**UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA**

**ANÁLISE NUMÉRICA UMA TUBULAÇÃO ENTERRADA SUBMETIDA A
CARREGAMENTOS MÓVEIS**

RAFAELA MACHADO DE ANGELO

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Ciências, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia.

ORIENTADOR: PROF. DR. EDMUNDO ROGÉRIO ESQUIVEL

Versão Corrigida

Original se encontra disponível na Unidade que aloja o Programa

**SÃO CARLOS – SP
2016**

AUTORIZO A REPRODUÇÃO E DIVULGAÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

M584a Machado de Angelo, Rafaela
Análise Numérica de uma Tubulação Enterrada /
Rafaela Machado de Angelo; orientador Edmundo Rogério
Esquivel. São Carlos, 2015.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação
e Área de Concentração em Geotecnia -- Escola de
Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo,
2015.

1. tubo enterrado. 2. modelagem numérica. 3. ensaio
triaxial. 4. suspensão aquosa de amido de milho. 5.
areia fofa. 6. carregamento móvel. 7. tensão. 8.
deformação. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidata: Engenheira **RAFAELA MACHADO DE ANGELO**.

Título da dissertação: "Análise numérica de uma tubulação enterrada submetida a carregamentos móveis".

Data da defesa: 15/02/2016

Comissão Julgadora:

Resultado:

Prof. Dr. **Edmundo Rogério Esquivel (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Aprovado

Prof. Dr. **Tarcísio Barreto Celestino**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Aprovado

Prof. Dr. **Fernando Saboya Albuquerque Júnior**
(Universidade Estadual do Norte Fluminense/UENF)

Aprovado

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia:
Prof. Dr. **Edmundo Rogério Esquivel**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Associado **Paulo César Lima Segantine**

Ao meu Deus, que deu Sua vida por mim, que me resgatou inúmeras vezes, não importando aonde eu estivesse.

Aos meus pais que sempre se esforçaram pela minha educação, à minha irmã que me fez companhia durante toda a sua vida, ao prof. Esquivel, meu tutor.

AGRADECIMENTOS

Ao Pai por tudo, pela concepção do plano de salvação, e por esse plano me alcançar. Pelo Seu sustento em todas as áreas. A Jesus Cristo, por ter dado Sua vida em troca da minha, por ser meu protetor pelos milhares e milhares de quilômetros pelos quais eu viajei, inúmeros que eu caminhei "sozinha" desde que cheguei em São Carlos, e em inúmeras outras situações diárias pelas quais eu chamava Seu nome e era atendida. Ao Espírito Santo, pelos ensinamentos e respostas dados inclusive nos locais mais improváveis e momentos menos esperados. Obrigado Deus por essa conquista que só foi possível por Ti. Que o reconhecimento das minhas vitórias seja dado à quem é devido: o Senhor.

Aos meus pais, que sempre lutaram para me dar o melhor. Por terem escolhido investir na minha educação e formação, cada um a sua maneira e disponibilidade. Graças a vocês eu aprendi a seguir em frente, não importa o que aconteça. Mamãe, você queria um mestrado, está aí!

À minha irmã, que sempre soube lidar com meus defeitos e conviveu com eles durante toda sua vida. Você sempre terá o meu sim, nem precisa pedir ou perguntar. Eu te amo.

Ao meu orientador Professor Dr. Edmundo Rogério Esquivel, por todos esses anos de parceria, que inclusive antecederam ao mestrado. Por ter apostado na minha capacidade e investido na minha evolução como ser humano. Tenho certeza de que poucas pessoas tem um relacionamento tão ímpar com seu orientador como é o nosso. Muito obrigada!

Ao Prof. Dr. Araruna Jr. por nos receber na Pontifícia Universidade Católica – PUC-Rio, compartilhar informações, dados e material de suas pesquisas. Foi visível sua boa intenção em ajudar neste trabalho e como consequência houve o enriquecimento desta pesquisa.

Aos técnicos do Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos, em especial José Luis e Oscar por toda ajuda na realização dos ensaios de caracterização e compressão triaxial.

A todos os professores do Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos que contribuíram para a minha formação intelectual, inclusive desde a minha graduação. Em especial ao Prof. Zuquette, conselhos, e compartilhamento de informações de todos os tipos.

Aos meus colegas que compartilharam ideias e tentaram propor soluções para os desafios que foram surgindo ao longo do caminho.

Aos funcionários do Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos, que sempre contribuíram e atenderam prontamente às minhas dificuldades e compartilharam também de assuntos que não acadêmicos, mas que enriquecem o ser humano.

À Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPQ) pela bolsa de estudo concedida possibilitando a minha dedicação integral a esta pesquisa.

A todos que direta ou indiretamente contribuíram para a realização deste trabalho. Muito obrigada.

"O temor do Senhor é o princípio da ciência; os loucos desprezam a sabedoria e a instrução." Provérbios 1:7

"O Senhor, com sabedoria, fundou a terra; preparou os céus com inteligência. Pelo seu conhecimento, se fenderam os abismos" Provérbios 3:19-20.

"A sabedoria é a coisa principal; adquiere, pois, a sabedoria; sim, **com tudo o que se possui, adquiere o conhecimento.**" Provérbios 4:7

"Porque **o Senhor dá a sabedoria, e da sua boca vem o conhecimento e o entendimento.**" Provérbios 2:6

"Não estejais inquietos por coisa alguma; antes as vossas petições sejam em tudo conhecidas diante de Deus, pela oração e súplicas, com ações de graças. E **a paz de Deus, que excede todo entendimento, guardará os vossos corações e vossos sentimentos** em Cristo Jesus." Filipenses 4:6-7

"Porque Deus amou ao mundo de tal maneira que deu seu Filho unigênito, para que todo que nele crê não pereça, mas tenha a vida eterna. Porquanto Deus enviou o seu Filho ao mundo, não para que julgasse o mundo, mas para que o mundo fosse salvo por ele." João 3.16-17

Resumo

ANGELO, R.M. **Análise numérica de uma tubulação enterrada submetida a carregamentos móveis.** 2015. 166 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016.

