  $R$ , ou seja; quando aumenta o recobrimento do tubo e/ou o afastamento do veículo do tubo. Para um mesmo recobrimento, a carga é máxima quando a roda do veículo está sobre o eixo vertical do tubo, ou seja;  $R = 0$ , resultando na seguinte expressão:

$$P_l = 0,477 W/H^2, \text{ ou, aproximadamente: } P_l = W/2H^2 \quad (\text{Eq. 4.3})$$

A solução Newmark considera o carregamento superficial uniformemente distribuído numa área retangular e determina as tensões num ponto abaixo da vertical passando pela aresta da área retangular. Verifica-se que a solução é a mesma para situações em que as relações entre os lados da área retangular e a profundidade são as mesmas.



**Figura 4.12 – Distribuição da Carga Sobre o Tubo – Solução Newmark**

Assim, conforme ilustrado na **Figura 4.12**, o ponto de pressão sobre o tubo é encontrado dividindo a área de contato da roda (ABCD) em quatro subáreas (a, b, c e d), bases de quatro pirâmides que tem uma aresta comum, ligando o ponto E na subárea e o ponto sobre o tubo. A pressão da carga móvel na superfície é determinada quando a carga móvel está dividida nas quatro subáreas. A pressão de cada subárea em determinada altura é calculada pela multiplicação do coeficiente de influência,  $I$ , pela pressão superficial da carga móvel:

$$P_a = P_b = P_c = P_d = I P_s$$

A pressão sobre o tubo ( $P$ ) será a soma resultante das pressões de cada subárea:

$$P = 4 I P_s \quad (\text{Eq. 4.4}),$$

onde  $P_s$  é a pressão superficial, obtida dividindo-se a carga  $W$  pela área de contato da roda. O coeficiente de influência,  $I$ , é definido a partir dos parâmetros  $m$  e  $n$ , obtidos a partir das seguintes relações:  $m = M/H$  e  $n = N/H$ , sendo  $M$ ,  $N$  e  $H$  as dimensões ilustradas na **Figura 4.12**. Pode ser obtido a partir de interpolações dos elementos constantes no **Quadro 4.7 – Coeficiente de influência de Newmark** ou pela equação ali indicada.

Não é recomendável a utilização da equação de Boussinesq para determinação das pressões de terra sobre os tubos decorrentes de cargas móveis, quando as profundidades dos topos da tubulação são inferiores a 0,60 m (2 ft), uma vez que resultam em valores de cargas muito exagerados. Por outro lado, é vetado o tráfego de veículos sobre tubulações com recobrimento menor que 0,60 m (2 ft). O recobrimento mínimo recomendado em locais de tráfego pesado é de 0,90 m (3 ft).

Na necessidade eventual de cálculo da pressão do solo, decorrente de carga móvel, sobre tubulação com recobrimento inferior a 0,60 m, recomenda-se a solução de Newmark ou o método do Tronco de Pirâmide, cuja aplicação é mais simples do que a primeira. A adoção dessa metodologia para essas profundidades e a equação de Boussinesq para profundidades superiores, torna o processo mais simples e racional, sem prejuízo dos resultados.

**QUADRO 4.7 - COEFICIENTE DE INFLUÊNCIA DE NEWMARK**

m ou n	m ou n																	
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,5	2,0	2,5	3,0	5,0	10,0	∞
0,1	0,005	0,009	0,013	0,017	0,020	0,022	0,024	0,026	0,027	0,028	0,029	0,030	0,031	0,031	0,031	0,032	0,032	0,032
0,2	0,009	0,018	0,026	0,033	0,039	0,043	0,047	0,050	0,053	0,055	0,057	0,059	0,061	0,062	0,062	0,062	0,062	0,062
0,3	0,013	0,026	0,037	0,047	0,056	0,063	0,069	0,073	0,077	0,079	0,083	0,086	0,089	0,089	0,090	0,090	0,090	0,090
0,4	0,017	0,033	0,047	0,060	0,071	0,080	0,087	0,093	0,098	0,101	0,106	0,110	0,113	0,114	0,115	0,115	0,115	0,115
0,5	0,020	0,039	0,056	0,071	0,084	0,095	0,103	0,110	0,116	0,120	0,126	0,131	0,135	0,136	0,137	0,137	0,137	0,137
0,6	0,022	0,043	0,063	0,080	0,095	0,107	0,117	0,125	0,131	0,136	0,143	0,149	0,153	0,155	0,155	0,156	0,156	0,156
0,7	0,024	0,047	0,069	0,087	0,103	0,117	0,128	0,137	0,144	0,149	0,157	0,164	0,169	0,170	0,171	0,172	0,172	0,172
0,8	0,026	0,050	0,073	0,093	0,110	0,125	0,137	0,146	0,154	0,160	0,168	0,176	0,181	0,183	0,184	0,185	0,185	0,185
0,9	0,027	0,053	0,077	0,098	0,116	0,131	0,144	0,154	0,162	0,168	0,178	0,186	0,192	0,194	0,195	0,196	0,196	0,196
1,0	0,028	0,055	0,079	0,101	0,120	0,136	0,149	0,160	0,168	0,175	0,185	0,194	0,200	0,202	0,203	0,204	0,205	0,205
1,2	0,029	0,057	0,083	0,106	0,126	0,143	0,157	0,168	0,178	0,185	0,196	0,205	0,212	0,215	0,216	0,217	0,218	0,218
1,5	0,030	0,059	0,086	0,110	0,131	0,149	0,164	0,176	0,186	0,194	0,205	0,216	0,224	0,227	0,228	0,230	0,230	0,230
2,0	0,031	0,061	0,089	0,113	0,135	0,153	0,169	0,181	0,192	0,200	0,212	0,224	0,232	0,236	0,238	0,240	0,240	0,240
2,5	0,031	0,062	0,089	0,114	0,136	0,155	0,170	0,183	0,194	0,202	0,215	0,227	0,236	0,240	0,242	0,244	0,244	0,244
3,0	0,031	0,062	0,090	0,115	0,137	0,155	0,171	0,184	0,195	0,203	0,216	0,228	0,238	0,242	0,244	0,246	0,247	0,247
5,0	0,032	0,062	0,090	0,115	0,137	0,156	0,172	0,185	0,196	0,204	0,217	0,230	0,240	0,244	0,246	0,249	0,249	0,249
10,0	0,032	0,062	0,090	0,115	0,137	0,156	0,172	0,185	0,196	0,205	0,218	0,230	0,240	0,244	0,247	0,249	0,250	0,250
∞	0,032	0,062	0,090	0,115	0,137	0,156	0,172	0,185	0,196	0,205	0,218	0,230	0,240	0,244	0,247	0,249	0,250	0,250

Fonte: Newmark 1935

$$I = \frac{1}{4\pi} \left( \frac{2mn(m^2 + n^2 + 1)^{0,5}(m^2 + n^2 + 2)}{(m^2 + n^2 + 1 + m^2n^2)(m^2 + n^2 + 1)} + \tan^{-1} \left[ \frac{2mn(m^2 + n^2 + 1)^{0,5}}{(m^2 + n^2 + 1 - m^2n^2)} \right] + \pi \left[ \frac{(m^2 + n^2 + 1 - m^2n^2) - ABS(m^2 + n^2 + 1 - m^2n^2)}{2(m^2 + n^2 + 1 - m^2n^2)} \right] \right)$$

Nota: O terceiro termo da equação foi introduzido, considerando que valores altos de m e n poderão tornar o denominador do segundo termo negativo. Neste caso, o ângulo cuja tangente está sendo indicada deve estar no intervalo entre  $\pi/2$  e  $\pi$  ( $2^\circ$  quadrante), em vez do intervalo entre  $-\pi/2$  e  $0$  ( $4^\circ$  quadrante). Com este artifício de cálculo, quando o denominador do segundo termo for positivo, o terceiro termo resulta (zero); quando for negativo, resulta  $(-\pi)$  que somado ao resultante no segundo quadrante  $(-\alpha)$ , resulta  $(-\alpha)$ ,  $4^\circ$  quadrante

O Método do Tronco de Pirâmide considera um modelo de espraio da carga, conforme se apresenta de forma esquemática na **Figura 4.13**. O cálculo através deste método considera que a partir da aplicação da carga sobre uma área retangular localizada na superfície (área de contato de uma roda de veículo tipo com o terreno), ela se espraia com o aumento da profundidade da sua área de influência, segundo o ângulo de ruptura do solo. Assim, para cada roda, com o aumento do recobrimento da tubulação, ocorre uma redução do valor da pressão (carga por área) sobre o tubo, devido à relação entre o valor da carga aplicada na superfície, que permanece constante, e a área de influência projetada no plano horizontal, que aumenta com a profundidade até onde está instalada a tubulação.

A área do plano horizontal aumenta linearmente com a profundidade segundo um determinado ângulo de espraio, igual ao complemento do ângulo do plano de ruptura do solo com o plano principal, ou seja:

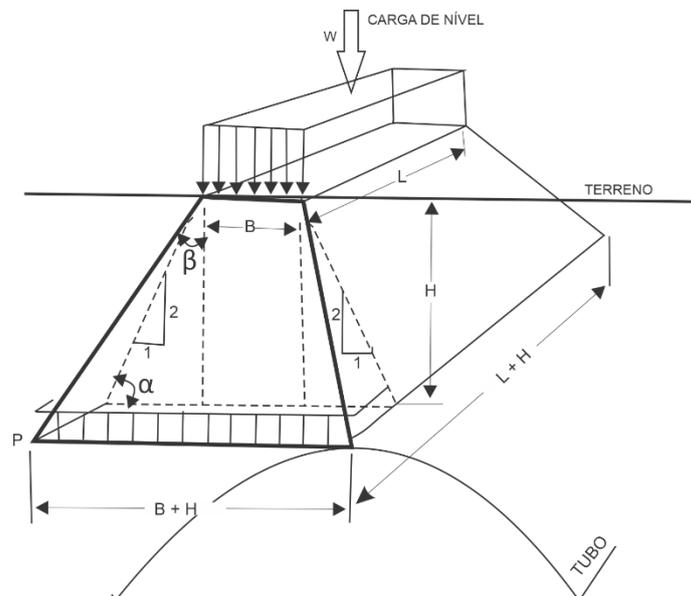
- Ângulo de ruptura do solo:  $\alpha = 45^\circ + \phi/2$ ;
- Complemento:  $\beta = 90^\circ - \alpha = 45 - \phi/2$

Assim, a pressão do solo no topo do tubo ( $P$ ), decorrente da carga móvel ( $W$ ), pode ser expressa pela expressão:

$$P = \frac{W}{(B + 2H \tan \beta)(L + 2H \tan \beta)}$$

Admitindo-se um ângulo de atrito de um solo granular e compactado, típico de recobrimento,  $\phi = 37^\circ$ , resulta  $\beta = 26,5^\circ$  e  $\tan \beta = 0,5$  (correspondente a um talude do tronco de pirâmide de 1H:2V). Assim, a pressão do solo no topo do tubo ( $P$ ), decorrente da carga móvel ( $W$ ), passa a ser expressa da seguinte forma:

$$P = \frac{W}{(B+H)(L+H)} \quad (\text{Eq. 4.5})$$



**Figura 4.13 – Esquema de Espraio de Cargas**

A Norma Brasileira ABNT NBR 7188 – Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e outras Estruturas, de 2013, define para carga móvel rodoviária padrão TB-450, um veículo tipo

de 450 kN com seis rodas de 75 kN, três eixos de cargas afastados entre si de 1,5 m e área de contato da roda (dois pneus) de 0,20 x 0,50 m.

A NBR 7188 define ainda que, para obras em estradas vicinais municipais de uma faixa e obras particulares, a critério da autoridade competente, a carga móvel rodoviária é no mínimo igual ao tipo TB-240, que é definido por um veículo tipo de 240 kN, com seis rodas de 40 kN, com três eixos de carga afastados entre si em 1,5 m e mesmo padrão de roda. Este veículo poderá ser utilizado em dimensionamento de tubulações em regiões rurais com trechos de travessias de rodovias, protegidas com tubos camisas ou “tunnel liner”. Aliás, esta já é uma exigência das concessionárias das rodovias.

O veículo tipo HS-20 definido pela AASHTO – American Association of State Highway Transportation Officials, cuja carga por roda é de 16.000 libras força e área de contato da roda (dois pneus) de 8 x 20 polegadas é, normalmente, utilizado em dimensionamento nos USA. O veículo tipo, TB-450, definido pela ABNT é equivalente a esse veículo.

Durante as operações de construção, muitas vezes é necessário que equipamentos de construção pesada passem sobre uma tubulação. No entanto, só é permitido que o equipamento transite sobre tubulação após a colocação de um reaterro, cuja altura mínima aceitável é de 0,90 m. Além disso, são exigidas sinalizações educativas e de advertências para minimizarem os impactos das travessias desses equipamentos sobre as tubulações. Entretanto, a tubulação deve ser verificada para esta condição, admitida como carga de construção, com as cargas reais de veículos fora de estrada (off road) e de máquinas pesadas.

O **Quadro 4.8 – Pressões do Solo sobre o Tubo, Decorrente de Carga Móvel, em Função do Recobrimento**, apresenta os resultados, para o veículo tipo HS-20, considerando-se as três metodologias, anteriormente descritas. Verifica-se que é racional adotar o Método do Tronco de Pirâmide para profundidades abaixo de 0,60m e a equação de Boussinesq para profundidades iguais ou superiores.

O **Quadro 4.9** apresenta pressões sobre o tubo provocada pelo veículo tipo TB-450, corroborando com a assertiva de que este veículo é equivalente ao HS-20.

**QUADRO 4.8 - PRESSÕES DO SOLO SOBRE O TUBO, DECORRENTE DE CARGA MÓVEL, EM FUNÇÃO DO RECOBRIMENTO**

Altura de Recobrimento (H)	Fator de Impacto $f_i$	Pressão do Solo sobre o Tubo (P) Decorrente da Carga Móvel									
		Expressão de Boussinesq		Solução de Newmark				Degradação Linear			
		lb/ft <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	M/H	N/H	I	lb/ft <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	lb/ft <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	
1	0,30	1,60	12.800	633	0,29	0,92	0,0749	7172	344	5.707	278
2	0,60	1,50	3.000	148	0,15	0,46	0,0277	2487	119	2.424	118
3	0,90	1,40	1.244	62	0,10	0,31	0,0136	1139	55	1.293	63
4	1,20	1,30	650	32	0,07	0,23	0,0073	568	27	778	38
5	1,50	1,20	384	19	0,06	0,18	0,0050	359	17	503	25
6	1,80	1,10	244	12	0,05	0,15	0,0035	230	11	341	17
7	2,10	1,00	163	8	0,04	0,13	0,0024	144	7	239	12
8	2,40	1,00	125	6	0,04	0,11	0,0021	126	6	190	9

Veículo								
Tipo	carga/roda		larg. roda (B)		comp. roda (L)		pressão/roda	
AASHTO	lb	kN	in	m	in	m	lb/ft <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
HS-20	16.000	71,2	7	0,18	22	0,56	14.961	717

I - Coeficiente de Influência de Newmark

**QUADRO 4.9 - PRESSÕES SOBRE O TUBO PROVOCADA POR VEÍCULO TIPO TB – 450**

Altura de Cobertura (H)		Fator de Impacto $f_i$	Pressão do Solo sobre o Tubo (P)		Método de Cálculo
(ft)	(m)		lb/ft <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	
1	0,30	1,60	6.167	300	Tronco de Pirâmide
2	0,60	1,50	3.160	156	Equação de Boussinesq
3	0,90	1,40	1.311	65	
4	1,20	1,30	685	34	
5	1,50	1,20	404	20	
6	1,80	1,10	257	13	
7	2,10	1,00	172	9	
8	2,40	1,00	132	7	

Veículo							
Tipo		carga/roda		larg. roda (B)		comp. roda (L)	
ABNT	NBR	lb	kN	in	m	in	m
7188	TB - 450	16.854	75	8	0,20	20	0,50

### 4.3 DEFLEXÃO DA TUBULAÇÃO ENTERRADA

Uma tubulação enterrada submetida à carga do solo e de superfície (carga móvel) tende a defletir a sua seção transversal, inicialmente circular, para a forma de elipse com decréscimo ( $\Delta_y$ ) do diâmetro vertical, aproximadamente igual ao acréscimo ( $\Delta_x$ ) do diâmetro horizontal.

O aumento do diâmetro horizontal da seção transversal do tubo desenvolve pressões laterais passivas no solo, o que aumenta a capacidade de suporte do anel do tubo. O decréscimo do diâmetro vertical, por outro lado, alivia a carga sobre o anel, decorrente do efeito da ação de arco do solo acima do tubo.

Um tubo de aço tem seu anel estável até uma deformação decorrente de uma deflexão elíptica de cerca de 20%. No entanto, apesar de alguma deflexão ser benéfica para suporte da carga pelo tubo, elas são limitadas, não por impactar as propriedades estruturais do tubo, mas para assegurar as propriedades protetivas dos revestimentos. Estes limites, conforme **Manual M11 da AWWA**, quinta edição, são os seguintes:

- 5% do diâmetro externo para revestimentos flexíveis, interno e externo, tais como: epóxi líquido, poliuretano, fitas externas e similares;
- 3% do diâmetro externo para revestimento interno com argamassa de cimento e revestimento externo flexível; e
- 2% do diâmetro externo para revestimento externo com argamassa de cimento.

Portanto, a limitação da deflexão do anel do tubo é importante.

Testes realizados confirmam que a deflexão do anel de um tubo flexível enterrado ( $d = \Delta/D$ ) é aproximadamente igual e nunca maior do que a deformação vertical do solo ( $\varepsilon = \Delta/L$ ), provocada pela compressão.

A equação básica da deflexão é:

$$\text{deflexão } (d) = \frac{\text{carga}}{\text{rigidez do tubo} + \text{rigidez do solo}}$$

Quanto maior o valor do denominador menor é a deflexão. Nos casos de tubulações com revestimentos flexíveis, a contribuição da rigidez do tubo é insignificante, podendo ser desconsiderada. Nos casos de tubulações com revestimentos com argamassa de cimento a contribuição é maior e deve ser considerada, conforme **Apêndice A**.

A parte da pressão vertical suportada pela rigidez do anel pode ser calculada pelo teorema de Castigliano:

$$P_o = \frac{Ed}{m^3}$$

Onde:

- $P_o$  = pressão máxima suportada pela rigidez do tubo
- $m = r/t$ ;
- $E$  = módulo de elasticidade do aço
- $r$  = raio do cilindro de aço =  $D/2$
- $D$  = diâmetro do cilindro de aço
- $t$  = espessura da parede do cilindro de aço
- $I$  = momento de inercia do cilindro do tubo =  $t^3/12$

Substituindo na equação acima,  $m$  por  $r/t$ ,  $r$  por  $D/2$  e  $t$  por  $(12 I)^{1/3}$ , tem-se:

$$P_o = Ed/(r/t)^3 = Ed/D^3/8/12I = 96(E I/D^3)d \quad (\text{Eq. 4.6})$$

Os exemplos a seguir ilustram a determinação da deflexão e a contribuição suportada pela rigidez do cilindro de aço do tubo, caso de tubulação com revestimentos flexíveis:

**Exemplo 4.2** – Uma tubulação de aço de diâmetro nominal de 48 in. (1.219 mm) e espessura de 0.25 in. (6,4 mm) com revestimentos interno e externo flexíveis, será instalada numa envoltória de solo constituída de areia siltosa não coesiva, compactada a um grau (Proctor Normal) de 90%, com recobrimento de 15 ft. (4,50 m). Admitindo-se um peso unitário do solo de 110 pcf (17 kN/m<sup>3</sup>), qual a deflexão prevista e a contribuição suportada pela tubulação? Módulo de Elasticidade do aço,  $E = 30 \times 10^6$  psi (206.850.000 kPa).

- Pressão vertical do solo:  
 $\sigma = 15 \times 110 = 1.650 \text{ psf} = 1,65 \text{ ksf} = 11,46 \text{ psi}$   
 $\sigma = 4,50 \times 17 = 76,5 \text{ kN/m}^2 = 76,5 \text{ kPa}$
- Deformação do solo, utilizando o **Quadro 4.6**, considerando a envoltória um solo com categoria de rigidez SC3:

Para SC3, com grau de compactação de 90% e recobrimento de 15ft (4,50m),  $E' = 1.300$  psi (8.964 kPa).

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E'} = \frac{11,46}{1300} = 0,0088 = 0,88\%$$

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E'} = \frac{76,5}{8964} = 0,0085 = 0,85\%$$

- A deflexão prevista,  $d$ , deverá ser menor ou igual à deformação do solo,  $\epsilon$ , portanto, menor ou igual a 0,9%, aproximadamente.
- Parte da carga vertical suportada pelo tubo:

$$P_o = 96 \left( E I / D^3 \right) d$$

$$P_0 = 96x \left( \frac{30x10^6 x \frac{0,25^3}{12}}{48^3} \right) x 0,009 = 0,305 \text{ psi} = 43,92 \text{ psf}$$

$$P_0 = 96x \left( \frac{206850000x \frac{0,0064^3}{12}}{1,22^3} \right) x 0,009 = 2,15 \text{ kPa} = 2,15 \text{ kN/m}^2$$

- Altura de terra correspondente à carga suportada pelo tubo, baseado no peso unitário de 110 pcf (17kN/m³):

$$43,92/110 = 0,4 \text{ ft}$$

$$2,15/17 = 0,12 \text{ m}$$

Portanto, o cilindro de aço suporta, apenas, cerca de 3% da carga total de terra.

**Exemplo 4.3** – Uma tubulação de aço de diâmetro nominal de 72 in. (1.829 mm) com espessura da parede de 0,25 in. (6,4 mm) encontra-se instalada envolvida num solo de categoria de rigidez SC3 (**Quadro 4.6**) e grau de compactação Proctor Normal de 85% com recobrimento de 4 ft. (1,20 m). Posteriormente, foi necessário aumentar a cobertura do solo para uma altura de 20 ft. (6,0 m). Quais as deflexões previstas e as contribuições da tubulação nos suportes das cargas? Peso unitário do solo de 110 pcf (17 kN/m³).

- Pressão vertical do solo:

- Início sem carga móvel

$$\sigma = 4 \times 110 = 440 \text{ psf} = 3,05 \text{ psi}$$

$$\sigma = 1,20 \times 17 = 20,4 \text{ kN/m}^2 = 20,4 \text{ kPa}$$

- Início com carga móvel (HS-20) e fator de impacto, utilizando a Expressão de Boussinesq – Quadro 4.8.

$$\sigma = P_d + P_1$$

$$\sigma = 4 \times 110 + 650 = 1090 \text{ psf} = 7,57 \text{ psi}$$

$$\sigma = 1,20 \times 17 + 32 = 52,4 \text{ kN/m}^2 = 52,4 \text{ kPa}$$

- Após aumento da cobertura de solo

$$\sigma = 20 \times 110 = 2.200 \text{ psf} = 15,28 \text{ psi}$$

$$\sigma = 6,00 \times 17 = 102 \text{ kN/m}^2 = 102 \text{ kPa}$$

- Deformação do solo, utilizando o **Quadro 4.6**, considerando a envoltória um solo com categoria de rigidez SC3:

- Início sem carga móvel

Para SC3, com grau de compactação de 85% e recobrimento de 4ft (1,20 m),  $E' = 500 \text{ psi}$  (3.448 kPa).

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E'} = \frac{3,05}{500} = 0,006 = 0,6\%$$

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E'} = \frac{20,4}{3448} = 0,006 = 0,6\%$$

- Início com carga móvel

Para SC3, com grau de compactação de 85% e recobrimento de 4ft (1,20 m),  $E' = 500 \text{ psi}$  (3.448 kPa).

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E'} = \frac{7,57}{500} = 0,015 = 1,5\%$$

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E'} = \frac{52,4}{3448} = 0,015 = 1,5\%$$

- Após aumento da cobertura de solo

Para SC3, com grau de compactação de 85% e recobrimento de 20ft (6,0 m),  $E' = 800$  psi (5.516 kPa).

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E'} = \frac{15,28}{800} = 0,02 = 2\%$$

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E'} = \frac{102}{5.516} = 0,02 = 2\%$$

- Conclusão:

Considerando que durante a fabricação e instalação dos tubos, a deflexão do anel foi controlada (próxima a zero) e ainda, que a deflexão é, no máximo, igual à deformação da envoltória de solo, a tubulação, após receber o segundo reaterro, aumenta a deflexão para 3,5% (1,5 + 2,0). Admitindo-se uma ovalidade inicial de 1,0%, tolerada no processo de fabricação e manuseio dos tubos, a tubulação sofre deflexão total de 4,5 %, ainda inferior ao limite estabelecido pela AWWA para tubos com revestimentos flexíveis, ou seja: 5%.

A deflexão da tubulação é controlada mais eficientemente pela qualidade da envoltória de solo do que pelo aumento da espessura da chapa do tubo. A qualidade do solo e seu grau de compactação, associados à profundidade, aumentam o seu módulo de rigidez, conforme pode se depreender da análise do **Quadro 4.6**. Para determinada tensão no solo, quanto maior o seu módulo de rigidez, menor a sua deformação e, conseqüentemente, a deflexão da tubulação por ele envolvida.

Grau de compactação menor que 90% não é, usualmente, especificado para a envoltória e o reaterro da tubulação. Esta recomendação não é só para elevar a rigidez do solo, mas, também, para evitar a sua fluidificação, que pode ocorrer em solos soltos saturados, em situações de ficarem abaixo do nível d'água e se submeterem a vibrações causadas, por exemplo, por tráfego pesado intenso.

Para projeto, é recomendável, além de especificar um material selecionado para envoltória com boa rigidez, exigir um grau de compactação maior ou igual a 95 % Proctor Normal. Contudo, conservadoramente, deva-se fazer a análise estrutural da tubulação enterrada, considerando-se um grau de compactação de 90 %.

#### 4.4 RECOBRIMENTO MÍNIMO DA TUBULAÇÃO

Em projetos de tubulações de aço enterradas, a análise do recobrimento mínimo é necessária para proteger a integridade da tubulação, evitar flutuação e determinar o empuxo requerido para levantar a tubulação.

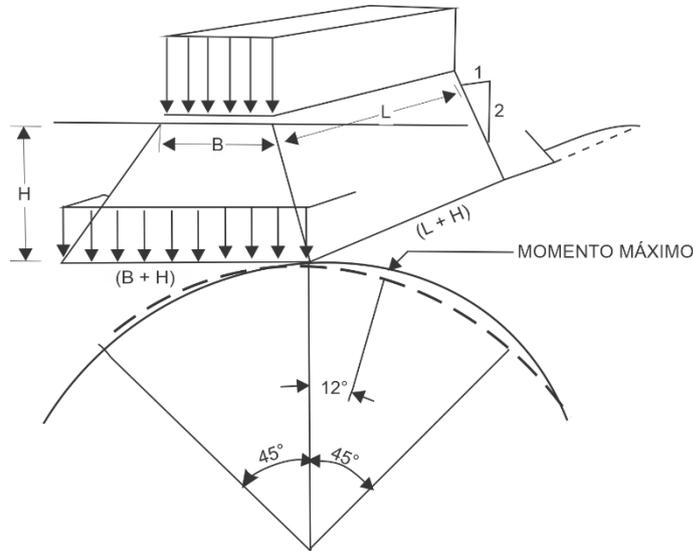
##### 4.4.1 PARA GARANTIR A INTEGRIDADE DA TUBULAÇÃO

Esta análise deve ser realizada quando uma carga móvel atravessa sobre o tubo vazio e para duas condições: a primeira, quando a roda do veículo se aproxima do tubo e a segunda, quando a roda passa diretamente sobre o tubo.

Portanto, a segunda análise só é necessária quando o resultado da primeira é satisfatório.

#### 4.4.1.1 QUANDO A CARGA MÓVEL SE APROXIMA DO TUBO

A **Figura 4.14** ilustra a locação crítica, determinada por teste, da roda se aproximando do tubo



**Figura 4.14 – Locação Crítica da Roda de um Veículo Aproximando do Tubo**

A aproximação da roda do veículo, quando a rigidez do tubo não é adequada, provoca deformações na parte superior do tubo: para baixo, pelo lado de aproximação da roda e pelo lado oposto, para cima. O máximo momento ocorre no lado oposto, locado cerca de 12° do eixo vertical, conforme análise pela equação de Castigliano, com valor dado pela expressão:

$$M = 0,022Pr^2$$

Da teoria da elasticidade, o momento,  $M$ , causa uma tensão devida à flexão da parede do tubo, de:

$$\sigma = Mc/I, \text{ onde:}$$

- $c$  é a distância da superfície neutra para a superfície mais remota da parede do tubo,  $c = t/2$ ;
- $I$  é o momento de inércia da seção do tubo por unidade de comprimento do tubo,  $I = t^3/12$ .
- $P$  é a pressão provocada pela roda do veículo sobre a área  $A$
- $r$  é o raio do tubo =  $D/2$

Fazendo  $\sigma = \sigma_e$  (tensão do escoamento do aço) e as devidas substituições na equação anterior, resulta:

$$\sigma_e = 0,022P \frac{D^2}{4} \times \frac{t}{2} \times \frac{12}{t^3} = 0,033P(D/t)^2$$

ou

$$P = (30\sigma_e)/(D/t)^2 \quad (\text{Eq 4.7})$$

A **Equação 4.7** considera apenas a parcela de tensão provocada pelo momento decorrente da aproximação da roda do veículo, uma vez que a tensão decorrente da carga de terra é muito pequena, quando comparada com essa parcela, podendo ser desprezada.

A pressão  $P$  pode também ser calculada pela **Equação 4.5**:

$$P = \frac{W}{(B + H)(L + H)}$$

A cobertura mínima para resistir à aproximação da roda do veículo é avaliada pela resolução simultânea das equações 4.5 e 4.7, tomando-se a menor das duas.

#### 4.4.1.2 QUANDO A CARGA MÓVEL PASSA SOBRE O TUBO

A Figura 4.15 ilustra esta situação.

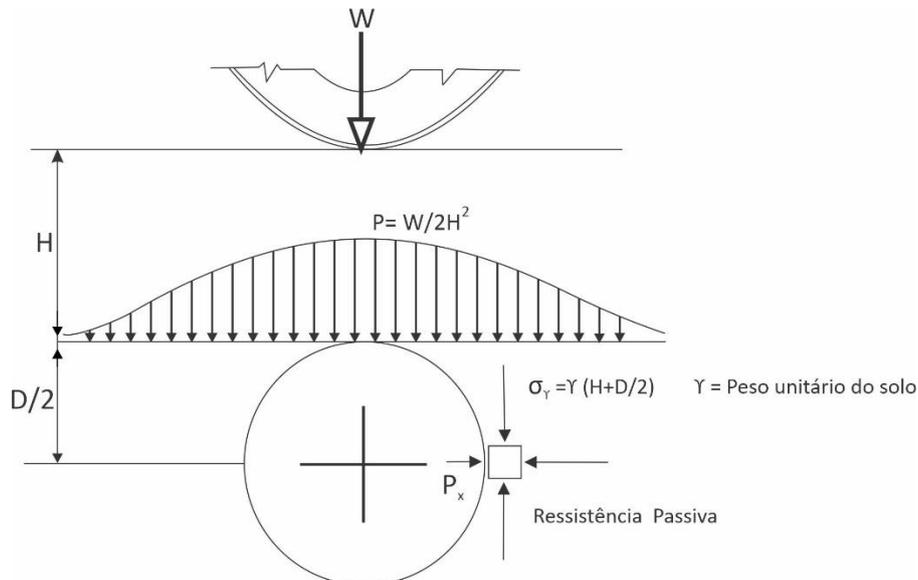


Figura 4.15 – Carga Móvel sobre o Tubo

A pressão horizontal do tubo contra o solo, em seu diâmetro horizontal, é  $P_x = r_r P_y$ , onde;  $P_y = \gamma H + W/2H^2$  (carga morta + carga móvel);  $r_r = r_v/r_x$ ;  $r_r = [(1+d)/(1-d)]^3$  e  $d$  é a deflexão elíptica.

A pressão horizontal do tubo contra o solo, em seu diâmetro horizontal, passa a:

$$P_x = r_r \left[ \gamma H + \frac{W}{2H^2} \right] \quad (\text{Eq 4.8})$$

A resistência do solo, pressão passiva contra o tubo em seu diâmetro horizontal, é:

$$\sigma_x = k_p \gamma (H + D/2) \quad (\text{Eq 4.9})$$

O coeficiente de resistência passiva,  $k_p = (1 + \sin\phi)/(1 - \cos\phi)$ , sendo  $\phi$  o ângulo de atrito do solo.

Para que haja estabilidade,  $P_x \leq \sigma_x$ .

Igualando-se as equações 4.8 e 4.9 e resolvendo pode-se obter:

- Equação que calcula a carga móvel máxima suportável para determinado recobrimento;

$$W = 2\gamma H^3 \left[ \left( \frac{k_p}{r_r} \right) (1 + D/2H) - 1 \right] \quad (\text{Eq 4.10})$$

- Equação que calcula o recobrimento mínimo para suportar determinada carga;

$$2\gamma(r_r - k_p)H^3 - \gamma k_p D H^2 + r_r W = 0 \quad (\text{Eq 4.11})$$

Então, para determinar o recobrimento mínimo de uma tubulação submetida à travessia de uma carga móvel, primeiro calcula-se o recobrimento que garanta que a aproximação da carga móvel não afete a integridade da tubulação e, posteriormente, verifica-se, para o recobrimento calculado, a estabilidade da estrutura solo/tubo, quando a carga móvel está, transversalmente, sobre o tubo. Se a estrutura não é estável, calcula-se o recobrimento requerido. O **Exemplo 4.4** ilustra esse procedimento.

Determinado o recobrimento mínimo, recomenda-se a aplicação de um coeficiente de segurança de 1,5, usualmente considerado adequado. Não necessita ultrapassar de 2.

**Exemplo 4.4** – Qual o recobrimento mínimo de uma tubulação de Aço ASTM 1018 SS36,  $\sigma_e = 248.220$  kPa (36.000 psi) com diâmetro de 2286 mm (90 in.) e espessura de 9,525 mm (0,375 in.), admitindo-se uma deflexão de 3%, sujeita à travessia de um veículo tipo ABNT NBR 7188, TB-450. O solo é granular compactado a 90%, ângulo de atrito ( $\phi$ ) de  $37^\circ$  e peso específico  $\gamma = 18$  kN/m<sup>3</sup> (115 pcf).

- Cálculo do recobrimento mínimo para carga móvel aproximando-se do tubo:

- Cálculo da pressão (P) pela **Eq 4.7**

$$P = (30\sigma_e)/(D/t)^2$$

$$P = \frac{30 \times 248220}{(2286/9,525)^2} = 129 \text{ kPa} = 129 \text{ kN/m}^2$$

$$P = \frac{30 \times 36000}{(90/0,375)^2} = 18,75 \text{ psi}$$

- Cálculo do recobrimento (H) pela Eq 4.5; B = 0,20 m (8 in.), L = 0,50 m (20 in.)

$$P = \frac{W}{(B + H)(L + H)}$$

$$129 = \frac{75}{(0,20 + H)(0,50 + H)}$$

$$18,75 = \frac{16854}{(8 + H)(20 + H)}$$

Resolvendo-se as equações acima, obtêm-se H = 0,42m ou 16,6 in (1,4ft)

- Verificando a estabilidade da estrutura solo/tubo com carga móvel sobre o tubo

- Pressão horizontal do tubo contra o solo, em seu diâmetro horizontal, Eq 4.8

$$P_x = r_r \left[ \gamma H + \frac{W}{2H^2} \right]$$

$$r_r = [(1 + d)/(1 - d)]^3 = [(1 + 0,03)/(1 - 0,03)]^3 = 1,20$$

$$P_x = 1,20 \left[ 18 \times 0,42 + \frac{75}{2 \times 0,42^2} \right] = 264 \text{ kN/m}^2$$

$$P_x = 1,20 \left[ \frac{115 \times 16,6}{1728} + \frac{16854}{2 \times 16,6^2} \right] = 38,02 \text{ psi}$$

- Pressão passiva do solo contra o tubo, em seu diâmetro horizontal, Eq 4.9

$$\sigma_x = k_p \gamma (H + D/2)$$

$$k_p = \frac{(1 + \text{sen}\phi)}{(1 - \text{sen}\phi)} = 4$$

$$\sigma_x = 4 \times 18(0,42 + 2,29/2) = 113 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_x = 4 \times (115/1728)(16,6 + 90/2) = 16,40 \text{ psi}$$

Verifica-se que  $P_x > \sigma_x$ , então a estrutura solo/tubo não é estável. Assim, calcula-se o recobrimento mínimo que satisfaça a essa condição.

- Determinação do recobrimento mínimo para carga móvel sobre o tubo, Eq 4.11

$$2\gamma(r_r - k_p)H^3 - \gamma k_p D H^2 + r_r W = 0$$

- Sistema Internacional de Unidades:

$$2 \times 18(1,20 - 4)H^3 - 18 \times 4 \times 2,286H^2 + 1,20 \times 75 = 0$$

$$-100,80H^3 - 164,59H^2 + 90 = 0$$

$$H = 0,63 \text{ m}$$

- Sistema Americano de Unidades:

$$2 \times \frac{115}{1728}(1,20 - 4)H^3 - \frac{115}{1728} \times 4 \times 90H^2 + 1,20 \times 16854 = 0$$

$$-0,37H^3 - 23,96H^2 + 20224,80 = 0$$

$$H = 24,72 \text{ in.} = 2,06 \text{ ft.}$$

Aplicando um coeficiente de segurança de 1,5, resulta um recobrimento mínimo  $H$  de 0,90 m (3ft).

#### 4.4.2 PARA EVITAR A FLUTUAÇÃO

Uma tubulação cheia de água não flutua. Porém, ao encontrar-se vazia e abaixo do nível de água pode flutuar, sendo necessária uma cobertura mínima de solo e/ou contrapesos para prevenir a flutuação. Essas situações podem ocorrer nas travessias sob rios, lagos, áreas sujeitas a inundações e em regiões de lençol freático alto.

A **Figura 4.16** ilustra a seção de uma tubulação vazia enterrada abaixo do nível d'água. Testes conduzidos pela Utah State University para tubos envolvidos com solos granulares com recobrimentos inferiores a  $5D$ , concluíram que a superfície de ruptura (deslizamento) é parabólica.

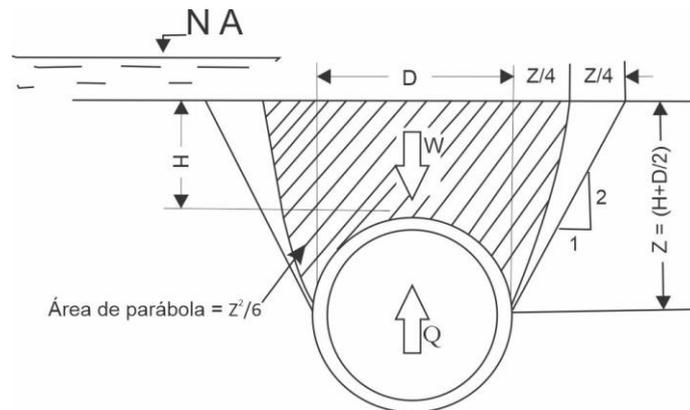


Figura 4.16 – Seção de Tubulação Enterrada Sujeita à Flutuação

O Empuxo  $Q$  sob um tubo vazio é o peso do volume deslocado de água, ou seja:

$$Q = \gamma_w(\pi D^2/4), \quad (\text{Eq 4.12})$$

sendo  $\gamma_w$  o peso específico de água doce = 9,81 kN/m<sup>3</sup> (62,4 pcf) e  $D$  o diâmetro externo do tubo.

O peso do solo sobre o tubo é que contrabalança o empuxo. O peso do solo é o peso da cunha de solo limitada pelo ângulo de deslizamento. Para solo granular não coesivo, compactado a 90% é conservador admitir um ângulo de atrito de 37° e, conseqüentemente, um ângulo de deslizamento (rotura) de 63,5° (45°+37°/2) que corresponde a um talude de 1H:2V.

A força resistente ao empuxo, desprezando o peso do tubo, é o peso correspondente à cobertura de solo da seção hachurada de área  $A$ :

$$W = \gamma_{sub}A, \quad (\text{Eq 4.13})$$

$\gamma_{sub}$  é o peso específico do solo submerso que para solos granulares, na média, pode ser considerado, aproximadamente, igual ao peso específico da água,  $\gamma_w$ .

A área da seção hachurada é:

$$A = 2Z^2/6 + DZ - \pi D^2/8$$

Igualando-se as equações 4.12 e 4.13 e resolvendo, obtém-se:

$$\gamma_w(\pi D^2/4) = \gamma_{sub}(Z^2/3 + DZ - \pi D^2/8)$$

$$8Z^2 + 24DZ - 9\pi D^2 = 0$$

$$Z = 0,9D$$

Conhecido  $Z$  determina-se o recobrimento mínimo  $H = Z - D/2 = 0,4 D$ . Porém o solo deve ser suficientemente denso para evitar a sua liquefação, ou seja, grau de compactação maior que 85 % de Proctor Normal. Adotando-se um coeficiente de segurança de 2, o recobrimento passaria para  $H = 0,8 D$ . Conservadoramente, adotam-se um recobrimento mínimo para evitar flutuação igual ao diâmetro do tubo ( $H=D$ ).

Quando não for viável garantir um recobrimento suficiente, pode-se adotar uma solução mista, complementando com contrapesos. Para tanto, é necessário determinar a força requerida para levantar o tubo. A força que levanta o tubo é a resultante  $R$  entre o empuxo  $Q$  e a força resistente  $W$ . Desprezando-se o peso do tubo e a aderência solo/tubo,  $R = Q - W$ . Na situação limítrofe de equilíbrio hidrostático,  $R = 0$ , tem-se:

$$Q_e = W$$

$$Q_e = \gamma_{sub}(DZ + Z^2/3 - \pi D^2/8)$$

$$\frac{Q_e}{\gamma_{sub}} = D(H + D/2) + (H + D/2)^2/3 - \pi D^2/8$$

$$\frac{3Q_e}{\gamma_{sub}D^2} = 3H/D + 3/2 + (H/D)^2 + H/D + 1/4 - 3\pi/8$$

$$\frac{3Q_e}{\gamma_{sub}D^2} = 3H/D + 3/2 + (H/D)^2 + H/D + 1/4 - 3\pi/8$$

$$\frac{3Q_e}{\gamma_{sub}D^2} = (H/D)^2 + 4H/D + 4 - 4 + 7/4 - 3\pi/8$$

$$\frac{3Q_e}{\gamma_{sub}D^2} = (H/D + 2)^2 - 3,428$$

$$Q_e = \gamma_{sub}D^2 [(H/D + 2)^2 - 3,428]/3 \quad (\text{Eq 4.14})$$

Ao substituir na Equação 4.14 o peso específico do solo submerso pelo peso específico do solo seco, equivale a aplicação de um coeficiente de segurança próximo de 2 na determinação de  $Q_e$ :

$$Q_e = \gamma_s D^2 [(H/D + 2)^2 - 3,428]/3 \quad (\text{Eq 4.15})$$

Se o empuxo  $Q$  for maior que  $Q_e$ , o tubo flutua, então tem que providenciar resistência adicional, tais como: aumentar a altura de aterro, adotar nos trechos tubos revestidos com argamassa de cimento, tubos envelopados com concreto, blocos de concreto distribuídos sobre os tubos, ancoragem dos tubos, etc.. Essas comparações devem ser feitas sem aplicação de fatores de segurança para evitar enganos.

**Exemplo 4.5** - Qual o recobrimento mínimo de solo para evitar flutuação de uma tubulação com diâmetro de 2286 mm (90 in.) se em determinados períodos ficam totalmente abaixo do nível d'água. O solo é granular compactado a 90%, e peso específico submerso  $\gamma_{sub} = 11 \text{ kN/m}^3$  (70 pcf). Calcular os empuxos resultantes.

- Recobrimento mínimo “minimorum”:  $H = 0,4 D$

$$H = 0,4 \times 2,29 = 0,92 \text{ m}$$

$$H = 0,4 \times 90 = 36 \text{ in.} = 3 \text{ ft}$$

- Recobrimento mínimo com coeficiente de segurança 2:  $H = 0,8 D$

$$H = 0,8 \times 2,29 = 1,84 \text{ m}$$

$$H = 0,8 \times 90 = 72 \text{ in.} = 6 \text{ ft}$$

- Cálculos dos empuxos de equilíbrio  $Q_e$  para os recobrimentos calculados:

$$Q_e = 11 \times 2,29^2 [(H/2,29 + 2)^2 - 3,428]/3 \quad \text{S.I.U.}$$

$$Q_e = 70 \times 7,5^2 [(H/7,5 + 2)^2 - 3,428]/3 \quad \text{S.A.U.}$$

- para  $H = 0,92 \text{ m}$ ,  $Q_e = 45,00 \text{ kN/m}$ ;
- para  $H = 1,84 \text{ m}$ ,  $Q_e = 85,21 \text{ kN/m}$ ;
- para  $H = 3 \text{ ft}$ ,  $Q_e = 3.060,75 \text{ lb/ft}$ ;
- para  $H = 6 \text{ ft}$ ,  $Q_e = 5.790,75 \text{ lb/ft}$ .

- Cálculo do empuxo real sobre o tubo:

$$Q = 9,81(3,14 \times 2,29^2 / 4) = 40,38 \text{ kN/m}$$

$$Q = 62,4(3,14 \times 7,5^2 / 4) = 2.755,35 \text{ lb/ft}$$

Naturalmente, os empuxos calculados para situação de equilíbrio hidrostático,  $Q_e$ , são maiores que o empuxo real sobre o tubo,  $Q$ , o que confirma a premissa de não flutuabilidade para os recobrimentos mínimos adotados, um,  $H=0,92$  m (3 ft), praticamente sem fator de segurança e outro,  $H=1,84$  m (6 ft), com fator da ordem de 2.

Se o recobrimento da tubulação não fosse superior a  $0,60$  m (2 ft), teríamos:

- Cálculo do empuxo de equilíbrio  $Q_e$  para o recobrimento de 0,60 m (2 ft):

$$Q_e = 11 \times 2,29^2 [(0,60/2,29 + 2)^2 - 3,428] / 3 = 32,47 \text{ kN/m}$$

$$Q_e = 70 \times 7,5^2 [(2/7,5 + 2)^2 - 3,428] / 3 = 2.244,08 \text{ lb/ft}$$

Observe-se, neste caso, que o empuxo de equilíbrio  $Q_e$  é menor que o empuxo real  $Q$ , devendo, portanto, compensar essa diferença, aumentando-se a força resistente de, no mínimo, a diferença de  $Q - Q_e$  e, posteriormente, aplicando-se na força resistente final um coeficiente de segurança da ordem de dois.

#### 4.5 RECOBRIMENTO MÁXIMO DA TUBULAÇÃO

O recobrimento máximo de solo sobre a tubulação é determinado pela equação de compressão do anel, Eq 3.11, de forma que a tensão resultante não ultrapasse a tensão de escoamento na parede do anel:

$$S = \frac{\sigma_e}{s_f} = \frac{PD_o}{2t} + P \frac{3}{8} \left( \frac{D_o}{t} \right)^2, \quad \text{onde:}$$

$S$  = tensão de compressão em psi (kPa);  
 $\sigma_e$  = tensão de escoamento do aço em psi (kPa);  
 $s_f$  = fator de segurança, recomendado 2;  
 $t$  = espessura da parede do tubo em pol. (mm);  
 $P$  = pressão externa em psi (kPa);  
 $D_o$  = diâmetro externo do tubo em pol. (mm).

O primeiro termo da equação representa a tensão axial, devida à pressão externa. O segundo termo representa a tensão de flexão devida à deflexão do anel. A deflexão do anel é controlada pela envoltória de solo, cujos materiais e serviços são especificados para garantir que a deflexão não ultrapasse os limites estabelecidos, no caso de tubulações de aço com revestimentos flexíveis, 5%. A rigidez do anel é que suporta a parte da pressão que provoca deflexão, portanto, a pressão do segundo termo da equação deve ser substituída pela pressão suportada pela rigidez do anel, Eq 4.6:  $96(EI/D^3)d$ .