Este trabalho apresenta um estudo sobre o comportamento de tubos metálicos enterrados, submetidos ao carregamento móvel de um veículo. Foram realizadas análises numéricas utilizando o método de elementos finitos para o cálculo da tensão vertical no solo, momento fletor, tensão normal e deformação diametral vertical do tubo. Foram analisados 630 modelos, obtidos da variação das características do solo (módulo de elasticidade) com o objetivo de representar diferentes níveis de compactação do solo, características do tubo (espessura da parede do tubo) e da altura da camada de recobrimento do solo. O programa utilizado nas análises numéricas foi o SIGMA/W do pacote Geostudio. Os resultados encontrados apontam que as maiores tensões no solo, momentos, tensões normais e deformações no tubo ocorrem devido ao carregamento móvel quando este se localiza exatamente acima do tubo. Observou-se que o aumento da espessura da camada de solo que recobre a tubulação causa uma diminuição de 15% a 55% das tensões verticais no solo, momentos fletores, tensões normais e deformações no tubo. Foram desenvolvidas equações para o cálculo das deformações para os casos estudados. Foi também desenvolvido um procedimento para a moldagem de corpos de prova de areia no estado fofo (índice de vazios máximo) para realização de ensaios triaxiais.

Palavras-chave: Tubo enterrado, carregamento móvel, processo de arqueamento, modelagem numérica, ensaio triaxial, areia fofa, índice de vazios máximo.

Abstract

ANGELO, R.M. **Numerical analysis of a buried pipe under live loads**. 2015. 184 p. Master Thesis – School of Engineering at Sao Carlos, Sao Paulo University, Sao Carlos, 2016.

This paper presents a study on the behavior of buried metal pipes, subjected to the vehicle live load. Numerical analysis using the finite element method to calculate the vertical stress were made on the ground, bending moment, normal stress and diametral vertical pipe deformation. 630 models were analyzed, obtained from the variation of the soil characteristics (modulus) in order to represent different levels of soil compaction, the pipe characteristics (thickness of the pipe wall) and the height of the soil cover layer. The program used in numerical analysis was the SIGMA/W Geostudio package. The results show that the highest stresses on the ground moments, normal stresses and strains in the tube occur due to live loading when it is located just above the tube. It was observed that increasing the thickness of the layer of soil covering the pipe causes a decrease from 15% to 55% of the vertical tensions in the ground, bending moments, normal stress and strain on the pipe. Equations were developed to calculate the deformations in the cases studied. It has also developed a procedure for molding sand specimens into the soft state (maximum void ratio) to perform triaxial tests.

Keywords: Buried pipe, flexible pipe, live load, arching condition, numerical modeling, triaxial test, loose sand, maximum void ratio.

Lista de Figuras

Figura 1. 1 - Problema geral de tubo enterrado.	28
Figura 1. 2 - Terminologia dos pontos da circunferência de um tubo.	29
Figura 2. 1 - Tubo instalado em vala com paredes verticais.	32
Figura 2. 2 a e b - Tubo em saliência positiva e negativa, respectivamente.....	33
Figura 2. 3 - Tubo instalado em saliência positiva com falsa trincheira	33
Figura 2. 4 - Classificação de instalação de Marston, ACPA (1993).	34
Figura 2. 5 - Formas de assentamento e de condições de aterro lateral junto à base do tubo. (El Debs, 2003).	34
Figura 2. 6 - Bases condenáveis ou Classe D (instalação em vala) (Adaptado por El Debs, 2003).....	35
Figura 2. 7 - Bases comuns ou Classe C (instalação em vala) (Adaptado por El Debs, 2003).	35
Figura 2. 8 - Bases de primeira classe ou Classe B (instalação em vala) (Adaptado por El Debs, 2003). .	36
Figura 2. 9 - Espessuras de recobrimento e sua influência na deformação do tubo devido ao peso próprio do solo: (a) recobrimento fino (b) recobrimento espesso (c) recobrimento mais espesso (d) recobrimento muito espesso (Geotechnical Engineering Bureau, 2013).	38
Figura 2. 10 - Posição dos transdutores de pressão e relação entre a distribuição de tensão vertical sobre o tubo e a altura de recobrimento (Kawabata et al., 2006).....	39
Figura 2. 11 - Momento e força axial devido à (a) pressão vertical geostática (b) pressão horizontal geostática (Kawabata et al., 2006).	40
Figura 2. 12 - Diagrama de pressão geostática: utilizando-se (a) análise de Spangler (b) análise simplificada (c) diagrama proposto por Kawabata et al. (2006).	40
Figura 2. 13 - Diagrama das tensões verticais geradas pelo carregamento móvel (adaptado de Watkins e Anderson, 1999).....	41
Figura 2. 14 - Espessuras de recobrimento e sua influência na deformação do tubo devido carregamento aplicado: quanto maior a espessura de recobrimento, menor a solicitação no tubo (Adaptado de Geotechnical Engineering Bureau, 2013).	42
Figura 2. 15 - Layout da seção instrumentada (Potter, 1985).	42
Figura 2. 16 - Deflexões causadas pelo carregamento geostático versus altura de recobrimento de solo sobre o tubo (Adaptado de Potter, 1985).	44
Figura 2. 17 - Deflexões máximas causadas pelos veículos estacionados versus altura de recobrimento de solo sobre o tubo (Adaptado de Potter, 1985).	44
Figura 2. 18 - Deflexões máximas causadas pelos veículos em movimento versus altura de recobrimento de solo sobre o tubo e curva calculada das deflexões máximas para veículos sobre lagartas (Adaptado de Potter, 1985).	45
Figura 2. 19 - Modelo em DEM para H=2.0m. (Kawabata <i>et al.</i> , 2004).	46
Figura 2. 20 - Divisão do tubo em 20 elementos de viga e suas numerações. (Kawabata <i>et al.</i> , 2004)...	46
Figura 2. 21 - Variação da tensão vertical no solo sobre o tubo flexível, com H=0.5 m. (Adaptado de Kawabata <i>et al.</i> , 2004).	47
Figura 2. 22 - Variação da tensão vertical no solo sobre o tubo flexível, com H=1.0 m. (Adaptado de Kawabata <i>et al.</i> , 2004).	47
Figura 2. 23 - Variação da tensão vertical no solo sobre o tubo rígido, com H=0.5 m. (Adaptado de Kawabata <i>et al.</i> , 2004).	47
Figura 2. 24 - Variação da tensão vertical no solo sobre o tubo rígido, com H=1.0 m. (Adaptado de Kawabata <i>et al.</i> , 2004).	47
Figura 2. 25 - Modelo de alumínio (Rakitin e Xu, 2014).	48
Figura 2. 26 - Esquema das condições a serem estudadas pelos modelos reduzidos. (Adaptado de Rakitin e Xu, 2014).....	49
Figura 2. 27 a) Características geométricas dos veículos; b) Características geométricas adotadas para representar os carregamentos de tráfego nos modelos reduzidos. As figuras da esquerda estão associadas ao caminhão médio, enquanto que as da direita com o caminhão pesado. Medidas em (mm) (Rakitin e Xu, 2014).	50
Figura 2. 28 - Momentos fletores atuantes no tubo para o teste 7. (Adaptado de Rakitin e Xu, 2014).....	51
Figura 2. 29 - Momento fletor atuante na coroa do tubo nos testes 3 a 6, em relação à porcentagem de aplicação da carga móvel. (Adaptado de Rakitin e Xu, 2014).	52
Figura 2. 30 - a) Eixo isolado, com dois e quatro pneumáticos; b) Conjuntos de dois eixos: direcional com dois pneumáticos, em tandem e não tandem, com quatro pneumáticos por eixo, cada um;	

c) Conjuntos de dois eixos: em tandem e suspensão pneumática com dois pneumáticos extralargos, dois eixos sendo um com dois e outros com quatro pneumáticos, com suspensão especial; d) Conjuntos de três eixos: em tandem com quatro pneumáticos por eixo, e em tandem e suspensão pneumática, com dois pneumáticos extralargos por eixo (DNIT, 2006).	54
Figura 2. 31 - Relação entre a rigidez do tubo e a rigidez do solo para um tubo flexível em (a) e para um tubo rígido em (b) (Moser, 2001).	57
Figura 2. 32 - Teoria de Marston (apud Tschebotarioff, 1978).	58
Figura 2. 33 - Fluxo das pressões do solo em tubos instalado em aterro. (a) efeito de arqueamento positivo (b) efeito de arqueamento negativo. (El Debs, 2008).	59
Figura 2. 34 - Tubo enterrado em sistema de aterro, com comportamento de saliência positiva (Bueno e Costa, 2009).	60
Figura 2. 35 - Influência da profundidade no carregamento sobre um tubo (Adaptado de Gerscovich <i>et al.</i> , 2008).	61
Figura 2. 36 - Distribuição da tensão de cisalhamento ao longo da parede da vala com cobertura de H=0.30 m (Adaptado de Gerscovich <i>et al.</i> , 2008).	62
Figura 2. 37 - Previsão do carregamento transmitido ao tubo, de acordo com vários métodos (Adaptado de Gerscovich <i>et al.</i> , 2008).	63
Figura 2. 38 - Elementos envolvidos no problema de tubo enterrado: elementos de solo composto pela malha colorida em amarelo, verde e marrom; elementos de viga em vermelho; elemento de interface em amarelo.	66
Figura 2. 39 - Malha gerada pelo pré-processador implementado por Silveira (2001).	68
Figura 2. 40 - Malha de elementos finitos para H/D=50% (Pacheco, 2006).	68
Figura 2. 41 - Detalhe do tubo para malha de H/D=50% (Pacheco, 2006).	69
Figura 2. 42 - Malha de elementos finitos para H/D=100% (Pacheco, 2006).	69
Figura 2. 43 - Detalhe do tubo para malha de H/D=100% (Pacheco, 2006).	69
Figura 2. 44 - Malha final da análise numérica (Gerscovich <i>et al.</i> , 2008).	71
Figura 2. 45 - Modelagem das etapas de construção - seção da vala (Adaptado de Gerscovich <i>et al.</i> , 2008).	72
Figura 2. 46 - Previsão do carregamento transmitido ao tubo, de acordo com vários métodos (Gerscovich <i>et al.</i> , 2008).	73
Figura 2. 47 - Malha utilizada por Gondle e Siriwardane (2008) e detalhe dos elementos na região do tubo.	74
Figura 3. 1 - Modelo numérico geral.	77
Figura 3. 2 - Solo natural.	80
Figura 3. 3 - Instalação do tubo.	81
Figura 3. 4 - Aterro da primeira camada de solo.	81
Figura 3. 5 - Aterro da segunda camada de solo.	81
Figura 3. 6 - Aterro da terceira camada de solo.	82
Figura 3. 7 - Aterro da quarta camada de solo (H=0.5 m).	82
Figura 3. 8 - Aterro da quinta camada de solo (H=0.75 m).	82
Figura 3. 9 - Aterro da sexta camada de solo (H=1.0 m).	83
Figura 3. 10 - Carregamento móvel 1.	83
Figura 3. 11 - Carregamento móvel 2.	83
Figura 3. 12 - Carregamento móvel 3.	84
Figura 3. 13 - Carregamento móvel 4.	84
Figura 3. 14 - Carregamento móvel 5, posicionado sobre o tubo.	84
Figura 3. 15 - Molde metálico internamente revestido pela membrana, montado na base da célula triaxial.	85
Figura 3. 16 - A massa de areia seca necessária para fazer o corpo de prova no índice de vazios mínimo é colocada dentro do molde com o auxílio de um funil.	86
Figura 3. 17 - É preciso tomar cuidado para distribuir homogeneamente a areia para impedir não ficar vazios localizados.	86
Figura 3. 18 - Esquema das ligações para aplicação de vácuo no do corpo de prova (adaptado de Bardet, 1997).	87
Figura 3. 19 - O cap superior obstrui a abertura superior, possibilitando a aplicação do vácuo.	87
Figura 3. 20 - Após retirada dos moldes metálicos o corpo de prova se mantém com o índice de vazios mínimo como desejado.	88
Figura 3. 21 - Após o processo ser realizado as válvulas de comunicação com o interior do corpo de prova devem ser mantidas fechadas para manter o vácuo durante o transporte e montagem do ensaio.	88
Figura 3. 22 - Gráfico de tensão x deformação para ensaio triaxial de areia compacta (índice de vazios mínimo) com o uso de vácuo, tensão confinante $\sigma_3=50$ kPa.	89