Assim, tem-se:

$$S = \frac{\sigma_e}{s_f} = \frac{PD_o}{2t} + 96 \frac{EI}{D_o^3} d \frac{3}{8} \left( \frac{D_o}{t} \right)^2$$

$$S = \frac{\sigma_e}{s_f} = \frac{PD_o}{2t} + 36 \frac{E t^3}{D_o^3} d \left( \frac{D_o}{t} \right)^2$$

$$S = \frac{\sigma_e}{s_f} = \frac{PD_o}{2t} + 3Ed \frac{t}{D_o} \quad (\text{Eq 4.16})$$

A situação mais desfavorável é quando, além da pressão externa, atua o vácuo. Neste caso,  $P = P_{ext} + P_{vac}$ . A pressão externa é decorrente apenas da carga de solo sobre o tubo, uma vez que, na maioria dos casos, os recobrimentos máximos superam a três metros, a partir dos quais, as cargas móveis são desprezíveis. Além disso, normalmente a atuação simultânea de carga móvel e vácuo não necessita ser considerada.

O principal objetivo de definir o recobrimento máximo é evitar o esmagamento da parede da tubulação.

**Exemplo 4.6** - Qual o máximo recobrimento de uma tubulação de Aço ASTM 1018 SS36,  $\sigma_e = 248.220$  kPa (36.000 psi) com diâmetro de 2286 mm (90 in.) e espessura de 9,525 mm (0,375 in.), admitindo-se uma deflexão de 5%, sujeita a vácuo total de 101 kPa (14,7 psi). O solo é granular com peso específico  $\gamma_s \approx 18$  kN/m<sup>3</sup>(115 pcf). Modulo de elasticidade do aço  $E = 206,85 \times 10^6$  kPa ( $30 \times 10^6$  psi).

Substituindo os valores na **Equação 4.16** e resolvendo, obtém-se:

- Sistema Internacional de Unidades

$$\frac{248220}{2} = \frac{Px2286}{2x9,525} + 3x206,85x10^6x0,05 \frac{9,525}{2286}$$

$$124210 = 120P + 129281,25$$

$$P = -42,26 \text{ kPa}$$

- Sistema Americano de Unidades

$$\frac{36000}{2} = \frac{Px90}{2x0,375} + 3x30x10^6x0,05 \frac{0,375}{90}$$

$$18000 = 120P + 18750$$

$$P = -6,25 \text{ psi}$$

Os resultados de  $P$  indicam que as especificações de projeto, considerando-se um fator de segurança de 2, não atendem. Para solucionar esse impasse têm as seguintes alternativas: reduzir a deflexão máxima de 5% para 3%, reduzir o fator de segurança e alterar a especificação do aço para um com tensão de escoamento maior, por exemplo; ASTM A572,  $\sigma_e = 289.590$  kPa (42.000 psi).

Verificando para essas novas especificações, têm-se:

- Alternativa de redução da deflexão para 3%

- Sistema Internacional de Unidades

$$\frac{248220}{2} = \frac{Px2286}{2x9,525} + 3x206,85x10^6x0,03 \frac{9,525}{2286}$$

$$124210 = 120P + 77568,81$$

$$P = 388,67 \text{ kPa}$$

$$P = P_{ext} + P_{vac}$$

$$P_{ext} = P - P_{vac} = 388,67 - 101 = 287,67 \text{ kPa} = 287,67 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Recobrimento máximo } H = \frac{287,67}{18} = 16 \text{ m}$$

- Sistema Americano de Unidades

$$\frac{36000}{2} = \frac{Px90}{2x0,375} + 3x30x10^6x0,03 \frac{0,375}{90}$$

$$18000 = 120P + 11250$$

$$P = 56,25 \text{ psi}$$

$$P_{ext} = P - P_{vac} = 56,25 - 14,7 = 41,55 \text{ lb/in}^2 = 144x41,55 = 5983,2 \text{ lb/ft}^2$$

$$\text{Recobrimento máximo } H = \frac{5983,2}{115} = 52 \text{ ft}$$

- Alternativa de reduzir o fator de segurança para 1,5

- Sistema Internacional de Unidades

$$\frac{248220}{1,5} = \frac{Px2286}{2x9,525} + 3x206,85x10^6x0,05 \frac{9,525}{2286}$$

$$165480 = 120P + 129281,25$$

$$P = 301,66 \text{ kPa}$$

$$P_{ext} = P - P_{vac} = 301,66 - 101 = 200,66 \text{ kPa} = 200,66 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Recobrimento máximo } H = \frac{200,66}{18} = 11 \text{ m}$$

- Sistema Americano de Unidades

$$\frac{36000}{1,5} = \frac{Px90}{2x0,375} + 3x30x10^6x0,05 \frac{0,375}{90}$$

$$24000 = 120P + 18750$$

$$P = 43,75 \text{ psi}$$

$$P_{ext} = P - P_{vac} = 43,75 - 14,7 = 29,05 \text{ lb/in}^2 = 144x29,75 = 4183 \text{ lb/ft}^2$$

$$\text{Recobrimento máximo } H = \frac{4183}{115} = 36 \text{ ft}$$

- Alternativa de alterar o do aço para ASTM A572,  $\sigma_e = 289.590 \text{ kPa}$  (42.000 psi).

- Sistema Internacional de Unidades

$$\frac{289590}{2} = \frac{Px2286}{2x9,525} + 3x206,85x10^6x0,05 \frac{9,525}{2286}$$

$$144795 = 120P + 129281,25$$

$$P = 129,28 \text{ kPa}$$

$$P_{ext} = P - P_{vac} = 129,28 - 101 = 28,28 \text{ kPa} = 28,28 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Recobrimento máximo } H = \frac{28,28}{18} = 1,6 \text{ m}$$

- Sistema Americano de Unidades

$$\frac{42000}{2} = \frac{Px90}{2x0,375} + 3x30x10^6x0,05 \frac{0,375}{90}$$

$$21000 = 120P + 18750$$

$$P = 18,75 \text{ psi}$$

$$P_{ext} = P - P_{vac} = 18,75 - 14,7 = 4,05 \text{ lb/in}^2 = 144x4,05 = 583,20 \text{ lb/ft}^2$$

$$\text{Recobrimento máximo } H = \frac{583,20}{115} = 5,1 \text{ ft}$$

- Conclusões

- A alternativa de limitar a deflexão a 3% é viável, necessitando apenas de melhorar as especificações dos materiais e serviços da envoltória e reaterro da tubulação. Esta é a alternativa mais recomendável técnica e economicamente.
- A alternativa de reduzir o coeficiente de segurança poderá ser, também, uma alternativa aplicável, uma vez que a ocorrência de vácuo é eventual, assim como a pressão transiente, cujo cálculo da espessura da chapa, para atender, tem o fator de segurança reduzido para 1,5, enquanto para pressão normal de trabalho é 2. No entanto, como neste caso a influência do vácuo é cerca de 35% da pressão externa total, a adoção dessa alternativa deve ser precedida dos devidos cuidados;
- A alternativa de alterar as especificações da chapa de aço, aumentando a tensão de escoamento, além de antieconômica, tem resultados limitados;
- Alternativas de aumentar a espessura das chapas de aço, além de antieconômica, não traz benefício porque, ao aumentar a rigidez do anel, aumenta-se parte da carga da pressão que provoca a deflexão e, conseqüentemente, a parcela de tensão de compressão oriunda da flexão do anel.
- A alternativa de diminuir a espessura da chapa de aço, obviamente, não deve ser contemplada, uma vez que a espessura já foi definida para atender a outras condições.

#### 4.6 ESTABILIDADE DO ANEL

A estabilidade do anel de uma tubulação enterrada é a resistência ao colapso do tubo quando este está sujeito a um vácuo interno e/ou pressão externa e o solo envoltório estar prestes a cisalhar. É evidente que as condições para colapso ocorrem somente com a tubulação vazia ou despressurizada.

A ocorrência de vácuo numa tubulação adutora pode ocorrer durante transientes hidráulicos provocados por uma queda de energia, em sistemas por recalque, ou fechamento brusco de uma válvula em sistemas por gravidade. Nessas situações, ocorrem ondas de sobre e sub pressões, conquanto, em projeto sejam dimensionados e previstos dispositivos para atenuá-las. Pode também ocorrer vácuo no caso de rompimento da adutora em um ponto baixo se as ventosas previstas para admissão de ar nos pontos altos estiverem emperradas ou não foram convenientemente dimensionadas para tal fim.

Portanto, o potencial de colapso de tubulação enterrada é remoto. No entanto, algumas análises são aplicáveis quando a pressão interna é perdida e substituída por vácuo e/ou pressão externa decorrente da carga de nível de água acima do tubo.

A estabilidade se dá enquanto a resistência passiva,  $\sigma_x$ , de um cubo infinitesimal de solo, situado no contato com o tubo em seu diâmetro horizontal, supera a pressão ativa exercida na mesma direção, mas em sentido contrário,  $P_x$ , conforme ilustrado no item 4.1.6.

A definição do recobrimento máximo, conforme apresentado no item 4.5, objetiva evitar o esmagamento da parede da tubulação, enquanto a verificação da estabilidade do anel, procura evitar o colapso da tubulação. Ambas as situações devem ser verificadas.

Na fase do desenvolvimento do projeto, duas situações de estabilidade do anel para tubulação vazia e enterrada merecem ser avaliadas: tubulação acima ou abaixo do nível de água sujeita a vácuo interno, sendo a segunda situação mais desfavorável que a primeira.

#### 4.6.1 TUBULAÇÃO INSTALADA ACIMA DO NÍVEL DE ÁGUA, SUJEITA A VÁCUO INTERNO

A **Figura 4.17** ilustra as cargas atuantes na seção de um tubo enterrado acima do nível de água.

Desprezando-se as tensões de cisalhamento entre o tubo e o solo devido à percolação de água, vibrações ou mudança de temperatura, têm-se as seguintes relações entre as pressões vertical e horizontal do solo:

$$P_y r_y = P_x r_x = Pr = \text{constante}$$

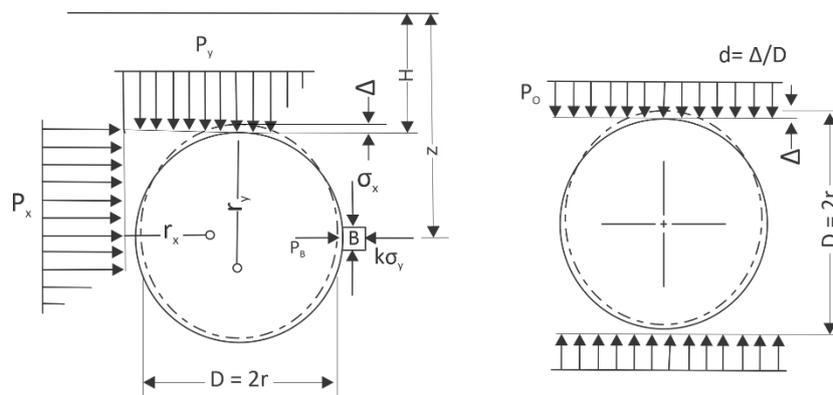
Onde  $Pr$  é o produto da pressão pelo raio de curvatura em qualquer ponto da circunferência do anel.

Para uma elipse, ver item 3.3:

$$r_r = r_y/r_x = (1 + d)^3/(1 - d)^3$$

Onde  $d$  é a deflexão do anel. Portanto:

$$P_x = P_y r_r = P_y (1 + d)^3/(1 - d)^3$$



**Figura 4.17 - Cargas Atuantes na Seção de um Tubo Enterrado Acima do Nível de Água. À esquerda, diagrama das cargas atuantes num cubo infinitesimal de solo, B, em contato com o tubo em seu diâmetro horizontal. À direita, pressão vertical do solo suportada pelo tubo devido à sua rigidez.**

A pressão vertical,  $P_y$ , aplicada no topo do tubo, conforme ilustrado na **Figura 4.17**, quando sujeita ao vácuo interno, é constituída de duas parcelas:

$$P_y = P_{ext} + P_{vac}$$

A pressão externa,  $P_{ext}$ , pode ser decorrente da carga de solo, carga móvel (considerada quando o recobrimento da tubulação é inferior a 3,0 m) e carga de água acima da superfície do solo em trechos sujeitos a inundações. A pressão horizontal,  $P_x$ , do solo contra o tubo é reduzida de  $P_o$ , parte da pressão vertical suportada pelo tubo devido à rigidez do anel. Então:

$$P_x = (P_{ext} + P_{vac} - P_o)r_r$$

A pressão horizontal,  $P_B$ , do tubo contra o cubo de solo em B é igual à pressão  $P_x$  reduzida da pressão do vácuo. Então, conforme ilustrado na **Figura 4.17**, resulta:

$$P_B = (P_{ext} + P_{vac} - P_o)r_r - P_{vac}$$

$$P_o = 96(EI/D^3)d$$

$$P_B = (P_{ext} + P_{vac} - 96(EI/D^3)d)r_r - P_{vac}$$

A resistência do solo, pressão passiva contra o tubo em seu diâmetro horizontal é:

$$\sigma_x = k_p \sigma_y$$

$$\sigma_x = k_p \gamma (H + D/2)$$

O coeficiente de resistência passiva,  $k_p = (1 + \sin\phi)/(1 - \cos\phi)$ , sendo  $\phi$  o ângulo de atrito da envoltória do solo.

Quando a pressão horizontal,  $P_B$ , se iguala a pressão passiva, o solo está à beira de romper pelo colapso do anel. A equação de equilíbrio é:

$$P_B = k_p \sigma_y$$

Substituindo e resolvendo tem-se:

$$(P_{ext} + P_{vac} - 96(EI/D^3)d)r_r - P_{vac} = k_p \sigma_y$$

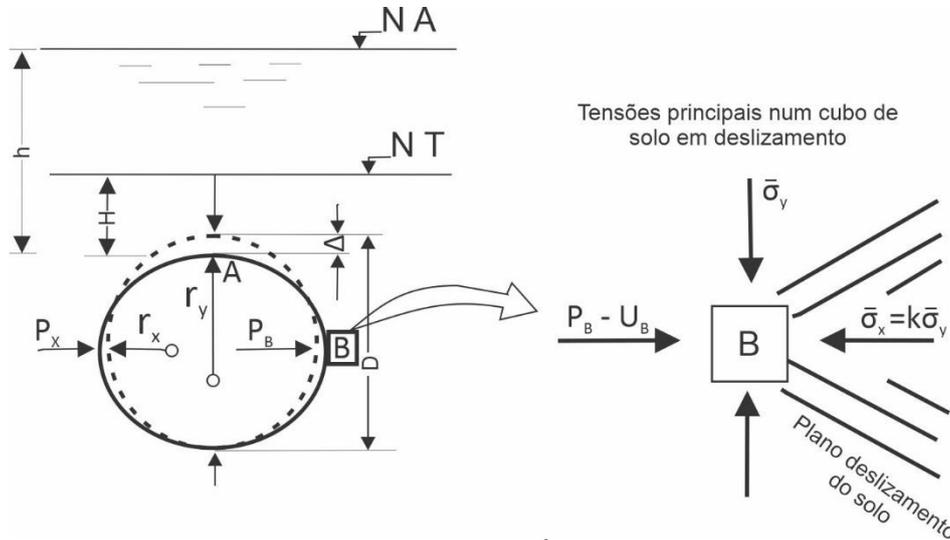
$$P_{vac}(r_r - 1) = k_p \sigma_y - [P_{ext} - 96(EI/D^3)d]r_r \quad (\text{Eq 4.17})$$

Onde:

- $P_{vac}$  = pressão do vácuo (colapso);
- $r_r$  = razão entre os raios vertical e horizontal da elipse  $r_r = r_y/r_x = (1 + d)^3/(1 - d)^3$ ;
- $k_p$  = O coeficiente de resistência passiva,  $k_p = (1 + \sin\phi)/(1 - \cos\phi)$ ;
- $\phi$  = ângulo de atrito do solo da envoltória;
- $d$  = deflexão do anel do tubo.

#### 4.6.2 TUBULAÇÃO INSTALADA ABAIXO DO NÍVEL DE ÁGUA, SUJEITA A VÁCUO INTERNO

A **Figura 4.18** ilustra as cargas atuantes na seção de um tubo enterrado com o nível de água acima do tubo.



**Figura 4.18 – Tubo Enterrado Abaixo do Nível de Água. Diagrama das tensões atuantes num cubo infinitesimal de solo em B, mostrando os planos de cisalhamento no qual o solo desliza.**

Nessa situação, a pressão horizontal do tubo contra o solo em B passa para:

$$P_B = (P_{ext} + U_A + P_{vac} - 96(EI/D^3)d)r_r - P_{vac}$$

Onde  $U_A$  é a pressão hidrostática vertical adicional, devida ao empuxo da água sob o tubo vazio. Se, eventualmente, for necessária a análise da estabilidade com a tubulação cheia de água,  $U_A = 0$ .

A resistência do solo, pressão passiva contra o tubo em seu diâmetro horizontal é:

$$\bar{\sigma}_x = k_p \bar{\sigma}_y$$

Onde  $\bar{\sigma}_y$  e  $\bar{\sigma}_x$  são as tensões efetivas, vertical e horizontal, do solo em B.  $\bar{\sigma}_y$  é avaliado conforme indicado no item 4.2.

Quando a pressão horizontal,  $P_B$ , se iguala à soma da pressão passiva,  $\bar{\sigma}_x$  e da hidrostática em B, o solo está à beira de romper e o anel de colapsar. A equação de equilíbrio é:

$$P_B = k_p \bar{\sigma}_y + \mu_B$$

Substituindo e resolvendo tem-se:

$$(P_{ext} + U_A + P_{vac} - 96(EI/D^3)d)r_r - P_{vac} = k_p \bar{\sigma}_y + \mu_B$$

$$P_{vac}(r_r - 1) = k_p \bar{\sigma}_y + \mu_B - [P_{ext} + U_A - 96(EI/D^3)d]r_r \quad (\text{Eq 4.18})$$

Onde:

- $P_{vac}$  = pressão do vácuo (colapso);
- $r_r$  = razão entre os raios vertical e horizontal da elipse  
 $r_r = r_y/r_x = (1 + d)^3/(1 - d)^3$ ;
- $d$  = deflexão do anel do tubo;
- $k_p$  = O coeficiente de resistência passiva,  $k_p = (1 + \text{sen}\phi)/(1 - \text{cos}\phi)$ ;

- $\phi$  = ângulo de atrito do solo da envoltória;
- $\mu_B$  = pressão hidrostática em B, quando o nível da água estiver acima do tubo e da superfície do terreno,  $h > H$ , ver **Fig. 4.18**;

$$\mu_B = (h + D/2)\gamma_w$$

- $\bar{\sigma}_y$  = tensão efetiva vertical do solo em B, ver **Fig. 4.18**;

$$\bar{\sigma}_y = (\gamma_{sat} - \gamma_w)(H + D/2)$$

- $P_{ext}$  = pressão do solo mais a pressão da água em A, topo do tubo, ver **Fig. 4.18**;

$$P_{ext} = \gamma_{sat}H + \gamma_w(h - H)$$

- $U_A$  = pressão hidrostática devida ao empuxo da água sob o tubo:

$$U_A = Q/D = (\gamma_w \pi D^2/4)/D = \gamma_w \pi D/4$$

- $E$  = módulo de elasticidade do aço;
- $I$  = momento de inércia da seção transversal da parede por unidade de comprimento do tubo;  
 $I = t^3/12$ , sendo  $t$  a espessura da parede do tubo

Quando o nível de água estiver acima do tubo, mas abaixo da superfície do terreno,  $h < H$ , as expressões anteriores que determinam  $P_{ext}$  e  $\bar{\sigma}_y$  devem ser ajustadas para:

- $P_{ext}$  = pressão do solo mais a pressão da água em A, topo do tubo;

$$P_{ext} = \gamma_{sat}h + \gamma_s(H - h)$$

- $\bar{\sigma}_y$  = tensão efetiva vertical do solo em B;

$$\bar{\sigma}_y = (\gamma_{sat} - \gamma_w)(h + D/2) + \gamma_s(H - h)$$

As **Equações 4.17 e 4.18** calculam o vácuo crítico, ou seja, a pressão de vácuo ou pressão radial externa, acima da qual o solo rompe. Em projetos de tubulações para resistir à pressão de vácuo interna, recomenda-se a adoção de um fator de segurança de 2. Portanto, as pressões de vácuo calculadas pelas equações supracitadas devem ser, no mínimo, o dobro do vácuo absoluto, 101 kPa (14,7 psi).

**Exemplo 4.7** - Qual a pressão de vácuo crítica de uma tubulação de aço, com diâmetro de 2286 mm (90 in.) e espessura de 9,525 mm (0,375 in.), vazia, enterrada com recobrimento de 3,0 m (10ft) em solo granular com grau de compactação de 90% Proctor Normal, peso específico  $\gamma_s \approx 16,5 \text{ kN/m}^3$  (105 pcf), ângulo de atrito de 35°. Módulo de elasticidade do aço  $E = 206,85 \times 10^6 \text{ kPa}$  ( $30 \times 10^6 \text{ psi}$ ). A deflexão está limitada pelas especificações a 5%.

- Cálculo da razão entre os raios vertical e horizontal da elipse,  $r_r$ :

$$r_r = r_y/r_x = (1 + 0,05)^3/(1 - 0,05)^3 = 1,35$$

- Cálculo do coeficiente de resistência passiva,  $k_p$ :

$$k_p = (1 + \text{sen}35)/(1 - \text{sen}35) = 3,69$$

- Cálculo da pressão externa do solo em A,  $P_{ext}$ :

$$P_{ext} = \gamma_s H = 16,5 * 3 = 49,5 \text{ kN/m}^2 = 49,5 \text{ kPa} \quad \text{S.I.U.}$$

$$P_{ext} = \gamma_s H = 105 * 10 = 1050 \text{ psf} = 1050/144 \text{ psi} = 7,29 \text{ psi} \quad \text{S.A.U.}$$

- Cálculo da tensão vertical do solo em B,  $\sigma_y$ :

$$\begin{aligned}\sigma_y &= 16,5(3 + 2,286/2) = 68,36 \text{ kN/m}^2 = 68,36 \text{ kPa} && \text{S.I.U.} \\ \sigma_y &= 105(10 + 90/2/12) = 1443,75 \text{ psf} = 10,03 \text{ psi} && \text{S.I.A.}\end{aligned}$$

- Cálculo do momento de inercia, I:

$$\begin{aligned}I &= 0,009525^3/12 = 7,2 \times 10^{-8} \text{ m}^3 && \text{S.I.U.} \\ I &= 0,375^3/12 = 0,0044 \text{ in}^3 && \text{S.A.U.}\end{aligned}$$

- Cálculo da pressão de vácuo crítica,  $P_{vac}$ :  
Explicitando  $P_{vac}$  da Equação 4.17, tem-se:

$$\begin{aligned}P_{vac} &= \{k_p \sigma_y - [P_{ext} - 96(EI/D^3)d]r_r\}/(r_r - 1) \\ P_{vac} &= \{3,69 \times 68,36 - [49,5 - 96(206,85 \times 10^6 \times 7,2 \times 10^{-8}/2,286^3)0,05]1,35\}/(1,35 - 1) \\ P_{vac} &= 552,56 \text{ kPa} && \text{S.I.U.} \\ P_{vac} &= \{3,69 \times 10,02 - [7,29 - 96(30 \times 10^6 \times 0,0044/90^3)0,05]1,35\}/(1,35 - 1) \\ P_{vac} &= 80,88 \text{ psi} && \text{S.A.U.}\end{aligned}$$

O resultado mostra que a tubulação para as condições pré-estabelecidas neste exemplo, resiste a uma pressão de vácuo de até 552,56 kPa (80,88) psi, representando um fator de segurança de 5,50 em relação ao vácuo absoluto 101 kPa (14,7 psi), superior ao mínimo recomendado, 2,0.

Se no exemplo acima for considerada uma melhora na qualidade da envoltória e reaterro de forma que a deflexão máxima seja limitada a 3%, a tubulação passará a resistir a uma pressão de vácuo 1000 kPa (146,45 psi), aumentando o coeficiente de segurança de 5,5 para 9,9.