Figura 3. 23 - Gráfico de tensão x deformação para ensaio triaxial de areia compacta (índice de vazios mínimo) com o uso de vácuo, tensão confinante $\sigma_3=100$ kPa.	89
Figura 3. 24 - Gráfico de tensão x deformação para ensaio triaxial de areia compacta (índice de vazios mínimo) com o uso de vácuo, tensão confinante $\sigma_3=200$ kPa.	90
Figura 3. 25 - Gráfico de tensão x deformação para ensaio triaxial de areia fofa (índice de vazios máximo) com o uso de solução de gelatina, tensão confinante $\sigma_3=100$ kPa.	92
Figura 3. 26 - Gráfico de tensão x deformação para ensaio triaxial de areia fofa (índice de vazios máximo) com o uso de solução de gelatina, tensão confinante $\sigma_3=200$ kPa.	92
Figura 3. 27 - Molde metálico bipartido (1) com parte superior para guiar o soquete (2).	96
Figura 3. 28 - Soquete.....	97
Figura 3. 29 - Corpo de prova com má formação: perda da verticalidade e presença de grandes vazios.....	98
Figura 3. 30 - Gráfico de tensão x deformação para ensaio triaxial CD de areia fofa (índice de vazios máximo) com o uso do mingau de amido de milho, tensão confinante $\sigma_3=50$ kPa.	99
Figura 3. 31 - Gráfico de tensão x deformação para ensaio triaxial CD de areia fofa (índice de vazios máximo) com o uso do mingau de amido de milho, tensão confinante $\sigma_3=100$ kPa.	100
Figura 3. 32 - Gráfico de tensão x deformação para ensaio triaxial CD de areia fofa (índice de vazios máximo) com o uso do mingau de amido de milho, tensão confinante $\sigma_3=200$ kPa.	100
Figura 4. 1 - Ícone no programa SIGMA/W aonde o usuário seleciona a etapa de instalação ou a posição do carregamento móvel.	101
Figura 4. 2 - Localização do ícone "Graph".	102
Figura 4. 3 - Janela em que serão especificados os dados a serem apresentados pelo programa.	102
Figura 4. 4 - Ícone para selecionar os nós desejados.	102
Figura 4. 5 - Selecionar os nós desejados. Para o cálculo da deformação vertical, os nós desejados são o do topo e base do tubo, indicados pelas setas.	102
Figura 4. 6 - Ícone para copiar os dados desejados.	103
Figura 4. 7 - Deslocamentos verticais (em m) com atuação apenas do carregamento geostático. Modelo de tubo com parede de 36mm, altura de recobrimento de solo H=0.5m, E1C1.....	108
Figura 4. 8 - Deslocamentos verticais (em m) com atuação do carregamento geostático e carregamento móvel sobre a tubulação. Modelo de tubo com parede de 36mm, altura de recobrimento de solo H=0.5m, E1C1.	108
Figura 4. 9 - Tensões verticais (kPa) para tubo de e=8 mm, H=0.5 m, modelo E1C1 – apenas carregamento geostático.	109
Figura 4. 10 - Tensões verticais (kPa) para tubo de e=8 mm, H=0.5 m, modelo E1C1 – carregamento geostático e móvel, posição 1 (distante 4d do centro do tubo).	109
Figura 4. 11 - Tensões verticais (kPa) para tubo de e=8 mm, H=0.5 m, modelo E1C1 – carregamento geostático e móvel, posição 2 (distante 3d do centro do tubo).	109
Figura 4. 12 - Tensões verticais (kPa) para tubo de e=8 mm, H=0.5 m, modelo E1C1 – carregamento geostático e móvel, posição 3 (distante 2d do centro do tubo).	110
Figura 4. 13 - Tensões verticais (kPa) para tubo de e=8 mm, H=0.5 m, modelo E1C1 – carregamento geostático e móvel, posição 4 (distante 1d do centro do tubo).	110
Figura 4. 14 - Tensões verticais (kPa) para tubo de e=8 mm, H=0.5 m, modelo E1C1 – carregamento geostático e móvel, posição 5 (sobre o tubo).	110
Figura 4. 15 - Detalhe das tensões verticais (kPa) para tubo de e=8 mm, H=0.5 m, modelo E1C1 – carregamento geostático e móvel, posição 5.	111
Figura 4. 16 - Detalhe das tensões verticais (kPa) para tubo de e=8 mm, H=0.75 m, modelo E1C1 – carregamento geostático e móvel, posição 5.	111
Figura 4. 17 - Detalhe das tensões verticais (kPa) para tubo de e=8 mm, H=1.0 m, modelo E1C1 – carregamento geostático e móvel, posição 5.	112
Figura 4. 18 - Detalhe das tensões verticais (kPa) para tubo de e=8 mm, H=0.5 m, modelo E1C1, carregamento geostático e móvel, posição 5.	113
Figura 4. 19 - Detalhe das tensões verticais (kPa) para tubo de e=36 mm, H=0.5 m, modelo E1C1, carregamento geostático e móvel, posição 5.	113
Figura 4. 20 - Detalhe das tensões verticais (kPa) para tubo de e=8 mm, H=0.5 m, modelo E1C1, carregamento geostático e móvel, posição 5.	113
Figura 4. 21 - Detalhe das tensões verticais (kPa) para tubo de e=8 mm, H=0.5 m, modelo E9, carregamento geostático e móvel, posição 5.	113
Figura 4. 22 – Gráfico das tensões verticais no solo no topo do tubo.	115
Figura 4. 23 - Gráfico das tensões verticais normalizadas no solo no topo do tubo.	116
Figura 4. 24 - Momentos fletores para o modelo e=8 mm, H=0.5 m, E1 C1.	116
Figura 4. 25 - Momentos fletores devido ao carregamento 5, para o modelo e=8 mm, H=0.5 m, E1 C1.	117

Figura 4. 26 - Momentos fletores no topo do tubo.....	119
Figura 4. 27 - Tensão normal para o modelo $e=8$ mm, $H=0.5$ m, E1 C1.....	120
Figura 4. 28 - Tensões normais máximas, localizadas nos topos dos tubos de 8 mm de espessura.	122
Figura 4. 29 - Tensões normais máximas, localizadas nos topos dos tubos de 36 mm de espessura.	122
Figura 4. 30 - Tensões normais máximas, localizadas nos topos dos tubos de 8 mm de espessura.	123
Figura 4. 31 - Tensões normais máximas, localizadas nos topos dos tubos de 36 mm de espessura.	123
Figura 4. 32 - Malha deformada - Carregamento móvel 1.	128
Figura 4. 33 - Malha deformada – Carregamento móvel 2.....	128
Figura 4. 34 - Malha deformada – Carregamento móvel 3.....	128
Figura 4. 35 - Malha deformada – Carregamento móvel 4.....	129
Figura 4. 36 - Malha deformada – Carregamento móvel 5.....	129
Figura 4. 37 - Deformação vertical dos modelos E1 C1.	130
Figura 4. 38 - Deformações verticais máximas em função do módulo de elasticidade do aterro.	132
Figura 4. 39 - Deformação vertical máxima para modelos E1 C2.	133
Figura 4. 40 - Geometria do modelo com região com compactação prejudicada.....	135
Figura 4. 41 - Tensões verticais no solo ao redor do tubo de 8mm de espessura, E3, $H=0.5$ m, carregamento 5.	136
Figura 4. 42 - Tensões verticais no solo ao redor do tubo de 8mm de espessura, E3 MC, $H=0.5$ m, carregamento 5.	136
Figura 4. 43 - Comparação dos momentos fletores entre os modelos E3 e E3 MC ($e=8$ mm e $H=0.5$ m).	138
Figura 4. 44 - Deslocamentos verticais (m) para o modelo $e=8$ mm, $H=0.5$ m, E3, carregamento sobre o tubo.	141
Figura 4. 45 - Deslocamentos verticais (m) para o modelo $e=8$ mm, $H=0.5$ m, E3 MC, carregamento sobre o tubo.....	141

Lista de Tabelas

Tabela 2. 1 - Parâmetros do tubo e do solo.....	38
Tabela 2. 2 - Características da tubulação, do solo e das cargas móveis direto no fundo da vala. As alturas de recobrimento de solo variaram de nula a aproximadamente 0.76 m (30') (adaptado de Potter, 1985).	43
Tabela 2. 3 - Parâmetros de resistência do solo e tubo	46
Tabela 2. 4 - Características a serem representadas pelos modelos dos ensaios na centrífuga geotécnica (Rakitin e Xu, 2014)	49
Tabela 2. 5 - Características dos veículo-tipo (DNIT, 2006)	53
Tabela 2. 6 - Características dos veículos-tipo (ABNT NBR 7188, 1984)	54
Tabela 2. 7 - Área de contato efetiva entre pneu e pavimento (cm ²): Steering Single Axle (SSA) (Fernandes Jr., 1995)	55
Tabela 2. 8 - Área de contato efetiva entre pneu e pavimento (cm ²): Tractor Tandem Axle (TTA) (Fernandes Jr., 1995)	55
Tabela 2. 9 - Área de contato efetiva entre pneu e pavimento (cm ²): Rear Single Axle (RSA) (Fernandes Jr., 1995)	55
Tabela 2. 10 - Comportamento dos Tubos Enterrados segundo a Rigidez Relativa, Classificação de Gumbel <i>et al.</i> (1982).	57
Tabela 2. 11 - Parâmetros estruturais e geotécnicos (Gerscovich <i>et al.</i> , 2008).....	62
Tabela 2. 12 - Parâmetros de resistência do solo e do tubo (Pacheco, 2006).....	70
Tabela 2. 13 - Parâmetros dos elementos de interface (Pacheco, 2006).....	71
Tabela 2. 14 - Parâmetros estruturais e geotécnicos (Gerscovich <i>et al.</i> , 2008).....	72
Tabela 2. 15 - Propriedades dos materiais utilizados no estudo (Gondle e Siriwardane, 2008)	74
 Tabela 3. 1 - Características das areias Fluvial e Costa (2005).....	79
Tabela 3. 2 - Combinações de solo de base e aterro estudadas	79
Tabela 3. 3 - Massa de materiais empregados e porcentagem em massa para cada uma das concentrações estudadas	94
 Tabela 4. 1 - Classificação quanto à rigidez relativa dos modelos cujo tubo possui parede com espessura $e=8$ mm segundo a Classificação de Gumbel <i>et al.</i> (1982)	104
Tabela 4. 2 - Classificação quanto à rigidez relativa dos modelos cujo tubo possui parede com espessura $e=36$ mm Classificação de Gumbel <i>et al.</i> (1982)	104
Tabela 4. 3 - Classificação do comportamento dos modelos com tubo de espessura de 8 mm quanto à deformação vertical do tubo $\epsilon_{\max}(\%)$ segundo critério de Zaidler (1983).....	105
Tabela 4. 4 - Classificação do comportamento dos modelos com tubo de espessura de 36 mm quanto à deformação vertical $\epsilon_{\max}(\%)$ segundo critério de Spangler (apud Zaidler, 1983)	106
Tabela 4. 5 - Porcentagem de cada classificação de rigidez segundo critério de Spangler (apud Zaidler, 1983)	106
Tabela 4. 6 - Tensão vertical no solo correspondente ao topo do tubo	114
Tabela 4. 7 - Tensão vertical no solo na base do tubo	114
Tabela 4. 8 - Momento fletor do topo do tubo	117
Tabela 4. 9 - Momento fletor da base do tubo	118
Tabela 4. 10 - Tensão normal máxima, localizada no topo do tubo.....	121
Tabela 4. 11 - Tensão normal localizada na base do tubo	121
Tabela 4. 12 - Tensão vertical no solo para as três alturas de recobrimento de solo.....	124
Tabela 4. 13 - Comparação da tensão vertical no solo para os métodos analítico e numérico	124
Tabela 4. 14 - Resistência ao escoamento dos aços API 5L	125
Tabela 4. 15 - Número de modelos classificados para cada grau	125
Tabela 4. 16 - Módulo de elasticidade do aterro (E_{sa}) e da base (E_{sb})	126
Tabela 4. 17 - Modelos que necessitam do grau da liga aço-carbono superior a X42	126
Tabela 4. 18 - Deformação vertical máxima dos modelos E1 C1	130
Tabela 4. 19 - Equação dos parâmetros a , b , c , que compõem a equação de deformação.....	134
Tabela 4. 20 - Tensão vertical no solo localizado no topo e na base dos tubos E3 MC, quando o carregamento móvel está sobre o tubo.....	136
Tabela 4. 21 - Comparação das tensões verticais no solo no topo do tubo entre os modelos E3 e E3 MC	137