E ainda, aumentando no exemplo acima o recobrimento de solo, passando de 3,0 m (10 ft) para 6,0 m (20 ft), por exemplo, a tubulação passará a resistir a uma pressão de vácuo 883,31 kPa (129,60 psi),

**Exemplo 4.8** - Qual a pressão de vácuo crítica de uma tubulação de aço, com diâmetro de 2286 mm (90 in.) e espessura de 9,525 mm (0,375 in.), vazia, enterrada com recobrimento de 3,0 m (10ft) em solo granular com grau de compactação de 90% Proctor Normal, com nível de água máximo de 7,5 m (25 ft) acima do tubo, em períodos de inundação. O peso específico do solo saturado:  $\gamma_{sat} \approx 20 \text{ kN/m}^3$  (130 pcf), ângulo de atrito de 35°. Peso específico da água ( $\gamma_w$ ) de 9,81 kN/m<sup>3</sup> (62,4 pcf). Modulo de elasticidade do aço  $E = 206,85 \times 10^6 \text{ kPa}$  ( $30 \times 10^6 \text{ psi}$ ). A deflexão está limitada pelas especificações a 5%.

- Cálculo da razão entre os raios vertical e horizontal da elipse,  $r_r$ :

$$r_r = r_y/r_x = (1 + 0,05)^3/(1 - 0,05)^3 = 1,35$$

- Cálculo do coeficiente de resistência passiva,  $k_p$ :

$$k_p = (1 + \text{sen}35)/(1 - \text{sen}35) = 3,69$$

- Cálculo da pressão externa do solo em A,  $P_{ext}$ :

$$\begin{aligned}P_{ext} &= \gamma_{sat}h + \gamma_w(H - h) \\ P_{ext} &= 20 \times 3,0 + 9,81(7,5 - 3) = 104,15 \text{ kN/m}^2 = 104,15 \text{ kPa} && \text{S.I.U.} \\ P_{ext} &= 130 \times 10 + 62,4(25 - 10) = 2236 \text{ psf} = 2236/144 \text{ psi} = 15,53 \text{ psi} && \text{S.A.U.}\end{aligned}$$

- Cálculo da pressão hidrostática em B,  $\mu_B$ :

$$\begin{aligned}\mu_B &= (h + D/2)\gamma_w \\ \mu_B &= (7,5 + 2,286/2)9,81 = 84,79 \text{ kN/m}^2 && \text{S.I.U.}\end{aligned}$$

$$\mu_B = (25 + 90/2/12)62,4 = 1794,00 \text{ pcf} = 12,46 \text{ psi S.A.U.}$$

- Cálculo tensão efetiva vertical do solo em B,  $\bar{\sigma}_y$ :

$$\bar{\sigma}_y = (\gamma_{sat} - \gamma_w)(H + D/2)$$

$$\bar{\sigma}_y = (20 - 9,81)(3 + 2,286/2) = 42,22 \text{ kN/m}^2 = 42,22 \text{ kPa S.I.U.}$$

$$\bar{\sigma}_y = (130 - 62,4)(10 + 90/2/12) = 929,5 \text{ psf} = 6,45 \text{ psi S.I.A.}$$

- Cálculo do momento de inercia, I:

$$I = 0,009525^3/12 = 7,2 \times 10^{-8} \text{ m}^3 \text{ S.I.U.}$$

$$I = 0,375^3/12 = 0,0044 \text{ in}^3 \text{ S.A.U.}$$

- Cálculo da pressão hidrostática devida ao empuxo da água sob o tubo,  $U_A$ :

$$U_A = \gamma_w \pi D/4$$

$$U_A = 9,81 \times 3,14 \times 2,286/4 = 17,60 \text{ kN/m}^2 = 17,60 \text{ kPa}$$

$$U_A = 62,4 \times 3,14 \times 90/12/4 = 367,38 \text{ psf} = 2,55 \text{ psi}$$

- Cálculo da pressão de vácuo crítica,  $P_{vac}$ :

Explicitando  $P_{vac}$  da Equação 4.18, tem-se:

$$P_{vac} = \{k_p \bar{\sigma}_y + \mu_B - [P_{ext} + U_A - 96(EI/D^3)d]r_r\}/(r_r - 1)$$

$$P_{vac} = \frac{\{3,69 \times 42,22 + 84,79 - [104,15 + 17,60 - 96(206,85 \times 10^6 \times 7,2 \times 10^{-8} / 2,286^3)0,05]1,35\}}{(1,35 - 1)} = 240,64 \text{ kPa}$$

$$P_{vac} = \frac{\{3,69 \times 6,45 + 12,46 - [15,53 + 2,55 - 96(30 \times 10^6 \times 0,0044 / 90^3)0,05]1,35\}}{(1,35 - 1)} = 37,24 \text{ psi}$$

O resultado mostra que a tubulação, para as condições pré-estabelecidas neste exemplo, resiste a uma pressão de vácuo de até 240,64 kPa (37,24) psi, representando um fator de segurança de 2,4 em relação ao vácuo absoluto 101 kPa (14,7 psi), superior ao mínimo recomendado, 2,0.

Se no exemplo acima, considerar uma melhora na qualidade da envoltória e reaterro de forma que a deflexão máxima seja limitada a 3%, a tubulação passará a resistir a uma pressão de vácuo 502,37 kPa (77,33 psi), aumentando o coeficiente de segurança de 2,4 para 5.

E ainda, aumentando no exemplo acima o recobrimento de solo, passando de 3,0 m (10 ft) para 4,5 m (15 ft), a tubulação passará a resistir a uma pressão de vácuo 342,78 kPa (52,92 psi), aumentando o coeficiente de segurança de 2,4 para 3,6.

**Exemplo 4.9** - Qual a pressão de vácuo crítica de uma tubulação de aço, com diâmetro de 2286 mm (90 in.) e espessura de 9,525 mm (0,375 in.), vazia, enterrada com recobrimento de 3,0 m (10ft) em solo granular com grau de compactação de 90% Proctor Normal, com nível de água máximo de 2,10 m (7 ft) acima do tubo. O peso específico do solo saturado:  $\gamma_{sat} \approx 20 \text{ kN/m}^3$  (130 pcf), peso específico do solo seco,  $\gamma_s \approx 16,5 \text{ kN/m}^3$  (105 pcf), ângulo de atrito de 35°. Peso específico da água ( $\gamma_w$ ) de 9,81 kN/m<sup>3</sup> (62,4 pcf). Modulo de elasticidade do aço  $E = 206,85 \times 10^6 \text{ kPa}$  ( $30 \times 10^6 \text{ psi}$ ). A deflexão está limitada pelas especificações a 5%.

- Cálculo da razão entre os raios vertical e horizontal da elipse,  $r_r$ :

$$r_r = r_y/r_x = (1 + 0,05)^3/(1 - 0,05)^3 = 1,35$$

- Cálculo do coeficiente de resistência passiva,  $k_p$ :

$$k_p = (1 + \text{sen}35)/(1 - \text{sen}35) = 3,69$$

- Cálculo da pressão externa do solo em A,  $P_{ext}$ :

$$P_{ext} = \gamma_{sat} h + \gamma_s (H - h)$$

$$P_{ext} = 20 \times 2,10 + 16,5(3,0 - 2,10) = 56,85 \text{ kN/m}^2 = 56,85 \text{ kPa} \quad \text{S.I.U.}$$

$$P_{ext} = 130 \times 7 + 105(10 - 7) = 1225 \text{ psf} = 8,51 \text{ psi} \quad \text{S.A.U.}$$

- Cálculo da pressão hidrostática em B,  $\mu_B$ :

$$\mu_B = (h + D/2)\gamma_w$$

$$\mu_B = (2,10 + 2,286/2)9,81 = 31,81 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 31,81 \text{ kPa} \quad \text{S.I.U.}$$

$$\mu_B = (7 + 90/2/12)62,4 = 670,8 \text{ pcf} = 4,66 \text{ psi} \quad \text{S.A.U.}$$

- Cálculo tensão efetiva vertical do solo em B,  $\bar{\sigma}_y$ :

$$\bar{\sigma}_y = (\gamma_{sat} - \gamma_w)(h + D/2) + \gamma_s (H - h)$$

$$\bar{\sigma}_y = (20 - 9,81)(2,1 + 2,286/2) + 16,50(3,0 - 2,1) = 47,9 \text{ kN/m}^2 = 47,9 \text{ kPa} \quad \text{S.I.U.}$$

$$\bar{\sigma}_y = (130 - 62,4) \left(7 + 90/\frac{2}{12}\right) + 105(10 - 7) = 1041,7 \text{ psf} = 7,23 \text{ psi} \quad \text{S.A.U.}$$

- Cálculo do momento de inercia, I:

$$I = 0,009525^3/12 = 7,2 \times 10^{-8} \text{ m}^3 \quad \text{S.I.U.}$$

$$I = 0,375^3/12 = 0,0044 \text{ in}^3 \quad \text{S.A.U.}$$

- Cálculo da pressão hidrostática devida ao empuxo da água sob o tubo,  $U_A$ :

$$U_A = \gamma_w \pi D/4$$

$$U_A = 9,81 \times 3,14 \times 2,286/4 = 17,60 \text{ kN/m}^2 = 17,60 \text{ kPa}$$

$$U_A = 62,4 \times 3,14 \times 90/12/4 = 367,38 \text{ psf} = 2,55 \text{ psi}$$

- Cálculo da pressão de vácuo crítica,  $P_{vac}$ :

Explicitando  $P_{vac}$  da Equação da Equação 4.18, tem-se:

$$P_{vac} = \{k_p \bar{\sigma}_y + \mu_B - [P_{ext} + U_A - 96(EI/D^3)d]r_r\} / (r_r - 1)$$

$$P_{vac} = \frac{\{3,69 \times 47,9 + 31,81 - [56,85 + 17,60 - 96(206,85 \times 10^6 \times 7,2 \times 10^{-8} / 2,286^3)0,05]1,35\}}{(1,35 - 1)}$$

$$= 331,56 \text{ kPa}$$

$$P_{vac} = \frac{\{3,69 \times 7,23 + 4,66 - [8,51 + 2,55 - 96(30 \times 10^6 \times 0,0044 / 90^3)0,05]1,35\}}{(1,35 - 1)} = 50,24 \text{ psi}$$

O resultado mostra que a tubulação para as condições pré-estabelecidas neste exemplo, resiste a uma pressão de vácuo de até 331,56 kPa (50,24) psi, representando um fator de segurança de 3,3 em relação ao vácuo absoluto 101 kPa (14,7 psi), superior ao mínimo recomendado, 2,0.

Se no exemplo acima, considerar uma melhora na qualidade da envoltória e reaterro de forma que a deflexão máxima seja limitada a 3%, a tubulação passará a resistir a uma pressão de vácuo 627,10 kPa (94,98 psi), aumentando o coeficiente de segurança de 3,3 para 6,2.

#### 4.6.3 CONCLUSÕES

Analisando-se os resultados dos exemplos apresentados, verifica-se que:

- As variáveis mais significativas são a deflexão do anel ( $d$ ) e o ângulo de atrito do solo ( $\phi$ ), que é função do grau de compactação;
- O nível da água acima do tubo baixa a capacidade de suporte do solo e o coeficiente de segurança para o vácuo crítico;
- O aumento da cobertura de solo aumenta o coeficiente de segurança para o vácuo crítico.

#### 4.7 BLOCOS DE ANCORAGEM

Blocos de ancoragens são usados em pontos de mudanças de direção, mudanças de seções, derivações, caps, válvulas, instalações em locais íngremes, quando são usadas juntas que não restringem o movimento dos tubos e suas conexões.

As tubulações de aço com juntas soldadas instaladas enterradas, que são o objeto deste capítulo, normalmente não necessitam de blocos de ancoragens, uma vez que este tipo de junta, além de restringir completamente o movimento dos tubos e suas conexões, são projetados para resistir e transmitir as forças longitudinais decorrentes dos empuxos de um tubo para o outro, através das respectivas soldas.

No entanto, em situações especiais, tais como as descritas abaixo, recomenda-se o uso de ancoragens:

- Trechos íngremes ou encostas acentuadas podem requerer blocos de ancoragem para se prevenir contra deslizamentos de terra e, num espaçamento tal que reduza o peso do tubo a ser suportado em cada bloco a valor seguro;
- Locais que necessitem que forças causadas pelo movimento da tubulação não atinjam e desalinhem equipamentos, tais como: válvulas, bombas, etc.;
- Em locais que não há aterro com peso suficiente para restringir o movimento da tubulação dentro de limites aceitáveis, para não provocar fendas na superfície da vala acima das recomendadas.

### 5 ANÁLISE ESTRUTURAL DA TUBULAÇÃO AÉREA

Uma adutora, ao longo de seu caminhar, pode encontrar trechos sobre rios, córregos, lagos, brejos etc., levando a que esses trechos sejam aéreos sobre blocos de apoio convenientemente espaçados.

Duas configurações básicas são normalmente utilizadas para os suportes da tubulação: tipo berço e tipo anel enrijecedor.

Os suportes tipo berço são os mais simples e podem ser de concreto armado ou metálico. O contato tubo berço abrange um arco com ângulo que varia de  $90^\circ$  a  $180^\circ$ , crescendo o benefício à medida do seu aumento, mas por outro lado, traz dificuldade na instalação. Por isso, o ângulo normalmente utilizado é  $120^\circ$ .

O apoio de concreto armado consiste de um pilar com superfície de topo adaptada à forma do tubo, denominada berço. O contato tubo com berço de concreto é feito através de uma manta de teflon, camadas de feltro intercaladas com grafite ou polietileno de alta densidade, visando diminuir o atrito entre o tubo e o concreto, quando o tubo se expande ou se contrai com a mudança de temperatura. A **Figura 5.1** ilustra este tipo de apoio, berço de concreto.

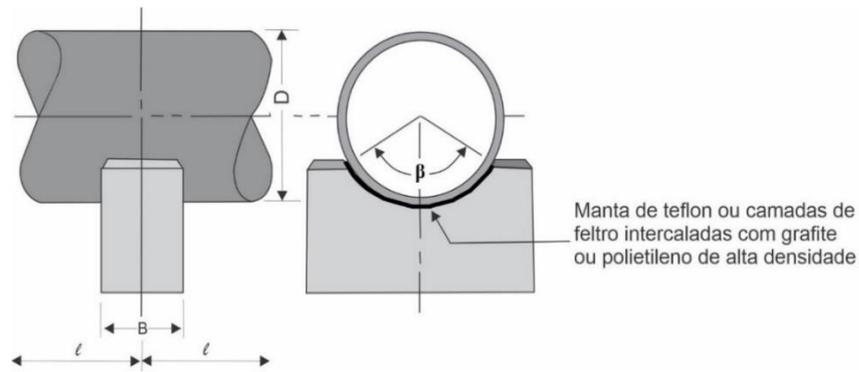
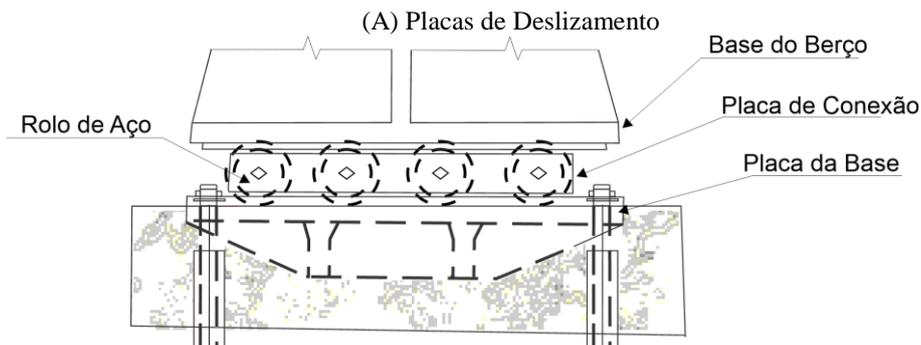
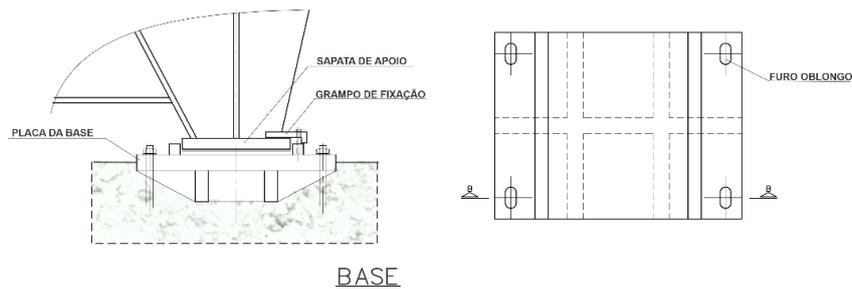
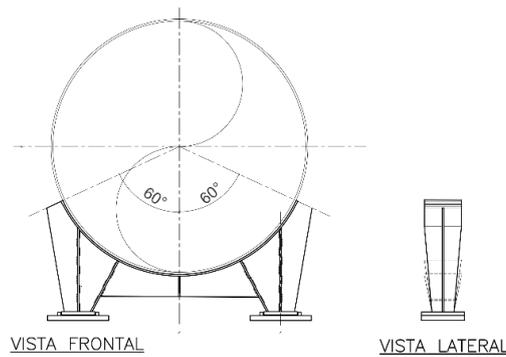
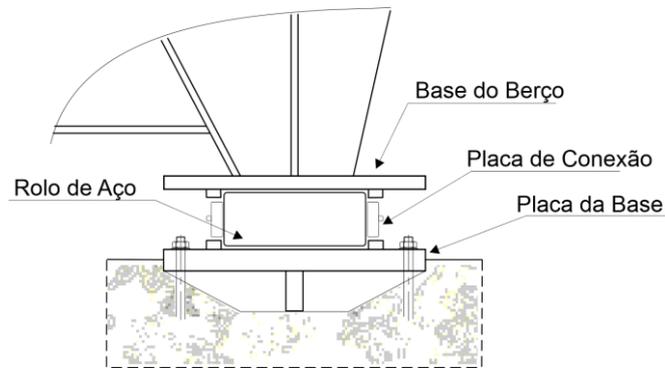


Figura 5.1 – Apoio Tipo Berço de Concreto

O berço metálico é a estrutura que transmite a carga para o bloco de concreto. Este tipo de berço elimina a interface entre o tubo e o berço de concreto, espaço que retém umidade e promove a corrosão da superfície externa do tubo, num local inacessível para manutenção e pintura. Neste tipo de berço, a movimentação da tubulação decorrente da variação da temperatura pode ser facilitada por placas de deslizamento, intercaladas com manta de teflon, camadas de feltro intercaladas com grafite ou polietileno de alta densidade, conforme **Figura 5.2 A**, e de rolagem, intercalada com rolos de aço, conforme **Figura 5.2 B**.



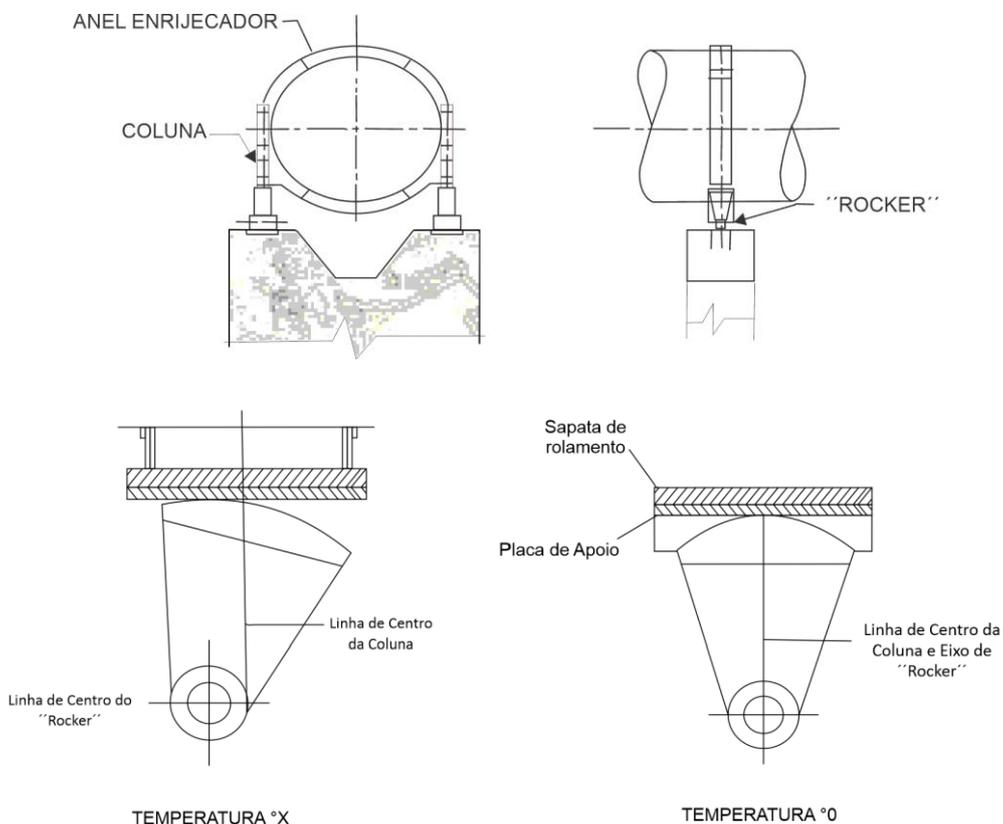


(B) Cilindros de Rolamento (Rolos)

**Figura 5.2 – Apoio Tipo Berço Metálico**

Outro tipo de suporte feito de aço é o Anel Enrijecedor, constituído de três partes: anel enrijecedor, coluna e a estrutura que permite a movimentação linear da tubulação e transmite a carga ao pilar. São utilizados apenas quando as condições locais exigem vãos maiores ou em condições especiais. Os sistemas que permitem a movimentação da tubulação decorrente da variação da temperatura, são de três tipos: “rocker”, rolos e deslizamento. O tipo “rocker” está ilustrado na Figura 5.3. Os demais são semelhantes às estruturas de movimentação dos berços metálicos.

O sistema “rocker” funciona como um pêndulo invertido, de tal forma que mantém a tubulação no mesmo nível durante os movimentos decorrentes da variação de temperatura.



**Figura 5.3 – Apoio Tipo Anel Enrijecedor**

O comprimento do vão entre apoios deve ser determinado para cada situação particular. Vãos grandes exigem poucos apoios, mas em contrapartida, requerem suportes especiais e mais pesados, tais como anéis enrijecedores e, muitas vezes, maior espessura das tubulações nos suportes e meio do vão, em função do aumento de tensões nesses locais. Outros fatores que influenciam é a necessidade de ancoragens decorrentes de mudança de direção ou inclinação.

A análise estrutural de uma tubulação aérea passa por quatro fases básicas:

- Determinação da espessura mínima da tubulação;
- Análise das tensões nos vãos, ou seja, entre os suportes;
- Análise das tensões nos suportes;
- Verificação da flecha máxima.

A análise das tensões nos suportes aqui apresentada abrange suporte tipo berço de concreto ou metálico. Os suportes tipo anéis enrijecedores são utilizados em casos especiais, quando o comprimento requerido do vão entre suportes, técnica e economicamente, o exigir.

## 5.1 DETERMINAÇÃO DA ESPESSURA MÍNIMA DA TUBULAÇÃO

Num trecho aéreo, a tubulação, além de observar a espessura mínima requerida para atender a maior pressão interna em que será submetida e a espessura mínima para atender às condições de manuseio e transporte, de acordo o **item 3.1**, deve também resistir à pressão de colapso conforme prescreve o **item 3.2**, considerada, no mínimo, a elipticidade de até 1% tolerada pelas normas na fabricação dos tubos.

Assim, substituindo na Eq 3.5 (cálculo da pressão de colapso crítica),  $\Delta_x$  por 0,01, resulta:

$$(p_{cr})^2 - \left[ \frac{\sigma_e}{m} + (1 + 0,06m)p_c \right] p_{cr} + \frac{\sigma_e p_c}{m} = 0 \quad (\text{Eq 5.1})$$

Onde:

$p_{cr}$  = pressão de colapso crítica de um conduto circular com elipticidade, psi (kPa)

$\sigma_e$  = tensão de escoamento mínima do material, psi (kPa)

$m = r_o/t_s$

$r_o$  = raio externo do tubo

$t_s$  = espessura da parede do tubo

$p_c$  = pressão de colapso de um tubo com seção circular perfeita, psi (kPa)

$E_s$  = módulo de elasticidade do aço = 30.000.000 de psi (206.840 MPa)

O **Quadro 5.1** apresenta exemplos de cálculo de espessura mínima de tubulação aérea, calculada conforme os itens 3.1 e 3.2. Nos exemplos apresentados, a pressão de colapso foi que definiu a espessura mínima das tubulações. Observe que não foi considerado nenhum fator de segurança. Por outro lado, a pressão que pode colapsar uma tubulação aérea é, normalmente, decorrente da ocorrência de vácuo interno que pode ocorrer nas seguintes situações:

- Arrebentamento de um trecho ou descarga súbita em fundos de vales. Nessas situações, a prática recomenda instalar ventosas de admissão de ar (quebra vácuo) dimensionadas convenientemente para tal fim, devendo, em cada ponto alto, serem instaladas, no mínimo, duas ventosas, sendo uma como reserva. Estas unidades já são previstas para facilitar as operações de descargas da tubulação, apenas o dimensionamento deverá ser reforçado, considerando a possibilidade de um rompimento da tubulação nos pontos baixos. Por exemplo, considerar um rompimento parcial de 50% da tubulação já oferece uma segurança satisfatória;
- Isolamento de trecho, através de fechamento de válvula. Nessas situações, a prática recomenda instalar ventosas de admissão de ar (quebra vácuo) a jusante da válvula;

- Ocorrência de subpressões decorrentes de transientes hidráulicos. Nessas situações, são recomendados à instalação de equipamentos de proteção para eliminar a ocorrência dessas subpressões.

A adoção dos procedimentos acima citados, entre outros benéficos, elimina a formação de vácuo e, conseqüentemente, a geração de pressões que possam a vir colapsar a tubulação aérea, tornando o valor da espessura da tubulação aérea, como calculado no **Quadro 5.1**, um valor seguro. Entretanto, se análises de riscos e de custos/benefícios optarem por uma segurança maior, as pressões de colapso podem ser calculadas admitindo para tubulações aéreas uma ovalidade maior, por exemplo; 1,5% em vez de 1,0%. Salienta-se que até a publicação da quinta edição do M11 a pressão de colapso era geralmente calculada pela fórmula de Stewart que considerava um fator de segurança de 30% para cobrir variações de temperatura, falta de circularidade e outras tolerâncias de fabricação. Essa fórmula, conforme demonstrado no item 3.2, equivale ao cálculo com esta nova metodologia considerando-se a tubulação com uma ovalidade de 2%.

**QUADRO 5.1 - EXEMPLOS DE DETERMINAÇÃO DA ESPESSURA MÍNIMA DE TUBULAÇÃO AÉREA (1)**

Aço	Tensão de Escoramento ( $\sigma_c$ )		Diâmetro Externo		Pressão Interna			Espessura Mínima Calculada (t) p/Atender				Espessura Adotada (t) (2)				
	psi	kPa	in.	mm	tipo	psi	kPa	Pressão Interna		Manuseio e Transporte	Colapso Total p/Elipicidade de 1%		in.	mm		
								in.	mm		D/t	in.			mm	
ASTM A139 GRAUC	42.000	289.590	72	1.829	trabalho ( $P_w$ )	160	1.103	0,2743	6,967							
					transiente ( $P_s$ )	220	1.517	0,2514	6,386	0,2300	5,842	157,27	0,4578	11,628	0,469	11,913
					teste ( $P_t$ )	200	1.379	0,2286	5,806							
ASTM A36 GRAU20	36.000	248.220	48	1.219	trabalho ( $P_w$ )	140	965	0,1867	4,741							
					transiente ( $P_s$ )	220	1.517	0,1956	4,967	0,1667	4,233	156,03	0,3076	7,814	0,312	7,925
					teste ( $P_t$ )	200	1.379	0,1778	4,516							
ASTM A283 GRAUD	33.000	227.535	40	1.016	trabalho ( $P_w$ )	213	1.469	0,2582	6,558							
					transiente ( $P_s$ )	270	1.862	0,2182	5,542	0,1389	3,528	155,24	0,2577	6,545	0,281	7,137
					teste ( $P_t$ )	300	2.069	0,2424	6,158							
ASTM 1018 S536	36.000	248.220	90	2.286	trabalho ( $P_w$ )	150	1.034	0,3750	9,525							
					transiente ( $P_s$ )	180	1.241	0,3000	7,620	0,2750	6,985	156,03	0,5768	14,651	0,625	15,875
					teste ( $P_t$ )	188	1.296	0,3133	7,959							
NOTAS: (1) Revestimento interno e externo flexível																
(2) Adotada espessura comercial imediatamente superior à máxima das mínimas requeridas																

## 5.2 ANÁLISE DAS TENSÕES NOS VÃOS

São consideradas as análises das seguintes tensões:

- Tensão longitudinal no vão decorrente da flexão da tubulação;
- Tensão circunferencial no vão decorrente da pressão interna;
- Tensão equivalente baseada na teoria de Hencky-von Mises;
- Tensão longitudinal decorrente do movimento longitudinal da tubulação causado pela variação da temperatura;
- Tensão longitudinal decorrente do efeito de Poisson;
- Tensão longitudinal combinada.

A tensão longitudinal no vão devido à flexão da tubulação é dada pela expressão:

$$\sigma_{zv} = M_v D_o / (2I_c) \quad , \text{ onde:} \quad (\text{Eq 5.2})$$

- $\sigma_{zv}$  = tensão longitudinal no vão, em kPa (psi);
- $M_v$  = momento máximo de flexão longitudinal no vão N.m (lb.in.);
- $D_o$  = diâmetro externo do tubo, m (in.);
- $I_c$  = Momento de inércia do cilindro de aço do tubo =  $\pi(D_o^4 - D_i^4)/64$ ; m<sup>4</sup> (in.<sup>4</sup>);
- $D_i$  = diâmetro interno do tubo, m (in.).

A tensão circunferencial no vão decorrente da pressão interna é:

$$\sigma_{xv} = \frac{pD}{2t} \quad , \text{ onde:} \quad (\text{Eq 5.3})$$

- $\sigma_{xv}$  = tensão circunferencial no vão em kPa (psi);
- $p$  = pressão interna no tubo em kPa (psi);
- $D$  = diâmetro do tubo em mm (in.);
- $t$  = espessura da parede do tubo em mm (in.).

A tensão equivalente, baseada na teoria de Hencky-von Mises, é calculada a partir das tensões longitudinal e circunferencial, consideradas como principais, pela expressão:

$$\sigma_{eq}^2 = \sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_z + \sigma_z^2 \quad , \text{ onde:} \quad (\text{Eq 5.4})$$

- $\sigma_{eq}$  = tensão equivalente de Hencky-von Mises em kPa (psi);
- $\sigma_x$  = tensão circunferencial em kPa (psi);
- $\sigma_z$  = tensão longitudinal em kPa (psi);

A tensão equivalente resultante deve ser inferior a 50% da tensão de escoamento do aço, se a pressão considerada é a pressão de trabalho, e 75% se é a pressão transiente/teste. Senão, deverá ser diminuído o vão ou aumentado a espessura da chapa da tubulação.

A tensão longitudinal decorrente da mudança de temperatura a ser considerada é sempre de compressão, dada pela equação:

$$\sigma_{z\Delta t} = E_s \alpha \Delta T \quad , \text{ onde:} \quad (\text{Eq 5.5})$$

- $\sigma_{z\Delta T}$  = tensão longitudinal em kPa (psi)
- $E_s$  = módulo de elasticidade do aço = 206.850.000 KPa (30.000.000 psi)
- $\alpha$  = coeficiente de expansão térmica do aço =  $11,7 \times 10^{-6}$  m/m/°C =  $6,5 \times 10^{-6}$  in./in./°F;

-  $\Delta T$  = variação da temperatura em graus °C (°F)

Substituindo as constantes na equação, obtém-se:

- Sistema Internacional de Unidades (SIU)

$\sigma_{z\Delta T} = 2420\Delta T$ , em kPa, sendo  $\Delta T$  em graus Centígrados, °C

- Sistema Americano de Unidades (SAU)

$\sigma_{z\Delta T} = 195\Delta T$ , em psi, sendo,  $\Delta T$  em graus Fahrenheit, °F

A Tensão longitudinal decorrente do efeito de Poisson é:

$$\sigma_{z\nu} = \frac{\nu_s p D}{2t}, \text{ onde:} \quad (\text{Eq 5.6})$$

- $\sigma_{z\nu}$  = Tensão longitudinal efeito de Poisson em kPa (psi)
- $\nu_s$  = coeficiente de Poisson do aço = 0,30
- $p$  = pressão interna no tubo em kPa (psi);)
- $D$  = diâmetro do tubo em mm (in.)
- $t$  = espessura da parede do tubo em mm. (in)

A Tensão longitudinal combinada é:

$$\sigma_{zc} = \sigma_z + \sigma_{z\Delta T} + \sigma_{z\nu} \quad (\text{Eq 5.7})$$

Conforme já indicado no **item 3.6.4**, considera-se que a tensão longitudinal decorrente da variação da temperatura é secundária, enquanto as demais são primárias. A tensão longitudinal combinada resultante deve ser menor que 90 % da mínima tensão de escoamento ( $\sigma_e$ ) ou 2/3 da mínima tensão de ruptura ( $\sigma_u$ ) do aço especificado para o tubo. Adotar o menor dos dois valores.

### 5.3 ANÁLISE DAS TENSÕES NOS SUPORTES TIPO BERÇO

São consideradas à análise das seguintes tensões:

- Tensão de arco no berço;
- Tensão longitudinal no berço decorrente da flexão da tubulação
- Tensão circunferencial no berço decorrente da pressão interna;
- Tensão longitudinal decorrente do movimento longitudinal da tubulação causado pela variação da temperatura;
- Tensão longitudinal decorrente do efeito de Poisson;
- Tensão longitudinal combinada;
- Tensão equivalente baseada na teoria de Hencky-von Mises.

A tensão de arco no berço é dada pela expressão:

$$\sigma_{cb} = k \frac{P}{t^2} \ln(D_o/2t), \text{ onde:} \quad (\text{Eq 5.8})$$

- $\sigma_{cb}$  = tensão de arco no berço em kPa (psi);
- $k$  = fator ângulo de contato =  $0,02 - 0,00012(\beta - 90)$ ;
- $\beta$  = ângulo de contato em graus (ver Figuras 5.1 e 5.2)
- $P$  = reação total no suporte em kN (lb);

- $D_o$  = diâmetro externo do tubo em m (in.)
- $t$  = espessura da parede do tubo ou do tubo com reforço ( $t_r$ ) em mm (in.)

A tensão  $\sigma_{cb}$  resultante deve ser menor do que 50% da tensão do escoamento do aço. A diminuição da tensão circunferencial no berço é conseguida com aumento local da espessura do tubo, através de utilização de chapa de aço mais grossa ou envolvendo (reforço) o tubo nesse local com outra chapa.

O comprimento necessário do tubo com espessura aumentada (reforço) é dada pela expressão:

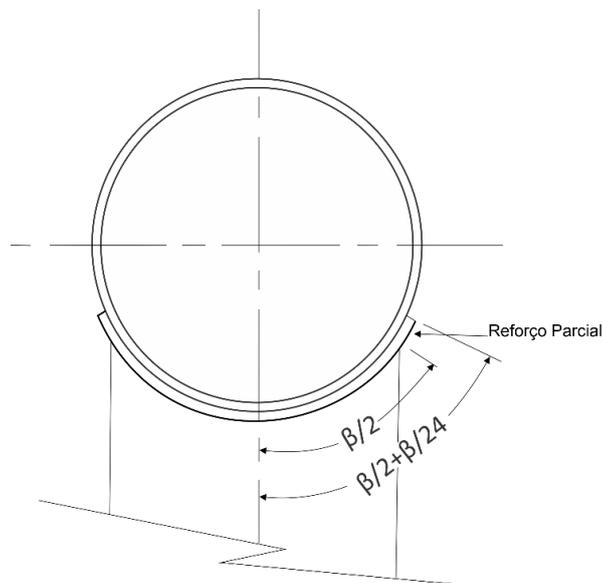
$$L_r = B + 1,56(r_o t_r)^{1/2}, \text{ onde:} \quad (\text{Eq 5.9})$$

- $L_r$  = comprimento do reforço em m (in.);
- $r_o$  = raio externo do tubo em m (in.);
- $t_r$  = espessura do tubo com reforço em m (in.);
- $B$  = largura do berço em m (in.);

A parcela excedente à largura do berço é de  $1,56(r_o t_r)^{1/2}$ , sendo  $0,78(r_o t_r)^{1/2}$  para cada lado da largura do berço.

O envolvimento (reforço) pode ser parcial, quando se pretende diminuir, exclusivamente, a tensão de arco no berço ou total, quando se pretende diminuir as demais tensões.

Quando o envolvimento (reforço) é parcial o arco excede o ângulo de contato  $\beta$  de  $\beta/12$ , ou seja;  $\beta/24$  para cada lado do berço, conforme ilustrado abaixo.



A tensão longitudinal no berço devido a flexão da tubulação é dada pela expressão:

$$\sigma_{zb} = M_b D_o / (2I_c) , \text{ onde:} \quad (\text{Eq 5.10})$$

- $\sigma_{zb}$  = tensão longitudinal no berço em kPa (psi);
- $M_b$  = momento máximo de flexão longitudinal no berço em N.m (lb.in.);
- $D_o$  = diâmetro externo do tubo ou tubo com reforço, quando for total em m (in.);
- $I_c$  = Momento de inércia do cilindro de aço do tubo =  $\pi(D_o^4 - D_i^4)/64$ ;  $m^4$  (in.<sup>4</sup>);
- $D_i$  = diâmetro interno do tubo, m (in.).

A tensão circunferencial decorrente da pressão interna é:

$$\sigma_{xb} = \frac{pD}{2t}, \text{ onde:} \quad (\text{Eq 5.11})$$

- $\sigma_{xb}$  = tensão circunferencial em kPa (psi);
- $p$  = pressão interna no tubo em kPa (psi);
- $D$  = diâmetro do tubo em mm (in.);
- $t$  = espessura da parede do tubo ou tubo com reforço, quando for total, em mm (in.).

A tensão longitudinal decorrente da mudança de temperatura é dada pela equação 5.5.

A tensão longitudinal de compressão decorrente do efeito de Poisson é

$$\sigma_{z\theta} = 0,3\sigma_{xb} \quad (\text{Eq 5.12})$$

A tensão longitudinal combinada é a soma de todas as tensões longitudinais, ou seja; tensão devido a flexão + tensão térmica (devido a mudança de temperatura) + tensão devido o efeito de Poisson.

A tensão equivalente no berço, baseada na teoria de Hencky-von Mises, é calculada a partir das tensões longitudinal combinada e circunferencial, conforme equação Eq 5.4 e deve ser inferior a 50% da tensão de escoamento do aço. Senão, deverá ser diminuído o vão ou as características do suporte (berço).

#### 5.4 VERIFICAÇÃO DA FLECHA MÁXIMA

Tradicionalmente, a deflexão máxima ou flecha com tubo cheio estaria limitada a 1/360 do vão, contudo valores maiores, em certas circunstâncias, têm sido utilizados.

O cálculo da flecha máxima em uma tubulação aérea depende do tipo de apoios, se simples ou engastados; número de vãos; tipos de carga, se uniformemente distribuída, concentrada ou mista.

Para apenas um vão, com extremos simplesmente apoiados e carga uniformemente distribuída, a flecha no centro do vão é:

$$y = 0,013wl^4/E_sI_c, \text{ onde:}$$

:

- $y$  = deflexão no meio do vão em m (in.);
- $l$  = comprimento do vão em m (in.);
- $w$  = a carga distribuída no vão em N/m (lb/in.);
- $E_s$  = módulo de elasticidade do aço em kPa (psi);
- $I_c$  = momento de inércia do cilindro do tubo em  $m^4$  (in.<sup>4</sup>).

Caso os extremos sejam fixos, como nos vãos internos de um trecho com vários apoios, o valor da flecha dado pela fórmula acima deverá ser multiplicado por 0,2.

Para prevenir acúmulo de água no vão, drenando-o livremente, o apoio a montante, considerando o fluxo de drenagem, deve ser mais elevado do que o de jusante de uma quantidade que depende da flecha entre eles.

Na prática, o gradiente médio é determinado pela expressão:

$$G \geq 4y/l \quad (\text{Wilson e Newmark 1933}), \text{ onde:} \quad (\text{Eq 5.13})$$

- $G$  = gradiente, em m/m (in/in);
- $l$  = comprimento do vão em m (in);
- $y$  = deflexão no meio do vão com o tubo vazio.

## 5.5 DETERMINAÇÃO DOS VÃOS MÁXIMOS ENTRE SUPORTES

Uma tubulação aérea, normalmente, comporta-se como uma viga contínua autoportante, sobre apoios convenientemente espaçados entre uma ancoragem e uma junta de expansão.

As juntas de expansão são instaladas para permitir expansão ou contração da tubulação decorrentes das mudanças de temperatura. O espaçamento entre ancoragens, onde juntas de expansão são usadas, segundo recomendação do M11 da AWWA não deve ultrapassar a 150 m (500ft) devido ao acúmulo de forças longitudinais. É razoável considerar um espaçamento máximo da ordem de 120 m (400ft) entre ancoragens para pré-estabelecer um vão máximo entre apoios, numa fase de estudos de concepção.

Em tubulação aérea de aço soldado, os vãos entre apoios, normalmente, variam entre 12 m (40ft) e 36 m (120 ft). Considerando esses vãos e um espaçamento máximo de 120 m entre uma ancoragem e junta de dilatação, o número de vãos do trecho aéreo correspondente, em média não ultrapassa cinco vãos.

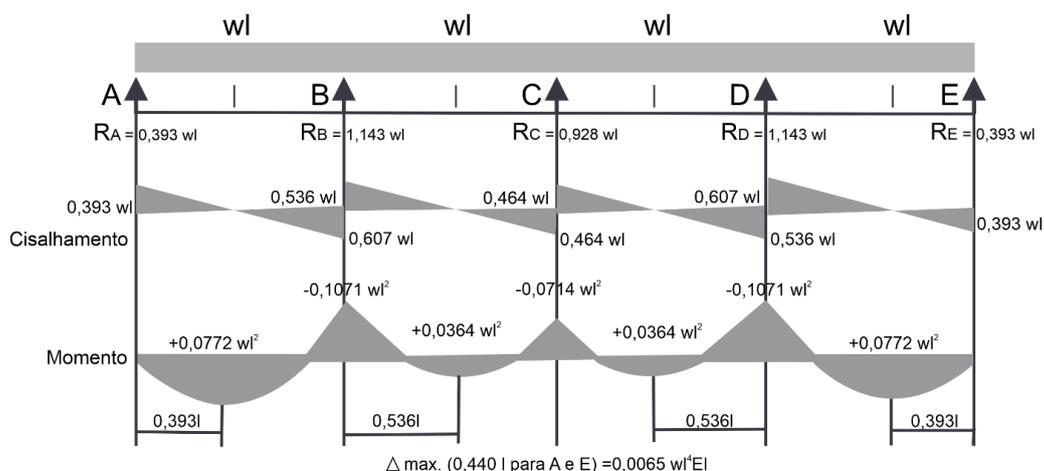
Analisando-se os diagramas e fórmulas tabeladas de vigas contínuas de até cinco vãos, verifica-se que os esforços resultantes, decorrentes de um carregamento uniformemente distribuído (peso do tubo e do líquido transportado), que melhor representam uma situação típica são os de uma viga com quatro vãos iguais. Portanto, esses esforços serão os utilizados na análise que permitirá, em função do tipo de apoio, determinar o vão máximo entre apoios e, assim, conceber o projeto do trecho aéreo correspondente.

Os esforços máximos solicitantes numa viga contínua de quatro vãos iguais sob carregamento uniformemente distribuído, conforme ilustrados na **Figura 5.4**, são:

- Momento máximo no vão =  $0,0772 wl^2$ , situado no primeiro e quarto vão e a  $0,393l$  dos extremos;
- Momento máximo nos suportes =  $0,107 wl^2 = wl^2/9$  em B e D;
- Reação Máxima =  $1,143 wl$  nos suportes B e D;
- Flecha máxima =  $0,0065 wl^4/EI_c = 2,5 wl^4/384 EI_c$ , situada no primeiro e quarto vão e a  $0,440l$  dos extremos.

Onde;

- $w$  = a carga distribuída no vão em N/m (lb/in);
- $l$  = comprimento do vão em m ( in);
- $E$  = módulo de elasticidade do aço = 206.850.000 kPa (30.000.000 psi);
- $I_c$  = momento de inércia do cilindro do tubo em  $m^4$  (in.<sup>4</sup>) =  $\pi(D_o^4 - D_i^4)/64$



**Figura 5.4 – Diagrama de Viga Contínua com Quatro Vãos Iguais sob Carga Distribuída**

Considerando o exposto anteriormente, como exemplos, são estimados os vãos máximos entre suportes para as tubulações apresentadas no **Quadro 5.1**.

Inicialmente, são determinados os vãos máximos para cada tubulação, independentemente do tipo de suporte, ou seja, análise exclusiva como viga contínua sem considerar as tensões nos apoios. Veja **Quadro 5.2 – Vão Máximo Independente do Tipo de Suporte**.

Para determinar o vão máximo entre suportes, explicita-se em função do seu comprimento, a tensão longitudinal devido à flexão, (Eq 5.2), substituindo-se o valor do momento máximo do vão da viga contínua acima ( $\sim 0,08wl^2$ ):

$$\sigma_{zv} = M_v D_o / (2I_c)$$

$$\sigma_{zv} = 0,08wl^2 D_o / (2I_c) = 0,04wl^2 D_o / I_c, \text{ onde; } \quad (\text{Eq 5.14})$$

- w é o peso unitário distribuído do tubo (wt) e da água (ww):
- Peso unitário do aço =  $\gamma_s = 77 \text{ kN/m}^3$  ( $490 \text{ lb/ft}^3 = 0,284 \text{ lb/in}^3$ );
- Peso unitário da água =  $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$  ( $62,4 \text{ lb/ft}^3 = 0,036 \text{ lb/in}^3$ );
- $w_t = \gamma_s \pi D t = 77 \pi D t \text{ kN/m}$  ( $0,284 \pi D t \text{ lb/in}$ );
- $w_w = \gamma_w \pi D^2 / 4 = 9,81 \pi D^2 / 4 \text{ kN/m}$  ( $0,036 \pi D^2 / 4 \text{ lb/in}$ ) =  $2,453 \text{ kN/m}$  ( $0,009 \pi D^2 \text{ lb/in}$ );
- $w = w_t + w_w$ .

Substituindo a Equação 5.14 na Equação 5.4 (com  $\sigma_{eq} = \sigma_e$ ) e resolvendo, obtém-se:

$$(0,04w D_o / I_c)^2 l^4 - (0,04w D_o / I_c \sigma_x) l^2 + \sigma_x^2 - \sigma_e^2 = 0, \quad (\text{Eq 5.15})$$

Considerando-se as características da tubulação e fazendo, como recomendado, a tensão equivalente máxima igual a 50% da tensão de escoamento do aço, calcula-se o vão máximo resolvendo a Equação 5.15. Para o vão calculado, determina-se a flecha ( $2,5 wl^4 / 384 EI_c$ ) e verifica se está de acordo com a razão máxima recomendada (1/360). Quando ultrapassa essa razão, diminui-se o vão até atendê-la. Posteriormente, para o vão adotado, calcula-se a tensão longitudinal combinada decorrente das tensões longitudinais: térmica (Eq 5.5), efeito Poisson (Eq 5.6), e de flexão da viga (Eq 5.2), verificando se estão dentro dos limites permissíveis. Para os vãos que não atendem a esses limites, adotam-se vãos menores. O **Quadro 5.2** ilustra esses cálculos.

Posteriormente, são determinados os vãos máximos para cada tipo de berço considerado:

- Quadro 5.3A – Vão Máximo Para Berço Simples (Sem Reforço);
- Quadro 5.3B – Vão Máximo Para Berço com Reforço Parcial ( $e = t$ );
- Quadro 5.3C – Vão Máximo Para Berço com Reforço Total ( $e = t$ );
- Quadro 5.3D – Vão Máximo Para Berço com Reforço Total ( $e = 2t$ )

Os **Quadros 5.3A, B, C e D** apresentam os vãos máximos, admitindo suporte tipo berço, considerando no local do suporte: tubulação sem reforço, tubulação com reforço parcial com chapa de mesma espessura do tubo, tubulação com reforço total com chapa de mesma espessura do tubo e tubulação com reforço total com chapa com o dobro da espessura do tubo, respectivamente. Inicialmente, calcula-se o vão máximo permissível pelo suporte a partir da equação 5.8, admitindo-se uma tensão de arco máxima igual a 50 % da tensão de escoamento do aço.