Tabela 4. 22 - Comparação das tensões verticais no solo na base do tubo entre os modelos E3 e E3 MC	137
Tabela 4. 23 - Momentos fletores no topo e base dos tubos E3 MC, quando o carregamento móvel está sobre o tubo.....	137
Tabela 4. 24 - Momentos fletores no topo do tubo	138
Tabela 4. 25 - Momentos fletores na base do tubo	138
Tabela 4. 26 - Tensões normais máximas para os modelos E3 MC	139
Tabela 4. 27 - Tensões máximas, localizadas nos topos dos tubos, para os modelos E3 e E3 MC	139
Tabela 4. 28 - Tensões normais na base dos tubos, para os modelos E3 e E3 MC	139
Tabela 4. 29 - Deformação dos tubos para os modelos E3 MC.....	141
Tabela 7. 1 - Tensão normal máxima e grau da liga aço-carbono para cada um dos modelos E1 C1	151
Tabela 7. 2 - Tensão normal máxima e grau da liga aço-carbono para cada um dos modelos E1 C2	152
Tabela 7. 3 - Tensão normal máxima e grau da liga aço-carbono para cada um dos modelos E2 C1	152
Tabela 7. 4 - Tensão normal máxima e grau da liga aço-carbono para cada um dos modelos E2 C2	153
Tabela 7. 5 - Tensão normal máxima e grau da liga aço-carbono para cada um dos modelos E3	153
Tabela 7. 6 - Tensão normal máxima e grau da liga aço-carbono para cada um dos modelos E4	154
Tabela 7. 7 - Tensão normal máxima e grau da liga aço-carbono para cada um dos modelos E5 C1	154
Tabela 7. 8 - Tensão normal máxima e grau da liga aço-carbono para cada um dos modelos E5 C2	155
Tabela 7. 9 - Tensão normal máxima e grau da liga aço-carbono para cada um dos modelos E5 C3	155
Tabela 7. 10 - Tensão normal máxima e grau da liga aço-carbono para cada um dos modelos E6 C1	156
Tabela 7. 11 - Tensão normal máxima e grau da liga aço-carbono para cada um dos modelos E6 C2	156
Tabela 7. 12 - Tensão normal máxima e grau da liga aço-carbono para cada um dos modelos E7	157
Tabela 7. 13 - Tensão normal máxima e grau da liga aço-carbono para cada um dos modelos E8	157
Tabela 7. 14 - Tensão normal máxima e grau da liga aço-carbono para cada um dos modelos E9	158
Tabela 7. 15 - Deformação diametral vertical máxima dos modelos E1 C1	159
Tabela 7. 16 - Deformação diametral vertical máxima dos modelos E1 C2.....	160
Tabela 7. 17 - Deformação diametral vertical máxima dos modelos E2 C1	160
Tabela 7. 18 - Deformação diametral vertical máxima dos modelos E2 C2.....	161
Tabela 7. 19 - Deformação diametral vertical máxima dos modelos E3.....	161
Tabela 7. 20 - Deformação diametral vertical máxima dos modelos E4.....	162
Tabela 7. 21 - Deformação diametral vertical máxima dos modelos E5 C1	162
Tabela 7. 22 - Deformação diametral vertical máxima dos modelos E5 C2.....	163
Tabela 7. 23 - Deformação diametral vertical máxima dos modelos E5 C3.....	163
Tabela 7. 24 - Deformação diametral vertical máxima dos modelos E6 C1	164
Tabela 7. 25 - Deformação diametral vertical máxima dos modelos E6 C2.....	164
Tabela 7. 26 - Deformação diametral vertical máxima dos modelos E7	165
Tabela 7. 27 - Deformação diametral vertical máxima dos modelos E8.....	165
Tabela 7. 28 - Deformação diametral vertical máxima dos modelos E9.....	166