Substituindo-se na equação 5.8 o valor da reação máxima nos apoios de uma viga contínua de quatro vãos ( $1,143wl$ ), a tensão circunferencial como 50% da tensão de escoamento, obtém-se para cada tipo de berço considerado com ângulo de contato de  $120^\circ$  ( $k=0,0164$ ):

- Berço sem reforço (Quadro 5.3A)

$$\sigma_{cb} = k P / t^2 \ln(D_o / 2t)$$

$$0,5\sigma_e = 0,0164 * 1,143wl / t^2 \ln(D_o / 2t)$$

$$l = \frac{0,5\sigma_e t^2}{0,0187w \ln(D_o/2t)}$$

- Berço com reforço parcial ou total (Quadros 5.3B e 5.3C – e = t; tr = 2t)

$$l = \frac{0,5\sigma_e 4t^2}{0,0187w \ln(D_o/4t)}$$

A tensão de arco no berço é a mesma, independente do reforço ser parcial ou total. O que muda são as demais tensões, reduzindo-as quando o reforço é total.

- Berço com reforço total (Quadro 5.3D – e = 2t; tr = 3t)

$$l = \frac{0,5\sigma_e 9t^2}{0,0187w \ln(D_o/6t)}$$

Em seguida, para o vão calculado, determina-se as tensões: longitudinal devido a flexão (Eq 5.10), circunferencial (Eq 5.11), longitudinal devido o efeito de Poisson (Eq 5.12), tensão longitudinal combinada, considerando a tensão térmica calculada no **Quadro 5.2**, verificando se o resultado está dentro dos limites permissíveis.

No cálculo da tensão longitudinal devido flexão (Eq 5.10), utiliza-se o momento máximo nos apoios de uma viga contínua com quatro vãos ( $wl^2/9$ ), resultando:

$$\sigma_{zb} = M_b D_o / (2I_c)$$

$$\sigma_{zb} = \frac{wl^2}{9} D_o / (2I_c)$$

$$\sigma_{zb} = \frac{wl^2}{18} D_o / I_c l^2$$

Posteriormente, verifica-se se a tensão equivalente baseada na teoria de Hencky-Von Mises (Eq 5.4) é no máximo 50% da tensão de escoamento do aço considerando a tensão longitudinal combinada e a tensão circunferencial,. Quando os resultados não atendem aos limites admissíveis, vai-se adotando vãos inferiores aos calculados até que as condições sejam atendidas. Finalmente, calcula-se a parcela do comprimento do reforço excedente à largura do berço (Eq 5. 9).

A seguir são apresentados os **Quadros 5.2, 5.3A, 5.3B, 5.3C, 5.3D e 5.4**. O **Quadro 5.4** mostra o resumo dos resultados. Na sequência, apresentam-se algumas conclusões com base nos exemplos estudados.

**QUADRO 5.2 - VÃOS MÁXIMOS INDEPENDENTE DO TIPO DE SUPORTE**

Tensão escoamento ( $\sigma_e$ )	Diâmetro ( $D_o$ )		Espessura (t)		Pressão trabalho (p)		Peso água+tubo (w)		Mí inercia tubo (Ic)		Tensão circumf. ( $\sigma_x$ )																				
	m	in	m	in	kPa	psi	kN/m	lb/in	m <sup>4</sup>	in <sup>4</sup>	kN/m <sup>2</sup>	lb/in <sup>2</sup>	kPa	psi																	
289.590	1,829	72	0,0119	0,469	1.103	160	31,03	176,61	0,0281	67,377	80,93	0,0075	84.672	12.281																	
248.220	1,219	48	0,0079	0,312	965	140	13,78	78,47	0,0055	13,281	121,61	0,0113	74.217	10.769																	
227.535	1,016	40	0,0071	0,281	1.469	213	9,70	55,24	0,0029	6,911	137,10	0,0128	104.561	15.160																	
248.220	2,286	90	0,0159	0,625	1.034	150	49,03	279,07	0,0729	175,142	61,49	0,0057	74.448	10.800																	
Equação tensões combinadas													Vão adotado (L)																		
Vão calculado					Flecha (y)					Condição																					
m					m					y/L			m		in																
psi					max.																										
6550L <sup>4</sup> - 6852528L <sup>2</sup> - 1,4E+10					0,00006L <sup>4</sup> - 92,72L <sup>2</sup>					45,45			1.792			0,15		5,86		0,0033		NÃO		43		1.700					
14790L <sup>4</sup> - 9025739L <sup>2</sup> - 9,9E+09					0,00013L <sup>4</sup> - 122,16L <sup>2</sup>					34,32			1.353			0,11			4,30			0,0032		NÃO		30		1.200			
18796L <sup>4</sup> - 14335189L <sup>2</sup> - 2E+09					0,00016L <sup>4</sup> - 193,87L <sup>2</sup>					29,73			1.172			0,08			3,27			0,0028		OK		25		1.000			
3782L <sup>4</sup> - 4578125L <sup>2</sup> - 9,9E+09					0,00003L <sup>4</sup> - 61,95L <sup>2</sup>					48,27			1.903			0,11			4,53			0,0024		OK		43		1.700			
207360000					207360000																										
Tensão rotura ( $\sigma_u$ )		Var temp ( $\Delta T$ )		Tensão térmica		Tensão de Poisson		Tensão flexão		Tensão longit. Comb.		Condição SIU		Condição SAU																	
kPa	psi	°C	°F	kPa	psi	kPa	psi	kPa	psi	kPa	psi	< 0,9 $\sigma_e$ e < 2/3 $\sigma_u$	< 0,9 $\sigma_e$ e < 2/3 $\sigma_u$																		
413.700	60.000	35	63	84.700	12.285	25.401	3.684	149.641	21.817	259.742	37.787	VERDADEIRO	VERDADEIRO																		
399.910	58.000	35	63	84.700	12.285	22.265	3.231	109.452	16.334	216.417	31.850	VERDADEIRO	VERDADEIRO																		
413.700	60.000	35	63	84.700	12.285	31.368	4.548	85.687	12.788	201.755	29.621	VERDADEIRO	VERDADEIRO																		
365.435	53.000	35	63	84.700	12.285	22.334	3.240	113.703	16.578	220.737	32.103	VERDADEIRO	VERDADEIRO																		

**QUADRO 5.3 A – VÃO MÁXIMO PARA BERÇO SIMPLES (SEM REFORÇO)**

Diâmetro externo		Espessura do tubo (t)		Vão máximo permitido para apoio tipo berço de 120° sem reforço									
		m	in	Vão calculado		Vão adotado							
1,829	72	0,0119	0,469	m	in	m	in						
1,219	48	0,0079	0,312	8,16	322	8,00	320						
1,016	40	0,0071	0,281	6,97	275	7,00	275						
2,286	90	0,0159	0,625	7,49	296	3,00	120						
				7,98	315	8,00	320						
<b>OBSERVAÇÃO</b>													
ADOTA-SE VÃO IMEDIATAMENTE PRÓXIMO AO CALCULADO, REDUZINDO-O, QUANDO NECESSÁRIO, PARA ATENDER A TENSÃO ADMISSÍVEL EQUIVALENTE													
Espessura reforço (e)		MI Inercia tubo		Peso (água+tubo)		w <sup>3</sup> Do <sup>3</sup> /l <sup>3</sup> /18		Tensão flexão					
		m <sup>4</sup>	in <sup>4</sup>	kN/m	lb/in	kN/m <sup>4</sup>	lb/in <sup>4</sup>	kPa	psi				
0,0000	0,000	0,0281	67377	31,03	176,61	252,91	0,0236	16.186	2.416				
0,0000	0,000	0,0055	13281	13,78	78,47	380,04	0,0354	18.622	2.681				
0,0000	0,000	0,0029	6911	9,70	55,24	428,43	0,0400	3.856	575				
0,0000	0,000	0,0729	175142	49,03	279,07	192,17	0,0179	12.299	1.836				
Tensão de Poisson		Tensão long. combinada		Condição SIU		Tensão equivalente (σ <sub>eq</sub> )		Condição SIU		Condição SAU		Comp. exced. reforço	
		kPa	psi	< 0,9σ <sub>e</sub> e < 2/3σ <sub>u</sub>	VERDADEIRO	< 0,9σ <sub>e</sub> e < 2/3σ <sub>u</sub>	kPa	psi	< 0,50σ <sub>e</sub>	OK	< 0,50σ <sub>e</sub>	m	in
25.401	3.684	126.288	18.385	VERDADEIRO	< 0,9σ <sub>e</sub> e < 2/3σ <sub>u</sub>	111.467	16.219	OK	OK	< 0,50σ <sub>e</sub>	0,00	0,00	
22.265	3.231	125.587	18.197	VERDADEIRO	VERDADEIRO	109.360	15.847	OK	OK	OK	0,00	0,00	
31.368	4.548	119.924	17.409	VERDADEIRO	VERDADEIRO	113.028	16.400	OK	OK	OK	0,00	0,00	
22.334	3.240	119.333	17.361	VERDADEIRO	VERDADEIRO	104.397	15.183	OK	OK	OK	0,00	0,00	

**QUADRO 5.3 B – VÃO MÁXIMO PARA BERÇO COM REFORÇO PARCIAL (e = t)**

Diâmetro Externo		Espessura do tubo (t)		Vão máximo permíssivel para apoio tipo berço de 120° com reforço parcial (e = t)		Vão permíssivel (l)					
		m	in	m	in	m	in				
1,829	72	0,0119	0,469	38,83	1,534	15,00	590				
1,219	48	0,0079	0,312	37,80	1,492	9,50	370				
1,016	40	0,0071	0,281	40,78	1,610	3,00	120				
2,286	90	0,0159	0,625	43,42	1,715	13,50	530				
OBSERVAÇÃO											
ADOPTA-SE VÃO PERMISSÍVEL INFERIOR AO CALCULADO E QUE ATENDA A TENSÃO ADMISSÍVEL EQUIVALENTE											
Espessura reforço (e)		M Inercia tubo		Peso (água+tubo)		Tensão flexão		Tensão circunf.			
m	in	m <sup>4</sup>	in <sup>4</sup>	kN/m	lb/in	kN/m <sup>4</sup>	lb/in <sup>4</sup>	kPa	psi		
0,0119	0,469	0,0281	67,377	31,03	176,61	252,9081	0,0236	56,904	8,212		
0,0079	0,312	0,0055	13,281	13,78	78,47	380,0415	0,0354	34,299	4,853		
0,0071	0,281	0,0029	6,911	9,70	55,24	428,4337	0,0400	3,856	575		
0,0159	0,625	0,0729	175,142	49,03	279,07	192,1696	0,0179	35,023	5,035		
Tensão de Poisson		Tensão long. combinada		Condição SIU		Tensão equivalente ( $\sigma_{eq}$ )		Condição SAU		Comp. exced. reforço	
kPa	psi	kPa	psi	< 0,9 $\sigma_e$ e < 2/3 $\sigma_u$	< 0,9 $\sigma_e$ e < 2/3 $\sigma_u$	kPa	psi	< 0,50 $\sigma_e$	< 0,50 $\sigma_e$	m	in
25,401	3,684	167,006	24,182	Verdadeiro	Verdadeiro	144,636	20,943	OK	OK	0,16	6,41
22,265	3,231	141,264	20,369	Verdadeiro	Verdadeiro	122,391	17,649	OK	OK	0,11	4,27
31,368	4,548	119,924	17,409	Verdadeiro	Verdadeiro	113,028	16,400	OK	OK	0,09	3,70
22,334	3,240	142,057	20,560	Verdadeiro	Verdadeiro	123,073	17,813	OK	OK	0,21	8,27

**QUADRO 5.3 C – VÃO MÁXIMO PARA BERÇO COM REFORÇO TOTAL (e = t)**

Diâmetro externo		Espessura do tubo (t)		Vão máximo permitido para apoio tipo berço de 120° com reforço total (e = t)							
		m	in	Vão calculado		Vão permissível (l)					
		m	in	m	in	m	in				
1,829	72	0,0119	0,469	38,83	1,534	19,50	760				
1,219	48	0,0079	0,312	37,80	1,492	13,00	500				
1,016	40	0,0071	0,281	40,78	1,610	10,00	400				
2,286	90	0,0159	0,625	43,42	1,715	18,00	720				
<b>OBSERVAÇÃO</b>											
				ADOPTA-SE VÃO PERMISSÍVEL INFERIOR AO CALCULADO E QUE ATENDA A TENSÃO ADMISSÍVEL EQUIVALENTE							
Espessura reforço (e)		M Inercia tubo		Peso (água+tubo)		Tensão flexão		Tensão circunf.			
		m <sup>4</sup>	in <sup>4</sup>	kN/m	lb/in	kPa	psi	kPa	psi		
m	in	m <sup>4</sup>	in <sup>4</sup>	kN/m	lb/in	kN/m <sup>2</sup>	lb/in <sup>2</sup>	kPa	psi		
0,0119	0,469	0,0425	102,069	31,03	176,61	166,9493	0,0156	63,482	8,995		
0,0079	0,312	0,0084	20,119	13,78	78,47	250,8770	0,0234	42,398	5,850		
0,0071	0,281	0,0044	10,478	9,70	55,24	282,5955	0,0264	28,260	4,218		
0,0159	0,625	0,1105	265,494	49,03	279,07	126,7709	0,0118	41,074	6,130		
Tensão de Poisson		Tensão long. combinada		Condição SIU		Tensão equivalente ( $\sigma_{eq}$ )		Condição SAU		Comp. exced. reforço	
		kPa	psi	< 0,9 $\sigma_c$ e < 2/3 $\sigma_u$	< 0,9 $\sigma_c$ e < 2/3 $\sigma_u$	kPa	psi	< 0,50 $\sigma_e$	< 0,50 $\sigma_e$	m	in
12,701	1,842	160,883	23,122	Verdadeiro	Verdadeiro	144,446	20,745	OK	OK	0,16	6,41
11,133	1,615	138,231	19,750	Verdadeiro	Verdadeiro	123,916	17,684	OK	OK	0,11	4,27
15,684	2,274	128,644	18,777	Verdadeiro	Verdadeiro	112,058	16,361	OK	OK	0,09	3,70
11,167	1,620	136,941	20,035	Verdadeiro	Verdadeiro	122,642	17,955	OK	OK	0,21	8,27

**QUADRO 5.3 D – VÃO MÁXIMO PARA BERÇO COM REFORÇO TOTAL (e = 2t)**

Diâmetro externo		Espessura do tubo (t)		Vão máximo permitido para apoio tipo berço de 120° com reforço total (e = 2t)							
		m	in	Vão calculado		Vão permitido (l)					
		m	in	m	in	OBSERVAÇÃO					
1,829	72	0,0119	0,469	98,29	3,883	22,50	880				
1,219	48	0,0079	0,312	95,68	3,777	15,00	580				
1,016	40	0,0071	0,281	103,49	4,088	12,00	480				
2,286	90	0,0159	0,625	110,17	4,351	21,00	820				
ADOPTA-SE VÃO PERMISSÍVEL INFERIOR AO CALCULADO E QUE ATENDA A TENSÃO ADMISSÍVEL EQUIVALENTE											
Espessura reforço (e)		M Inercia tubo		Peso (água+tubo)		Tensão flexão		Tensão circunf.			
		m	in	m <sup>4</sup>	in <sup>4</sup>	kN/m	lb/in	kN/m <sup>4</sup>	lb/in <sup>4</sup>	kPa	psi
0,0238	0,938	0,0572	137,440	31,03	176,61	123,9835	0,0116	62,767	8,956	28,224	4,094
0,0159	0,624	0,0113	27,091	13,78	78,47	186,3152	0,0174	41,921	5,846	24,739	3,590
0,0143	0,562	0,0059	14,120	9,70	55,24	209,7032	0,0196	30,197	4,507	34,854	5,053
0,0318	1,250	0,1489	357,735	49,03	279,07	94,0833	0,0088	41,491	5,901	24,816	3,600
Tensão de Poisson		Tensão long. combinada		Condição SIU		Tensão equivalente ( $\sigma_{eq}$ )		Condição SAU		Comp. exced. reforço	
		kPa	psi	kPa	psi	kPa	psi	kPa	psi	m	in
8,467	1,228	155,934	22,469	Verdadeiro	Verdadeiro	143,913	20,728	OK	OK	0,23	9,07
7,422	1,077	134,043	19,208	Verdadeiro	Verdadeiro	123,545	17,689	OK	OK	0,15	6,04
10,456	1,516	125,353	18,308	Verdadeiro	Verdadeiro	112,068	16,377	OK	OK	0,13	5,23
7,445	1,080	133,636	19,266	Verdadeiro	Verdadeiro	123,118	7,742	OK	OK	0,30	11,70

**QUADRO 5.4 - RESUMO DOS CÁLCULOS DE VÃOS MÁXIMOS**

Suporte Tipo Berço								Sem Considerar o Tipo de Suporte	
Sem Reforço		Com Reforço Parcial (e=t)		Com Reforço Total (e=t)		Com Reforço Total (e=2t)			
m	in	m	in	m	in	m	in		
8,00	320,00	15,00	590,00	19,50	760,00	22,50	880,00	43,00	1700,00
7,00	275,00	9,50	370,00	13,00	500,00	15,00	580,00	30,00	1200,00
3,00	120,00	3,00	120,00	10,00	400,00	12,00	480,00	25,00	1000,00
8,00	320,00	13,50	530,00	18,00	720,00	21,00	820,00	43,00	1700,00

Analisando-se os resultados constantes nos Quadros anteriores, depreende-se:

- A característica do suporte, normalmente, é quem define o vão máximo;
- A adoção de reforços nos berços aumenta os comprimentos dos vãos;
- O reforço parcial só melhora as tensões de arco do berço, portanto, nestes casos, a espessura do reforço deve ser suficiente apenas para atender a essa condição. Como exemplo, pode-se verificar que a adoção de uma espessura de reforço igual a  $1/2t$  no Quadro 5.3B, não alteraria os comprimentos dos vãos permissíveis;
- As tensões resultantes da combinação das tensões longitudinais, naturalmente, são maiores quando analisadas nos vãos do que nos suportes, dispensando-se, portanto, a análise nos suportes;
- Para condições em que se aumentar a espessura do reforço no berço não seja prático ou econômico, a adoção de suportes tipo anéis enrijecedores pode ser a solução; e
- A adoção de suportes tipo anéis enrijecedores pode ser viável, técnica e economicamente, para vãos entre os máximos permissíveis para os suportes tipo berço com reforço igual ao dobro da espessura do tubo e o máximo permissível quando se analisa, exclusivamente o meio do vão.

Definido o vão máximo entre apoios, varias combinações de vãos entre a ancoragem e a junta de expansão devem ser estudadas para otimizar os comprimentos de vãos, adequando-os às condições locais e assim, delinear o projeto básico.

Naturalmente que, delineado o projeto básico, na fase do executivo nova análise estrutural deve ser realizada, considerando as condições reais, inclusive as inclinações dos trechos e atuação potencial de qualquer carga adicional. Nessa fase deverão ser detalhados os suportes adotados.

Exemplos de dimensionamento e detalhamento desses suportes podem ser encontrados nas seguintes publicações:

- Steel Penstocks Second Edition, 2012 – Manual of Practice N° 79 – (ASCE) American Society of Civil Engineers;
- Steel Pipe – A Guide for Design and Installation – M11 Fourth Edition, 2004 – (AWWA) American Water Design Association;
- Steel Plate Engineering Data, Volume 2 – Revised Edition, 1992 – (AISI) American Iron and Steel Institute.

## 5.6 JUNTAS MECÂNICAS DE EXPANSÃO

Juntas Mecânicas de expansão são usualmente instaladas entre blocos de ancoragens de trechos aéreos para acomodar o movimento longitudinal da tubulação decorrente das variações da temperatura, bem como minimizar as tensões longitudinais na tubulação. Essas juntas, geralmente, acomodam um movimento total de 25 cm (10 in).

O movimento (dilatação) linear é determinado pela expressão:

$$\Delta L = L\alpha\Delta T, \text{ onde:} \quad (\text{Eq 5.16})$$

- $\Delta L$  = dilatação linear em m (in.)
- $\alpha$  = coeficiente de expansão térmica do aço =  $11,7 \times 10^{-6} \text{ m/m/}^\circ\text{C} = 6,5 \times 10^{-6} \text{ in./in./}^\circ\text{F}$ ;
- $\Delta T$  = variação da temperatura em graus  $^\circ\text{C}$  ( $^\circ\text{F}$ )

Admitindo-se um espaçamento máximo entre ancoragens de 120 metros (400 ft), para a variação de temperatura de  $35^\circ\text{C}$  ( $63^\circ\text{F}$ ), dada no exemplo anterior - Quadro 5.2, resulta:

- Sistema Internacional de Unidades (SIU)

$$\Delta L = 120 * 11,7 * 10^{-6} * 35 = 0,05m$$

- Sistema Americano de Unidades (SAU)

$$\Delta L = 12 * 400 * 6,5 * 10^{-6} * 63 = 2 \text{ in}$$

Entretanto, é recomendável especificar uma junta mecânica de expansão que garantisse um movimento linear de 10 cm (4 in), o dobro do necessário. Considerar, também, possíveis diferenças durante a montagem, em função da temperatura no momento.

A junta de expansão deve ser instalada de forma a trabalhar o mais livre possível. Assim:

- O trecho entre ancoragens onde a junta está instalada deve ser retilíneo, tanto horizontalmente como verticalmente;
- Em trechos inclinados, a junta deve ser instalada adjacente à ancoragem do ponto mais elevado;
- A junta de expansão deve ser instalada numa estrutura específica, preferivelmente, entre um apoio e um engaste.

## 5.7 BLOCOS DE ANCORAGENS

Em trechos aéreos, todos os pontos de mudança de direção, horizontal ou vertical, devem ser ancorados, bem como os extremos do trecho retilíneo onde está inserido a junta de expansão. Os blocos de ancoragem dos pontos de mudança de direção podem ser um extremo ou ambos do trecho retilíneo, desde que o espaçamento máximo entre ancoragens não ultrapasse o recomendado.

As ancoragens de trecho retilíneo, necessárias para limitar o movimento da tubulação dentro de valores aceitáveis pela junta de expansão nele inserido, são feitas através de anéis de ancoragens de aço inseridos em blocos ou paredes estruturais de concreto. Um exemplo de dimensionamento desses anéis é encontrado no Capítulo 7 do Steel Pipe – A Guide for Design and Installation – M11, Fifth Edition, 2018 – (AWWA) American Water Design Association;

## 6 APÊNDICES

### A EFEITO DE REVESTIMENTO RÍGIDO NA RESISTÊNCIA DA TUBULAÇÃO

Consideram-se rígidos, os revestimentos interno e/ou externo de tubulação com argamassa de cimento, conforme Norma ANSI/AWWA C205 – Cement–Mortar Protective Lining and Coating for Steel Water Pipe 4 In. (100 mm) and Larger—Shop Applied e Norma ANSI/AWWA C602 – Cement – Mortar Lining of Water Pipelines in Place – 4 In. (100 mm) and Larger - In Place, exclusivamente para revestimento interno.

#### A.1 ESPESSURA MÍNIMA

Para atender o manuseio e transporte, o Manual M11 da AWWA recomenda uma relação entre a espessura e diâmetro do tubo de  $t = \frac{D}{240}$ , maior do que a relação recomendada para revestimento interno flexível.

Para atender a pressão interna, a determinação da espessura é feita como a apresentada no item 3.11, ou seja, sem considerar o tipo de revestimento.

#### A.2 RIGIDEZ DO ANEL

A rigidez do anel de uma tubulação com revestimento rígido é assumida, conservadoramente, como a soma das parcelas da rigidez do aço, do revestimento interno e/ou externo com argamassa de cimento. Conservador, porque não considera a aderência entre o aço e o revestimento. É dada pela expressão:

$$\sum \frac{EI}{D^3} = \frac{E_s I_s}{(D_o)^3} + \frac{E_c I_l}{(D_l)^3} + \frac{E_c I_c}{(D_c)^3}$$

Substituindo na equação acima, os respectivos momentos de inércia, obtém-se:

$$\sum \frac{EI}{D^3} = \frac{E_s}{12(D_o/t_s)^3} + \frac{E_c}{12(D_l/t_c)^3} + \frac{E_c}{12(D_c/t_c)^3}, \quad (\text{Eq A.1})$$

Onde:

$E_s$  = módulo de elasticidade do aço = 30.000.000 psi (206.850,00 kPa)

$E_c$  = módulo de elasticidade da argamassa de cimento = 4.000.000 psi (27.580.000 kPa)

$t_s$  = espessura da parede do cilindro de aço, in (mm)

$t_l$  = espessura do revestimento interno, in (mm)

$t_c$  = espessura do revestimento externo, in (mm)

$D_o = D$  = diâmetro externo do cilindro de aço, in (mm)

$D_l$  = diâmetro externo do revestimento interno, in (mm)

$D_c$  = diâmetro externo do revestimento externo, in (mm)

**Exemplo A.1** – Qual a rigidez de um tubo de aço com diâmetro externo de 1829 mm (72 in), espessura de 7,938 mm (0,3125 in), revestido com argamassa de cimento, internamente com espessura de 12,70 mm (0,50 in) e, externamente com espessura de 19,05 mm (0,75 in) e os respectivos percentuais de participação.

- Rigidez do aço

- Sistema Internacional de Unidades (SIU)

$$\frac{E_s}{12(D_o/t_s)^3} = \frac{206850000}{12(1829/7,938)^3} = 1,41 \text{ kPa (30\%)}$$

- Sistema Americano de Unidades (SAU)

$$\frac{E_s}{12(D_o/t_s)^3} = \frac{30000000}{12(72/0,3125)^3} = 0,20 \text{ psi (30\%)}$$

- Rigidez do revestimento interno

- Sistema Internacional de Unidades (SIU)

$$\frac{E_s}{12(D_o/t_s)^3} = \frac{27580000}{12[(1829-2x7,938)/12,70]^3} = 0,79 \text{ kPa (17\%)}$$

- Sistema Americano de Unidades (SAU)

$$\frac{E_s}{12(D_o/t_s)^3} = \frac{4000000}{12[(72-2x0,3125)/0,50]^3} = 0,11 \text{ psi (17\%)}$$

- Rigidez do revestimento externo

- Sistema Internacional de Unidades (SIU)

$$\frac{E_s}{12(D_o/t_s)^3} = \frac{27580000}{12[(1829+2x19,05)/19,05]^3} = 2,44 \text{ kPa (53\%)}$$

- Sistema Americano de Unidades (SAU)

$$\frac{E_s}{12(D_o/t_s)^3} = \frac{4000000}{12[(72+2x0,75)/0,75]^3} = 0,35 \text{ psi (53\%)}$$

- Rigidez total

- Sistema Internacional de Unidades (SIU)

$$1,41 + 0,79 + 2,44 = 4,64 \text{ kPa (100\%)}$$

- Sistema Americano de Unidades (SAU)

$$0,20 + 0,11 + 0,35 = 0,66 \text{ psi (100\%)}$$

### A.3 PRESSÃO DE COLAPSO

A equação a seguir, adaptada da equação 3.2, considera o efeito do revestimento rígido no cálculo da pressão de colapso de um tubo de seção circular.

$$p_c = \frac{2E_s}{1-\nu_s^2} \left(\frac{t_s}{D_o}\right)^3 + \frac{2E_c}{1-\nu_c^2} \left(\frac{t_l}{D_l}\right)^3 + \frac{2E_c}{1-\nu_c^2} \left(\frac{t_c}{D_c}\right)^3, \quad (\text{Eq A.2})$$

Onde:

$p_c$  = pressão de colapso, psi (kPa)

$E_s$  = módulo de elasticidade do aço = 30.000.000 psi (206.850.000 kPa)

$E_c$  = módulo de elasticidade da argamassa de cimento = 4.000.000 psi (27.580.000 kPa)

$t_s$  = espessura da parede do cilindro de aço, in (mm)

$t_l$  = espessura do revestimento interno, in (mm)

$t_c$  = espessura do revestimento externo, in (mm)

$D_o = D$  = diâmetro externo do cilindro de aço, in (mm)

$D_l$  = diâmetro externo do revestimento interno, in (mm)

$D_c$  = diâmetro externo do revestimento externo, in (mm)

$\nu_s$  = coeficiente de Poisson do aço = 0,30

$\nu_c$  = coeficiente de Poisson da argamassa de cimento = 0,25

A equação A.3, abaixo, adaptada da equação 3.5 (que considera o efeito da elipticidade e variações nas tensões de escoamento do material), leva em conta as espessuras dos revestimentos, quando rígidos:

$$(p_{cr})^2 - \left[ \frac{\sigma_y}{m} + (1 + 6m\Delta x)p_c \right] p_{cr} + \frac{\sigma_y p_c}{m} = 0 \quad (\text{Eq A.3})$$

Onde:

$p_{cr}$  = pressão de colapso crítica de um conduto circular com elipticidade, psi (kPa)

$\sigma_y$  = tensão de escoamento mínima do material, psi (kPa)

$m = r_o/t_a$

$r_o$  = raio externo do tubo

$t_a$  = espessura da parede do tubo ajustada, considerando-se as espessuras dos revestimentos de argamassa de cimento =  $t_s + (t_l + t_c)(E_s/E_c)$

$p_c$  = pressão de colapso de um tubo com seção circular perfeita, psi (kPa)

$E_s$  = módulo de elasticidade do aço = 30.000.000 de psi (206.850,000 kPa)

$E_c$  = módulo de elasticidade da argamassa de cimento = 4.000.000 psi (27.580,00 kPa)

$\Delta x$  = elipticidade ou ovalidade, percentual de deflexão do conduto =  $\Delta y = \delta / r_o$ .

O **Quadro A.1** ilustra exemplo de determinação de pressões de colapso e pressão de colapso crítica para tubo sem revestimento, com revestimento de argamassa de cimento interno e/ou externo, alterando as respectivas espessuras e variando a elipticidade da seção do tubo. Analisando-se os resultados, observa-se que as pressões de colapso diminuem com o aumento da elipticidade da seção e aumentam com a inserção de revestimento de argamassa de cimento, progressivamente, quando aplicado nas duas faces do tubo e quando a espessura é acrescida.

**QUADRO A 1 - EXEMPLOS DE DETERMINAÇÃO DE PRESSÕES DE COLAPSO EM TUBOS COM REVESTIMENTOS RÍGIDOS**

Tensão de Escoramento ( $\sigma_c$ )	Diâmetro Externo Cilindro de Aço ( $D_e$ )		Espessura (t)				Diâmetro Externo Revestimento Interno ( $D_i$ )		Diâmetro Externo Revestimento Externo ( $D_e$ )		Pressão de Colapso ( $p_c$ )				
	psi	kPa	Cilindro de Aço ( $t_a$ )		Revestimento Interno Argamassa de Cimento ( $t_i$ )		Revestimento Externo Argamassa de Cimento ( $t_e$ )		in.	mm	in.	mm	psi	kPa	
			in.	mm	in.	mm	in.	mm							
42.000	289.590	72	1.829	0,3125	7,938	0,00	0,00	0,00	0,00	71,38	1813	72	1.829	5,39	37,17
42.000	289.590	72	1.829	0,3125	7,938	0,50	12,70	0,00	0,00	71,38	1813	72	1.829	8,32	57,40
42.000	289.590	72	1.829	0,3125	7,938	0,50	12,70	0,75	19,05	71,38	1813	74	1.867	17,39	119,91
42.000	289.590	72	1.829	0,3125	7,938	0,75	19,05	0,00	0,00	71,38	1813	72	1.829	15,29	105,44
42.000	289.590	72	1.829	0,3125	7,938	0,75	19,05	1,00	25,40	71,38	1813	74	1.880	36,35	250,63

Es = módulo de elasticidade do aço : 30.000.000 psi      206.850.000 kPa      v=coef. poisson aço 0,30

Ec = módulo de elasticidade da argamassa de cimento 4.000.000 psi      27.580.000 KPa      v=coef. poisson arg. cimento 0,25

Elipticidade ( $\Delta_x$ )	Rato Externo do Cilindro de Aço ( $t_a$ )		Espessura Ajustada ( $t_a$ )		m = $t_a/t_a$	$\sigma_c/m + (1+6m\Delta_x) p_c$		$\sigma_c p_c/m$	Equação Resultante ( $x = p_{cr}$ )		x = $p_{cr}$ - Pressão de Colapso Crítica		
	in.	mm	in.	mm		psi	kPa		psi <sup>2</sup>	kPa <sup>2</sup>	psi	kPa	psi
0,010	36	914,4	0,3125	7,938	115,20	407,24	2807,89	1965,44	93438,91	$x^2 - 407,24x + 1965,44$	$x^2 - 2807,89x + 93438,91$	4,88	33,68
0,020	36	914,4	0,3125	7,938	94,95	444,50	3064,82	3682,41	175065,54	$x^2 - 444,50x + 1965,44$	$x^2 - 3064,82x + 93438,91$	4,47	30,80
0,010	36	914,4	0,3792	9,631	75,13	498,11	3434,45	9722,03	462195,27	$x^2 - 498,11x + 3682,41$	$x^2 - 3434,45x + 175065,54$	7,51	51,75
0,020	36	914,4	0,3792	9,631	75,13	545,53	3761,42	9722,03	462195,27	$x^2 - 545,53x + 3682,41$	$x^2 - 3761,42x + 175065,54$	6,84	47,13
0,010	36	914,4	0,4792	12,171	87,27	654,81	4514,94	7359,07	349857,73	$x^2 - 654,81x + 9722,03$	$x^2 - 4514,94x + 462195,27$	15,20	104,80
0,020	36	914,4	0,4792	12,171	87,27	733,21	5055,48	7359,07	349857,73	$x^2 - 733,21x + 9722,03$	$x^2 - 5055,48x + 462195,27$	13,51	93,14
0,010	36	914,4	0,4125	10,478	65,95	576,61	3975,75	23147,81	1100470,58	$x^2 - 576,61x + 7359,07$	$x^2 - 3975,75x + 349857,73$	13,06	90,04
0,020	36	914,4	0,4125	10,478	65,95	656,69	4527,85	23147,81	1100470,58	$x^2 - 656,69x + 7359,07$	$x^2 - 4527,85x + 349857,73$	11,40	78,63
0,010	36	914,4	0,5458	13,864	65,95	817,00	5633,22	960,85	6625,04	$x^2 - 817,00x + 23147,81$	$x^2 - 5633,22x + 1100470,58$	29,39	202,64
0,020	36	914,4	0,5458	13,864	65,95	960,85	6625,04	960,85	6625,04	$x^2 - 960,85x + 23147,81$	$x^2 - 6625,04x + 1100470,58$	24,73	170,50

#### A.4 DEFLEXÃO DA TUBULAÇÃO ENTERRADA

Segundo o **Manual M11 da AWWA**, quinta edição, os limites de deflexão permissíveis para tubulações com revestimento interno ou externo com argamassa de cimento são os seguintes:

- 3% do diâmetro externo para revestimento interno com argamassa de cimento e revestimento externo flexível; e
- 2% do diâmetro externo para revestimento externo com argamassa de cimento.

A equação básica da deflexão de uma tubulação enterrada, conforme citada no item 4.3 é:

$$\text{deflexão } (d) = \frac{\text{carga}}{\text{rigidez do tubo} + \text{rigidez do solo}}$$

Substituindo na equação 4.6, a parcela da rigidez do aço, pela somatória da rigidez do aço, do revestimento interno e, do revestimento externo, obtém-se a parte da pressão vertical suportada pela rigidez do anel de uma tubulação revestida interna e/ou externamente com argamassa de cimento:

$$P_o = 96(\sum EI/D^3)d \quad (\text{Eq. A.4})$$

Onde:

- $P_o$  = pressão máxima suportada pela rigidez do tubo;
- $\sum \frac{EI}{D^3} = \frac{E_s}{12(D_o/t_s)^3} + \frac{E_c}{12(D_l/t_c)^3} + \frac{E_c}{12(D_c/t_c)^3}$
- $E_s$  = módulo de elasticidade do aço = 30.000.000 psi (206.850,00 kPa)
- $E_c$  = módulo de elasticidade da argamassa de cimento = 4.000.000 psi (27.580.000 kPa)
- $t_s$  = espessura da parede do cilindro de aço, in. (mm)
- $t_l$  = espessura do revestimento interno, in. (mm)
- $t_c$  = espessura do revestimento externo, in. (mm)
- $D_o = D$  = diâmetro externo do cilindro de aço, in. (mm)
- $D_l$  = diâmetro externo do revestimento interno, in. (mm)
- $D_c$  = diâmetro externo do revestimento externo, in. (mm)

Para ilustrar a determinação da deflexão e a contribuição suportada pela rigidez do anel do tubo, com a influência de revestimento rígido, o exemplo a seguir repete o Exemplo 4.2, considerando o tubo revestido com argamassa de cimento.

**Exemplo A.2** – Uma tubulação de aço de diâmetro nominal de 48 in. (1.219 mm) e espessura de 0.25 in. (6,4 mm) com revestimentos, interno e externo, com argamassa de cimento e com as respectivas espessuras de 12,70 mm (0,50 in.) e 19,05 mm (0,75 in.), será instalada numa envoltória de solo, constituído de areia siltosa não coesiva, compactada a um grau de compactação, Proctor Normal de 90%, com recobrimento de 15 ft. (4,50 m). Admitindo-se um peso unitário do solo de 110 pcf (17 kN/m<sup>3</sup>), qual a deflexão prevista e a contribuição suportada pela tubulação?

- Pressão vertical do solo:
  - $\sigma = 15 \times 110 = 1.650 \text{ psf} = 1,65 \text{ ksf} = 11,46 \text{ psi}$
  - $\sigma = 4,50 \times 17 = 76,5 \text{ kN/m}^2 = 76,5 \text{ kPa}$
- Deformação do solo, utilizando o **Quadro 4.5**, considerando para a envoltória um solo com categoria de rigidez SC3:

Para SC3, com grau de compactação de 90% e recobrimento de 15ft (4,50m),  $E' = 1.300 \text{ psi}$  (8.964 kPa).

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E'} = \frac{11,46}{1300} = 0,0088 = 0,88\%$$

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E'} = \frac{76,5}{8964} = 0,0085 = 0,85\%$$

- A deflexão prevista,  $d$ , é menor ou igual à deformação do solo,  $\epsilon$ , portanto, menor ou igual a 0,9%, aproximadamente,
- Parte da carga vertical suportada pelo tubo:

$$P_o = 96 \left[ \frac{E_s}{12(D_o/t_s)^3} + \frac{E_c}{12(D_l/t_c)^3} + \frac{E_c}{12(D_c/t_c)^3} \right] d$$

- Sistema Internacional de Unidades (SIU)

$$P_o = 8 \left[ \frac{206850000}{(1219/6,4)^3} + \frac{27580000}{(11206,2/12,7)^3} + \frac{27580000}{(1257,1/19,05)^3} \right] * 0,009 = 11,46 \text{ kPa}$$

$$= 11,38 \text{ kN/m}^2$$

- Sistema Americano de Unidades (SAU)

$$P_o = 8 \left[ \frac{30000000}{(48/0,25)^3} + \frac{4000000}{(47,5/0,50)^3} + \frac{4000000}{(49,5/0,75)^3} \right] * 0,009 = 1,64 \text{ psi} = 236,16 \text{ psf}$$

- Altura de terra correspondente à carga suportada pelo tubo, baseado no peso unitário de 17kN/m (110 pcf):
- Sistema Internacional de Unidades (SIU)
$$11,46/17 = 0,67 \text{ m}$$
- Sistema Americano de Unidades (SAU)
$$236,16/110 = 2,15 \text{ ft}$$

Portanto, a tubulação de aço revestida com argamassa de cimento suporta cerca de 13% da carga total de terra, enquanto a tubulação com revestimento flexível, ver Exemplo 4.2, suporta, apenas, 3%. Este fato se deve ao aumento da rigidez da tubulação. No entanto, o resultado confirma que a deflexão da tubulação é eficientemente mais controlada pela qualidade da envoltória de solo, do que pela tubulação.

## A.5 ANÁLISE DA ESTABILIDADE DO ANEL

Estabilidade do anel é a resistência ao colapso de um tubo quando ele está sujeito a um vácuo interno ou a uma pressão hidrostática externa. Pode-se verificar este fato em três situações:

- Tubulação sem suporte do solo sujeita a vácuo interno e/ou pressão hidrostática externa;
- Tubulação enterrada acima do nível de água sujeita a vácuo interno; e
- Tubulação enterrada abaixo do nível de água sujeita a vácuo interno.

### A.5.1 TUBULAÇÃO SEM SUPORTE DO SOLO SUJEITA A VÁCUO INTERNO OU PRESSÃO HIDROSTÁTICA EXTERNA

Nesta situação, a tubulação perde a estabilidade do anel, quando a pressão de colapso resistente é inferior à pressão decorrente do vácuo interno, à pressão hidrostática externa ou à soma das duas pressões, quando a ocorrência é simultânea.

Observando-se as pressões de colapso crítica resultantes para a tubulação de aço com 1829 mm (72 in.) de diâmetro, constante no **Quadro A.1**, considerando a ovalidade de 1% e sem considerar nenhum coeficiente de segurança, verifica-se:

- A tubulação sem revestimento resiste apenas, a um vácuo parcial de 33,68 kPa (4,88 psi) ou uma carga hidrostática de 3,43 m de coluna d'água, atuando isoladamente;
- A tubulação com revestimento interno de argamassa de cimento com espessura de 12,70 mm (0,50 in.), resiste a um vácuo parcial de 51,75 kPa (7,51 psi) ou uma carga hidrostática de 5,28 m (17 ft) de coluna d'água, atuando isoladamente;
- A tubulação com revestimento interno e externo de argamassa de cimento com espessura de 12,70 mm (0,50 in.) e 19,05 mm (0,75 in.), respectivamente, resiste ao vácuo total de 101 kPa (14,7 psi) ou a uma carga hidrostática de 10,69 m (35 ft) de coluna d'água, atuando isoladamente;
- A tubulação com revestimento interno e externo de argamassa de cimento com espessura de 19,05 mm (0,75 in.) e 25,40 mm (1,00 in.), respectivamente, resiste ao vácuo total de 101 kPa (14,7 psi) ou a uma carga hidrostática de 20,67 m (68 ft) de coluna d'água, atuando isoladamente. Simultaneamente, a tubulação resiste ao vácuo total mais uma carga hidrostática de 10,37 m (34 ft) de coluna d'água.

Essa análise corrobora para a indicação do uso de tubulação de aço com revestimentos de argamassa de cimento em trecho onde a instalação será subaquática.

### A.5.2 TUBULAÇÃO ENTERRADA ACIMA DO NÍVEL DE ÁGUA SUJEITA A VÁCUO INTERNO

Substituindo na Equação 4.17, a parcela da rigidez do aço, pela somatória da rigidez do aço, do revestimento interno e do revestimento externo, obtém-se:

$$P_{vac}(r_r - 1) = k_p \sigma_y - [P_{ext} - 96(\sum EI/D^3)d]r_r \quad \text{Eq A.5}$$

Onde:

- $P_{vac}$  = pressão do vácuo (colapso);
- $r_r$  = razão entre os raios vertical e horizontal da elipse  $r_r = r_y/r_x = (1 + d)^3/(1 - d)^3$ ;
- $k_p$  = O coeficiente de resistência passiva,  $k_p = (1 + \text{sen}\phi)/(1 - \text{cos}\phi)$ ;
- $\phi$  = ângulo de atrito do solo da envoltória;
- $\sum \frac{EI}{D^3} = \frac{E_s}{12(D_o/t_s)^3} + \frac{E_c}{12(D_i/t_c)^3} + \frac{E_c}{12(D_c/t_c)^3}$ ,
- $E_s$  = módulo de elasticidade do aço = 30.000.000 de psi (206.850,00 kPa)
- $E_c$  = módulo de elasticidade da argamassa de cimento = 4.000.000 de psi (27.580.000 kPa)
- $t_s$  = espessura da parede do cilindro de aço, in. (mm)
- $t_i$  = espessura do revestimento interno, in. (mm)
- $t_c$  = espessura do revestimento externo, in. (mm)

- $D_o = D$  = diâmetro externo do cilindro de aço, in. (mm)
- $D_l$  = diâmetro externo do revestimento interno, in. (mm)
- $D_c$  = diâmetro externo do revestimento externo, in. (mm)

Para ilustrar a influência de revestimento rígido na determinação da pressão de vácuo crítico de tubulação de aço enterrada acima do nível de água, o exemplo a seguir, resolve o Exemplo 4.7, considerando o tubo revestido com argamassa de cimento.

**Exemplo A.3** - Calcular a pressão de vácuo crítica de uma tubulação de aço, com diâmetro de 2286 mm (90 in.) e espessura de 9,525 mm (0,375 in.), com revestimentos, interno e externo com argamassa de cimento e respectivas espessuras de 12,70 mm (0,50 in.) e 19,05 mm (0,75 in.), vazia, enterrada com recobrimento de 3,0 m (10ft) em solo granular com grau de compactação de 90% Proctor Normal, peso específico  $\gamma_s \approx 16,5$  kN/m<sup>3</sup>(105 pcf), ângulo de atrito de 35°. Considerar a deflexão de 5%.

- Cálculo da razão entre os raios vertical e horizontal da elipse,  $r_r$  :

$$r_r = r_y/r_x = (1 + 0,05)^3/(1 - 0,05)^3 = 1,35$$

- Cálculo do coeficiente de resistência passiva,  $k_p$ :

$$k_p = (1 + \text{sen}35^\circ)/(1 - \text{sen}35^\circ) = 3,69$$

- Cálculo da pressão externa do solo em B,  $P_{ext}$ :

$$P_{ext} = \gamma_s H = 16,5 * 3 = 49,5 \text{ kN/m}^2 = 49,5 \text{ kPa S.I.U.}$$

$$P_{ext} = \gamma_s H = 105 * 10 = 1050 \text{ psf} = 1050/144 \text{ psi} = 7,29 \text{ psi S.A.U.}$$

- Cálculo da tensão vertical do solo em B,  $\sigma_y$ :

$$\sigma_y = 16,5(3 + 2,286/2) = 68,36 \text{ kN/m}^2 = 68,36 \text{ kPa S.I.U.}$$

$$\sigma_y = 105(10 + 90/2/12) = 1443,75 \text{ psf} = 10,03 \text{ psi S.A.U.}$$

- Cálculo da pressão de vácuo crítica,  $P_{vac}$ :

Explicitando  $P_{vac}$  da Equação A.5, tem-se:

$$P_{vac} = \{k_p \sigma_y - [P_{ext} - 96(\sum EI/D^3)d]r_r\}/(r_r - 1)$$

$$\sum \frac{EI}{D^3} = \frac{E_s}{12(D_o/t_s)^3} + \frac{E_c}{12(D_l/t_l)^3} + \frac{E_c}{12(D_c/t_c)^3}$$

$$\sum \frac{EI}{D^3} = \frac{206850000}{12(2286/9,525)^3} + \frac{27580000}{12(2266,95/12,70)^3} + \frac{27580000}{12(2324,10/19,05)^3} = 2,92 \text{ kPa S.I.U.}$$

$$\sum \frac{EI}{D^3} = \frac{30000000}{12(90/0,375)^3} + \frac{4000000}{12(89,25/0,5)^3} + \frac{4000000}{12(91,5/0,75)^3} = 0,42 \text{ psi S.A.U.}$$

$$P_{vac} = \{3,69 \times 68,36 - [49,5 - 96 \times 2,92 \times 0,05]1,35\}/(1,35 - 1)$$

$$P_{vac} = 583,84 \text{ kPa S.I.U.}$$

$$P_{vac} = \{3,69 \times 10,03 - [7,29 - 96 \times 0,42 \times 0,05]1,35\}/(1,35 - 1)$$

$$P_{vac} = 85,40 \text{ psi S.A.U.}$$

O resultado mostra que a tubulação para as condições pré-estabelecidas neste exemplo, resiste a uma pressão de vácuo de até 583,84 kPa (85,40 psi), representando um fator de segurança de 5,8 em relação ao vácuo absoluto 101 kPa (14,7 psi), superior ao mínimo recomendado (2,0) e superior em apenas 5,7% ao da tubulação com revestimento flexível do Exemplo 4.7.