Lista de Símbolos

B: berço de assentamento do tubo
 c_s : coesão do solo
 c_b : coesão do berço
D: diâmetro do tubo
e: espessura do tubo
E: módulo de elasticidade do tubo
 E_s : módulo de elasticidade do solo
 E_{sa} : módulo de elasticidade do solo de aterro
 E_{sa}^* : módulo de elasticidade do solo de aterro normalizado
 E_{sb} : módulo de elasticidade do solo da base
 E_b : módulo de elasticidade do berço
 H_T : profundidade total da vala
H: cobertura sobre o tubo
I: momento de inércia do tubo
 k_{os} : coeficiente de empuxo em repouso do solo
 k_{ob} : coeficiente de empuxo em repouso do berço
L: largura da vala
M: momento fletor
N: força normal
P: carregamento superficial
 γ_s : peso específico do solo
 γ_b : peso específico do berço
 ν : coeficiente de Poisson
 ϕ_s : ângulo de atrito interno do solo
 ϕ_b : ângulo de atrito interno do berço
 σ_v : tensão vertical
 σ_v^* : tensão vertical normalizada
 σ_n : tensão normal

σ_n^* : tensão normal normalizada

$\sigma_{\max}$: tensão normal máxima

$\sigma_{\max}^*$: tensão normal máxima normalizada

ε_v : deformação diametral vertical

$\varepsilon_{\max}$: deformação diametral vertical máxima

Lista de Siglas

ABGE	Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
CAPES	Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior
CNPq	Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico
EESC	Escola de Engenharia de São Carlos
FAPESP	Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo
NBR	Norma Brasileira
PUC	Pontifícia Universidade Católica
USP	Universidade de São Paulo

ÍNDICE

Capítulo 1 Introdução	27
1.1 Estudo de tubos enterrados.....	27
1.2 Objetivos	29
1.3 Justificativa	30
1.4 Organização da dissertação	30
Capítulo 2 Revisão Bibliográfica.....	31
2.1 Introdução	31
2.1.1 Classificações de tubos	31
2.1.2 Material e seção transversal	31
2.1.3 Instalação	32
2.1.4 Rigidez	36
2.2 Tipos de carregamentos	37
2.2.1 Carregamento geostático permanente	37
2.2.2 Carregamento móvel	40
2.3 O Sistema Solo-Tubo	56
2.3.1 Distribuição de Tensões no Sistema Solo-Tubo.....	58
2.4 Modelagem Numérica.....	64
2.4.1 Modelos Reológicos ou Modelos Constitutivos.....	66
2.4.2 MEF nos Estudos de Tubos Enterrados	67
Capítulo 3 Materiais e Métodos	77
3.1 Considerações iniciais	77
3.2 Modelos Numéricos	77
3.2.1 Tubulação	78
3.2.2 Solos	78
3.2.3 Etapas de construção e posição do carregamento móvel.....	79
3.3 Ensaio Triaxiais	85
3.3.1 Ensaio triaxiais de areia compacta	85
3.3.2 Ensaio triaxiais de areia fofa	90
Capítulo 4 Resultados e Discussões	101
4.1 Considerações Iniciais	101
4.2 Tensões e momentos fletores	108
4.2.1 Tensões verticais no solo	108
4.2.2 Momentos fletores e tensões normais atuantes no tubo.....	116

4.2.3	Comparações com método analítico	123
4.2.4	Verificação da tensão de escoamento do aço.....	124
4.3	Deformação diametral vertical do tubo	127
4.3.1	Limites de deformação diametral.....	133
4.3.2	Equações para o cálculo da deformações diametrais verticais.....	134
4.4	Efeitos de uma má compactação localizada	135
Capítulo 5 Conclusões.....		143
Capítulo 6 Referências Bibliográficas		145
Capítulo 7 Anexos		151
7.1	Tensão normal	151
7.2	Deformação diametral vertical	159

Capítulo 1

Introdução

1.1 Estudo de tubos enterrados

Na indústria petrolífera, uma alternativa segura e econômica para o transporte de fluidos, quando comparada ao uso de navios petroleiros e caminhões-tanque, é a utilização de dutos enterrados, que podem vencer grandes distâncias e conduzir grandes volumes de líquidos e gases através de regime forçado (Caballero, 2010).

Em 1865 foi construído na Pensilvânia – EUA o primeiro oleoduto. Com 2 polegadas de diâmetro, de ferro fundido, este duto com extensão de 8 km ligava um campo de produção a uma estação de trens. Em 1930 teve início o transporte de produtos refinados entre a refinaria de Bayway (Nova York) e Pittsburgh. No século XX, as redes de distribuição se ampliaram significativamente em diversas regiões do mundo, principalmente onde estão os grandes produtores de petróleo, como oriente médio e a antiga União Soviética, ou grandes consumidores, como a Europa (Russo Junior, 1997).

No Brasil, no estado da Bahia, em 1942 entrou em operação a primeira linha, conectando a Refinaria Experimental de Aratú ao porto de Santa Luzia, tendo diâmetro de 2 polegadas e 1 km de extensão. A partir daí houve uma grande expansão do transporte por dutos, destacando-se o oleoduto entre Paulínia e Brasília, com cerca de 955 km de extensão e diâmetros de 20" e 12", tendo sido inaugurado em 1996. Também se destaca o gasoduto Bolívia-Brasil (Gasbol), entre Canoas (RS) e Santa Cruz de La Sierra, na Bolívia, sendo o mais extenso da América Latina, tendo 3150 km de extensão.

De forma geral, os estudos sobre dutos enterrados tratam de um tubo, pressurizado ou não, envolto em solo, podendo estar submetido a um carregamento, sendo este fixo ou móvel, como mostrado na Figura 1. 1. São vários os tipos de tubos empregados, bem como sistemas de instalação e carregamentos aplicados. Os principais pontos da circunferência de um tubo são indicados na Figura 1. 2.