Se no exemplo acima, considerar-se a deflexão máxima permissível para revestimento com argamassa de cimento, ou seja 2%, e uma melhora na qualidade da envoltória e reaterro, por exemplo, aumentando o grau de compactação ou a categoria do material e conseqüentemente o seu ângulo de atrito para 37°, alterando o valores de  $r_r$  e  $k_p$ , a tubulação passará a resistir a uma pressão de:

- Cálculo da razão entre os raios vertical e horizontal da elipse,  $r_r$  :

$$r_r = r_y/r_x = (1 + 0,02)^3/(1 - 0,02)^3 = 1,13$$

- Cálculo do coeficiente de resistência passiva,  $k_p$ :

$$k_p = (1 + \text{sen}37)/(1 - \text{sen}37) = 4,02$$

- Cálculo da pressão de vácuo crítica,  $P_{vac}$ :

$$P_{vac} = \{k_p \bar{\sigma}_y - [P_{ext} - 96(\sum EI/D^3)d]r_r\}/(r_r - 1)$$

$$P_{vac} = \{4,02 \times 68,36 - [49,5 - 96 \times 2,92 \times 0,02]1,13\}/(1,13 - 1)$$

$$P_{vac} = 1732,31 \text{ kPa} \quad \text{S.I.U.}$$

$$P_{vac} = \{4,02 \times 10,03 - [7,29 - 96 \times 0,42 \times 0,02]1,13\}/(1,13 - 1)$$

$$P_{vac} = 253,80 \text{ psi} \quad \text{S.A.U.}$$

Com este resultado, aumenta-se o coeficiente de segurança de 5,8 para 17,2, observando-se que a qualidade da envoltória da tubulação é o fator mais importante na resistência ao vácuo de uma tubulação enterrada.

### A.5.3 TUBULAÇÃO ENTERRADA ABAIXO DO NÍVEL DE ÁGUA SUJEITA A VÁCUO INTERNO

Substituindo na Equação 4.18, a parcela da rigidez do aço, pela somatória da rigidez do aço, do revestimento interno e do revestimento externo, obtém-se:

$$P_{vac}(r_r - 1) = k_p \bar{\sigma}_y + \mu_B - [P_{ext} + U_A - 96(\sum EI/D^3)d]r_r \quad (\text{Eq A.6})$$

Onde:

- $P_{vac}$  = pressão do vácuo (colapso);
- $r_r$  = razão entre os raios vertical e horizontal da elipse  $r_r = r_y/r_x = (1 + d)^3/(1 - d)^3$ ;
- $k_p$  = O coeficiente de resistência passiva,  $k_p = (1 + \text{sen}\phi)/(1 - \text{cos}\phi)$ ;
- $\phi$  = ângulo de atrito do solo da envoltória;
- $\mu_B$  = pressão hidrostática em B, quando o nível da água estiver acima do tubo e da superfície do terreno,  $h > H$ , ver Fig. 4.18;  
 $\mu_B = (h + D/2)\gamma_w$
- $\bar{\sigma}_y$  = tensão efetiva vertical do solo em B, ver Fig. 4.18;

- $$\bar{\sigma}_y = (\gamma_{sat} - \gamma_w)(H + D/2)$$
- $P_{ext}$  = pressão do solo mais a pressão da água em A, topo do tubo, ver Fig. 4.18;  
 $P_{ext} = \gamma_{sat}H + \gamma_w(h - H)$
  - $U_A$  = pressão hidrostática devida ao empuxo da água sob o tubo:  
 $U_A = Q/D = (\gamma_w \pi D^2/4)/D = \gamma_w \pi D/4$
  - $\sum \frac{EI}{D^3} = \frac{E_s}{12(D_o/t_s)^3} + \frac{E_c}{12(D_l/t_c)^3} + \frac{E_c}{12(D_c/t_c)^3}$ ,
  - $E_s$  = módulo de elasticidade do aço = 30.000.000 psi (206.850,00 kPa)
  - $E_c$  = módulo de elasticidade da argamassa de cimento = 4.000.000 psi (27.580.000 kPa)
  - $t_s$  = espessura da parede do cilindro de aço, in. (mm)
  - $t_l$  = espessura do revestimento interno, in. (mm)
  - $t_c$  = espessura do revestimento externo, in. (mm)
  - $D_o = D$  = diâmetro externo do cilindro de aço, in. (mm)
  - $D_l$  = diâmetro externo do revestimento interno, in. (mm)
  - $D_c$  = diâmetro externo do revestimento externo, in. (mm)

Quando o nível de água estiver acima do tubo, mas abaixo da superfície do terreno,  $h < H$ , as expressões anteriores que determinam  $P_{ext}$  e  $\bar{\sigma}_y$  devem ser ajustadas para:

- $P_{ext}$  = pressão do solo mais a pressão da água em A, topo do tubo;  
 $P_{ext} = \gamma_{sat}h + \gamma_s(H - h)$
- $\bar{\sigma}_y$  = tensão efetiva vertical do solo em B;  
 $\bar{\sigma}_y = (\gamma_{sat} - \gamma_w)(h + D/2) + \gamma_s(H - h)$

Para ilustrar a influência de revestimento rígido na determinação da pressão de vácuo crítica de tubulação de aço enterrada abaixo do nível de água, o exemplo a seguir, resolve o Exemplo 4.8, considerando o tubo revestido com argamassa de cimento.

**Exemplo A.4** - Determinar a pressão de vácuo crítica de uma tubulação de aço, com diâmetro de 2286 mm (90 in.) e espessura de 9,525 mm (0,375 in.), com revestimentos, interno e externo, com argamassa de cimento e respectivas espessuras de 12,70 mm (0,50 in.) e 19,05 mm (0,75 in.), vazia, enterrada com recobrimento de 3,0 m (10ft) em solo granular com grau de compactação de 90% Proctor Normal, com nível de água máximo de 7,5 m (25 ft) acima do tubo, em períodos de inundação. O peso específico do solo saturado  $\gamma_{sat} \approx 20 \text{ kN/m}^3$  (130 pcf) e ângulo de atrito de 35°. Peso específico da água ( $\gamma_a$ ) de 9,81kN/m<sup>3</sup> (62,4 pcf). Considerar a deflexão de 5%.

- Cálculo da razão entre os raios vertical e horizontal da elipse,  $r_r$  :

$$r_r = r_y/r_x = (1 + 0,05)^3 / (1 - 0,05)^3 = 1,35$$

- Cálculo do coeficiente de resistência passiva,  $k_p$ :

$$k_p = (1 + \text{sen}35) / (1 - \text{sen}35) = 3,69$$

- Cálculo da pressão externa do solo em A,  $P_{ext}$ :

$$P_{ext} = \gamma_{sat}H + \gamma_w(h - H)$$

$$P_{ext} = 20 \times 3,0 + 9,81(7,5 - 3) = 104,15 \text{ kN/m}^2 = 104,15 \text{ kPa} \quad \text{S.I.U.}$$

$$P_{ext} = 130 \times 10 + 62,4(25 - 10) = 2236 \text{ psf} = 2236/144 \text{ psi} = 15,53 \text{ psi} \quad \text{S.A.U.}$$

- Cálculo da pressão hidrostática em B,  $\mu_B$ :

$$\mu_B = (h + D/2)\gamma_w$$

$$\mu_B = (7,5 + 2,286/2)9,81 = 84,79 \text{ kN/m}^2 \quad \text{S.I.U.}$$

$$\mu_B = (25 + 90/2/12)62,4 = 1794,00 \text{ pcf} = 12,46 \text{ psi} \quad \text{S.A.U.}$$

- Cálculo tensão efetiva vertical do solo em B,  $\bar{\sigma}_y$ :

$$\bar{\sigma}_y = (\gamma_{sat} - \gamma_w)(H + D/2)$$

$$\bar{\sigma}_y = (20 - 9,81)(3 + 2,286/2) = 42,22 \text{ kN/m}^2 = 42,22 \text{ kPa} \quad \text{S.I.U.}$$

$$\bar{\sigma}_y = (130 - 62,4)(10 + 90/2/12) = 929,5 \text{ psf} = 6,45 \text{ psi} \quad \text{S.I.A.}$$

- Cálculo da pressão hidrostática devida ao empuxo da água sob o tubo,  $U_A$ :

$$U_A = \gamma_w \pi D/4$$

$$U_A = 9,81 \times 3,14 \times 2286/4 = 17,60 \text{ kN/m}^2 = 17,60 \text{ kPa}$$

$$U_A = 62,4 \times 3,14 \times 90/12/4 = 367,38 \text{ psf} = 2,55 \text{ psi}$$

- Cálculo da pressão de vácuo crítica,  $P_{vac}$ :

Explicitando  $P_{vac}$  da Equação A.6, tem-se:

$$P_{vac} = \{k_p \bar{\sigma}_y + \mu_B - [P_{ext} + U_A - 96(\sum EI/D^3)d]r_r\}/(r_r - 1)$$

$$\sum \frac{EI}{D^3} = \frac{E_S}{12(D_O/t_s)^3} + \frac{E_C}{12(D_I/t_I)^3} + \frac{E_C}{12(D_C/t_C)^3}$$

$$\sum \frac{EI}{D^3} = \frac{206850000}{12(2286/9,525)^3} + \frac{27580000}{12(2266,95/12,70)^3} + \frac{27580000}{12(2324,10/19,05)^3} = 2,92 \text{ kPa} \quad \text{S.I.U.}$$

$$\sum \frac{EI}{D^3} = \frac{30000000}{12(90/0,375)^3} + \frac{4000000}{12(89,25/0,5)^3} + \frac{4000000}{12(91,5/0,75)^3} = 0,42 \text{ psi} \quad \text{S.A.U.}$$

$$P_{vac} = \frac{\{3,69 \times 42,22 + 84,79 - [104,15 + 17,60 - 96 \times 2,92 \times 0,05]1,35\}}{(1,35 - 1)} = 271,83 \text{ kPa} \quad \text{S.I.U.}$$

$$P_{vac} = \frac{\{3,69 \times 6,45 + 12,46 - [15,53 + 2,55 - 96 \times 0,42 \times 0,05]1,35\}}{(1,35 - 1)} = 41,64 \text{ psi} \quad \text{S.A.U.}$$

O resultado mostra que a tubulação para as condições pré-estabelecidas neste exemplo, resiste a uma pressão de vácuo de até 271,83 kPa (41.64 psi), representando um fator de segurança de 2,7 em relação ao vácuo absoluto 101 kPa (14,7 psi), superior ao mínimo recomendado, 2,0, e superior, em apenas 12,5%, ao da tubulação com revestimento flexível do Exemplo 4.8.

Se no exemplo acima, considerar-se a deflexão máxima permissível para revestimento com argamassa de cimento, ou seja, 2%, considerando também uma melhora na qualidade da envoltória e reaterro, por exemplo, aumentando o grau de compactação e a categoria do material e, conseqüentemente, o seu ângulo de atrito para 37°, alterando os valores de  $r_r$  e  $k_p$ , a tubulação passará a resistir a uma pressão de vácuo de:

- Cálculo da razão entre os raios vertical e horizontal da elipse,  $r_r$  :

$$r_r = r_y/r_x = (1 + 0,02)^3/(1 - 0,02)^3 = 1,13$$

- Cálculo do coeficiente de resistência passiva,  $k_p$ :

$$k_p = (1 + \text{sen}37)/(1 - \text{sen}37) = 4,02$$

- Cálculo da pressão de vácuo crítica,  $P_{vac}$ :

$$P_{vac} = \frac{\{4,02 \times 42,22 + 84,79 - [104,15 + 17,60 - 96 \times 2,92 \times 0,02]^{1,13}\}}{(1,13-1)} = 948,21 \text{ kPa} \quad \text{S.I.U.}$$

$$P_{vac} = \frac{\{4,02 \times 6,45 + 12,46 - [15,53 + 2,55 - 96 \times 0,42 \times 0,02]^{1,13}\}}{(1,13-1)} = 145,15 \text{ psi} \quad \text{S.A.U.}$$

Com este resultado, aumenta-se o coeficiente de segurança de 2,7 para 9,4, corroborando com a afirmativa de que a qualidade da envoltória da tubulação é o fator mais importante na resistência ao vácuo de uma tubulação enterrada.

## A.6 RECOBRIMENTO MÍNIMO

Conforme citado no item 4.4, a análise do recobrimento mínimo de tubulações de aço enterrada é necessária para proteger a integridade da tubulação e evitar flutuação. Os cálculos para determinação deste recobrimento em tubulações com revestimentos de argamassa de cimento são idênticos aos de tubulação com revestimentos flexíveis, apresentados nesse item, ou seja, não considera os revestimentos, uma vez que:

- No caso de recobrimento mínimo para proteger a integridade, revestimentos de argamassa de cimento aumenta a rigidez da tubulação e, conseqüentemente, o fator de segurança em relação ao recobrimento calculado. No entanto, os efeitos destes revestimentos também são desprezados porque a resistência à tração da argamassa de cimento é baixa e podem surgir fissuras que diminuem a eficácia dos respectivos revestimentos;
- No caso de recobrimento mínimo para evitar flutuação, conservadoramente, despreza-se o peso do tubo com os respectivos revestimentos, uma vez que estes são pequenos, quando comparados com o peso do solo, além das prováveis variações e incertezas que são associadas à distribuição espacial das propriedades do solo ao longo de extensas tubulações enterradas.

## B. NOMENCLATURA, CONSTANTES E CONVERSÕES

### B.1 NOMENCLATURA

Para rapidez na consulta, as nomenclaturas adotadas estão separadas por segmentos:

#### B.1.1 ABREVIATURAS

- Sistema Internacional de Unidades
  - m = metro
  - mm = milímetro
  - N = newton
  - kN = quilonewton
  - Pa = pascal
  - kPa = quilopascal
  - MPa = megapascal
  - GPa = gigapascal
  - °C = graus centígrados
- Sistema Americano de Unidades
  - ft = feet (pé)
  - in = inch (polegada)

p (lb)	= pound (libra)
psi	= libras por polegadas ao quadrado
ksi	= quilolibras por polegadas ao quadrado
pcf	= libras por pés cúbico
°F	= graus Fahrenheit

### B.1.2 CARGAS, PRESSÕES, TENSÕES E DEFORMAÇÕES

$E$	= empuxo
$P$	= pressão externa total
$P_B$	= pressão do tubo num cubo infinitesimal de solo
$P_{ext}$	= pressão externa
$P_d$	= carga (pressão) permanente ou morta (dead)
$P_l$	= carga (pressão) móvel ou viva (live)
$P_o$	= parte da pressão vertical suportada pela rigidez do tubo
$P_{vac}$	= pressão do vácuo
$P_x$	= pressão horizontal do solo no tubo
$P_y$	= pressão vertical do solo sobre o tubo
$p$	= pressão interna
$p_w$	= pressão interna de trabalho (work)
$p_s$	= pressão interna transiente (surge)
$p_t$	= pressão interna de teste
$p_c$	= pressão de colapso
$p_{cr}$	= pressão de colapso crítica
$Q$	= empuxo da água sob um tubo vazio
$Q_e$	= empuxo da água sob um tubo vazio em situação de equilíbrio, ou seja; contrabalanceado por uma carga sobre o tubo
$s$	= tensão de compressão na parede do anel do tubo
$\mu$	= pressão neutra
$U_A$	= pressão hidrostática devida ao empuxo da água sobre o tubo
$\mu_B$	= pressão hidrostática em B, quando o nível da água estiver acima do tubo e da superfície do terreno
$M_b$	= momento máximo de flexão longitudinal no berço
$M_v$	= momento máximo de flexão longitudinal do vão
$\sigma$	= tensão, pressão
$\sigma_{cb}$	= tensão de arco no berço (suporte de tubo aéreo)
$\sigma_e$	= tensão de escoamento do aço
$\sigma_{eq}$	= tensão equivalente de Hencky-von Mises
$\sigma_x$	= tensão circunferencial
$\sigma_u$	= tensão de ruptura do aço
$\sigma_z$	= tensão longitudinal
$\sigma_{xb}$	= tensão circunferencial no berço
$\sigma_{xv}$	= tensão circunferencial no vão
$\sigma_{zb}$	= tensão longitudinal no berço
$\sigma_{zc}$	= tensão longitudinal combinada
$\sigma_{zv}$	= tensão longitudinal no vão
$\sigma_{zV}$	= tensão longitudinal decorrente do efeito Poisson
$\sigma_{z\Delta T}$	= tensão longitudinal decorrente da variação da temperatura
$\Delta T$	= variação de temperatura
$W$	= carga concentrada da superfície de uma roda (whell)
$w$	= carga distribuída no vão
$w_t$	= carga unitária distribuída devida ao peso do tubo
$w_w$	= carga unitária distribuída da água no tubo

### B.1.3 GEOMETRIA

$A$	= área da seção transversal do tubo
$sp$	= área da seção transversal da parede do tubo
$B$	= largura do berço (suporte)
$a$	= menor semi-diâmetro da elipse
$b$	= maior semi-diâmetro da elipse
$c$	= distância da superfície neutra para superfície remota da parede do tubo
$D$	= diâmetro nominal do cilindro de aço
$D_I$	= diâmetro interno do cilindro de aço
$D_o$	= diâmetro externo (outside) do cilindro de aço
$D_l$	= diâmetro externo do revestimento interno (lining)
$D_c$	= diâmetro externo do revestimento externo (coating)
$D_x$	= diâmetro horizontal da elipse
$D_y$	= diâmetro vertical da elipse
$e$	= espessura do reforço no berço
$H$	= recobrimento da tubulação
$h$	= altura de água acima da geratriz superior do tubo
$l$	= comprimento do vão (tubulação aérea)
$L$	= comprimento do trecho de tubulação aérea
$L_r$	= comprimento do reforço no berço
$R$	= distância da carga móvel ao centro do tubo
$\beta$	= ângulo de contato em graus do tubo com o berço (suporte)
$\Theta$	= ângulo de deflexão de curva
$r_x$	= raio horizontal da elipse
$r_y$	= raio vertical da elipse
$r_r$	= razão entre os raios vertical e horizontal da elipse
$r$	= raio = $D/2$
$t=t_s$	= espessura da parede do cilindro de aço (steel)
$t_a$	= espessura da parede do tubo ajustada para considerar as espessuras dos revestimentos
$t_l$	= espessura do revestimento interno (lining)
$t_c$	= espessura do revestimento externo (coating)
$t_r$	= espessura da parede do tubo mais reforço
$t_w$	= espessura do cordão de solda (weld)
$y$	= deflexão no meio do vão de tubo aéreo vazio
$Z$	= recobrimento da tubulação na geratriz externa da linha central horizontal
$\Delta$	= deflexão do anel do tubo submetido a uma carga vertical
$\Delta L$	= dilatação linear
$\delta$	= imperfeição do anel é a distância radial entre o círculo de raio $r$ e o raio da elipse = $r - r_y = r_x - r$

### B.1.4 PARÂMETROS ADMISSIONAIS

$G$	= gradiente
$k$	= fator ângulo de contato do berço
$m$	= razão entre raio e espessura do anel do tubo = $r/t$
$\Delta_x$	= deflexão horizontal do tubo em decimal, elipticidade ou ovalidade = $\delta/r$
$\Delta_y$	= deflexão vertical do tubo em decimal, elipticidade ou ovalidade = $\delta/r$
$d$	= deflexão do anel do tubo submetido a uma carga vertical = $\Delta/D$
$sf$	= fator de segurança

### B.1.5 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

- Aço
  - $E_s$  = módulo de elasticidade do aço (steel) = 206.850.000 kPa (30.000.000 psi)
  - $I$  = momento de inércia da seção do tubo por unidade de comprimento do tubo,  $I = t^3/12$
  - $I_c$  = momento de inércia do cilindro tubo
  - $\alpha$  = coeficiente de expansão térmica do aço =  $11,7 \times 10^{-6} \text{ m/m}^\circ\text{C}$  ( $6,5 \times 10^{-6} \text{ in/in}^\circ\text{F}$ )
  - $\nu_s$  = coeficiente de Poisson do aço = 0,30
  - $\gamma_s$  = peso unitário do aço = 77 kN/m<sup>3</sup> (490 pcf)
  
- Água
  - $\gamma_w$  = peso unitário da água (water) = 9,81 kN/m<sup>3</sup> (62,4 pcf)
  
- Argamassa de cimento
  - $E_c$  = módulo de elasticidade da argamassa de cimento = 25.580.000 kPa (4.000.000 psi)
  - $\nu_c$  = coeficiente de Poisson da argamassa de cimento = 0,25
  - $\gamma_c$  = peso unitário da argamassa de cimento = 22,6 kN/m<sup>3</sup> (144 pcf)
  
- Solo
  - $c$  = coesão
  - $D_r$  = densidade relativa das partículas
  - $E'$  = rigidez do solo
  - $e$  = índice de vazios
  - $k_p$  = coeficiente de resistência passiva
  - $\varepsilon$  = compressão do solo (deformação)
  - $S$  = grau de saturação
  - $\gamma_{sub}$  = peso unitário submerso
  - $\gamma_s$  = peso unitário seco
  - $\gamma_{sat}$  = peso unitário saturado
  - $\gamma_t$  = peso unitário total
  - $\phi$  = ângulo de atrito
  - $\alpha$  = ângulo de rotura do solo (deslizamento)
  - $\mu$  = pressão neutra
  - $\tau$  = tensão de cisalhamento
  - $\sigma$  = tensão no solo
  - $\bar{\sigma}$  = pressão efetiva do solo
  - $\sigma_y$  = tensão máxima principal num cubo infinitesimal de solo
  - $\sigma_z$  = tensão principal intermediária num cubo infinitesimal de solo
  - $\sigma_x$  = tensão mínima principal num cubo infinitesimal de solo

### B.3 CONVERSÕES

1 in.	= 25,4 mm
1 ft	= 12 in. = 0,305 m
1 lb	= 4,45 N
1 lb/ft <sup>3</sup>	= 157,09 N/m <sup>3</sup>
1 psi	= 6,895 kPa
1 ksi	= 1000 psi
1 kip	= 1000 lbs
oC	= (oF-32) x 5/9
GPa	= 1000 MPa = 1000.000 kPa

## **C BIBLIOGRAFIA CONSULTADA**

Apresenta-se na sequência, ordenada pela data de publicação de forma decrescente, os documentos consultados e que contribuíram para elaboração deste trabalho:

1. U.S. BUREAU OF RELAMATION – USBR–Method for Prediction of Flexible Pipe Deflection, M-25 Third Edition - Denver, Co. 2019.
2. AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION - AWWA (2017) – Steel Pipe: A Guide for Design and Installation, Fifth Edition, Manual M11- Denver, Co;
3. AWWA – Standard ANSI/AWWA C200-17, Steel Water Pipe, 6in. (150 mm) and Larger – Denver, Colo. 2017.
4. AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS – ASCE – Steel Penstocks, Second Edition, Manuals and Reports on engineering practice n° 79 – Reston, Virgínia. 2012.
5. Tenarisconfab – Tubos para o Mercado Industrial. 2010.
6. ASCE – Buried Flexible Steel Pipe. Design and Structural Analysis, Manuals and Reports on engineering practice n° 119 – Reston, Virgínia. 2009.
7. AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE – AISI – Welded Steel Pipe, Merits, Design Standards, Technical Data and References – Washington, DC. 2007
8. PINTO, CARLOS DE SOUZA – Curso Básico de Mecânica dos Solos, Terceira Edição – Oficina de Textos, São Paulo, SP. 2006
9. AWWA – Steel Pipe: A Guide for Design and Installation, Fourth Edition, Manual M11- Denver, Co. 2004
10. REYNOLD KING WATKINS AND LOREN RUNAR ANDESON – Structural Mechanics of Buried Steel Pipe – CRC press, Washington, DC. 2000.
11. AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE – AISI – Steel Plate Engineering Data - Volume 3 – Welded Steel Pipe, Merits, Design Standards, Technical Data and References – Washington, DC. 1996.
12. STEEL PLATE ENGINEERING DATA, Volume 2 – Revised Edition,– (AISI) American Iron and Steel Institute.1992.
13. CAPUTO, HOMERO PINTO – Mecânica dos Solos e Suas Aplicações, Volume1 – Fundamentos, Sexta Edição – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. (LTC) - Rio de Janeiro, RJ. 1988.