Figura 1. 1 - Problema geral de tubo enterrado.

Os parâmetros considerados nas análises são:

D = diâmetro do tubo;

e = espessura do tubo;

E = módulo de elasticidade do tubo;

I = momento de inércia do tubo;

L = largura da vala;

H_t = profundidade total da vala;

H = cobertura de solo sobre o tubo;

B = berço de assentamento do tubo;

c_s = coesão do solo;

c_b = coesão do berço;

ϕ_s = ângulo de atrito interno do solo;

ϕ_b = ângulo de atrito interno do berço;

γ_s = peso específico do solo;

γ_b = peso específico do berço;

E_s = módulo de elasticidade do solo;

E_b = módulo de elasticidade do berço;

ν = coeficiente de Poisson do material considerado;

k_{0s} = coeficiente de empuxo em repouso do solo;

k_{0b} = coeficiente de empuxo em repouso do berço;

P = carregamento superficial.

Figura 1. 2 - Terminologia dos pontos da circunferência de um tubo.

No presente trabalho, é analisado numericamente o comportamento de uma tubulação enterrada, na condição de não operação, ou seja, sem a pressão internada gerada pelo transporte de fluidos sob pressão, localizada numa região sujeita ao tráfego de veículos.

Várias questões relacionadas com a distribuição de tensões no solo e nos tubos em algumas condições específicas continuam recebendo pouca atenção. Isso ocorre pelo fato de que a maior parte dos estudos se preocupa somente com a distribuição de tensões no tubo e não no solo. O tubo é considerado simplesmente como uma estrutura carregada, não levando em conta a interação solo-estrutura.

1.2 Objetivos

O objetivo deste trabalho é o estudo das tensões e deformações desenvolvidas, tanto no tubo como no solo, devidas à passagem de uma carga móvel na superfície do terreno. O estudo é realizado mediante a variação de parâmetros de resistência e deformabilidade do solo e do tubo. Também são consideradas variações de parâmetros geométricos de instalação, sendo estes a altura de solo de recobrimento sobre o tubo (H) e a espessura da parede do tubo (e). Com os resultados foi possível traçar gráficos da deformação diametral máxima do tubo, para cada altura de recobrimento de solo, espessura da parede do tubo e módulo de elasticidade do solo, que podem ser utilizados em projetos que envolvam tubulações com diâmetro externo igual a 508 mm.

As análises numéricas foram realizadas utilizando o programa SIGMA/W, incluído no pacote GeoStudio, desenvolvido pela Geoslope.

1.3 Justificativa

O estudo específico do comportamento mecânico de tubos enterrados e suas interações com o solo quando há a passagem de uma carga móvel é bastante importante, pois quando são considerados o aumento da demanda de produtos transportados via dutos, e o crescimento das cidades próximas às regiões produtoras e regiões consumidoras, vê-se que é muito grande a probabilidade de veículos passarem sobre tubulações já existentes e novas tubulações durante o processo de instalação, ou da necessidade de tubulações cruzarem regiões de tráfego. Essa situação específica possui grandes lacunas no conhecimento.

A importância das pesquisas nessas áreas se intensifica ainda mais mediante as novas ferramentas de estudos disponíveis como a modelagem numérica e a centrífuga, por permitirem o estudo de modelos com mais precisão e a possibilidade de aumentar significativamente o número de casos estudados através do uso de modelos e não de protótipos, possibilitando grande variação de parâmetros relacionados ao solo, à tubulação, ao sistema de instalação e dos carregamentos aplicados.

1.4 Organização da dissertação

A presente dissertação está dividida em quatro partes distintas. A primeira, constituída pelo Capítulo 2 é uma revisão bibliográfica a cerca dos conceitos que envolvem o estudo de tubos enterrados, incluindo tipos de tubos disponíveis, sistemas de instalação, tipos de carregamentos, o desenvolvimento das tensões e deformações. Este capítulo também aborda conteúdo sobre modelagem numérica.

A segunda parte, que é constituída pelo Capítulo 3, refere-se aos materiais e métodos utilizados na pesquisa. São apresentadas informações sobre os parâmetros geométricos e de resistência dos solos e tubo no modelo numérico. A descrição dos modelos também é apresentada. São apresentadas também as metodologias aplicadas para os ensaios triaxiais de areias fofas e compactas, bem como os resultados.

A terceira parte, que é constituída pelos Capítulos 4 e 5, refere-se à apresentação, discussão dos resultados obtidos e conclusões obtidas.

A última parte é composta pelo Anexo. Nele são mostrados as tensões normais e deformações de todos os modelos numéricos.

Capítulo 2

Revisão bibliográfica

2.1 Introdução

Tubulações enterradas são empregados com diversas funções como drenos, galerias, canalizações de água e esgoto, fiação telefônica, transporte de gás e óleo, entre outros. As tubulações podem apresentar diversos materiais, formas de seção transversal, e rigidezes. Também existem vários métodos de instalação.

2.1.1 Classificações de tubos

As tubulações são classificadas segundo o formato da seção transversal, material, rigidez e método de instalação. Essas classificações serão apresentadas a seguir.

2.1.2 Material e seção transversal

No mercado estão disponíveis tubulações produzidas em diferentes materiais, sendo que a American Society for Testing and Materials, ASTM, especifica mais de 500 tipos diferentes de materiais (Mesquita e Rugani, 1997). Encontra-se com maior frequência estudos sobre tubos de aço (Silveira, 2001; Alves e Viana, 2006; Caballero, 2010), de concreto (Alves e Viana, 2006; Tan e Moore, 2007; Gerscovich et al., 2008; McAfee e Valsangkar, 2008) e plásticos, como o policloreto de vinila (PVC) e o polietileno de alta densidade (PEAD ou HDPE) (Viana, 2003; Alves e Viana, 2006; Gondle e Siriwardane, 2008; Akinay e Kilic, 2010). Cerâmica e ferro fundido são materiais que já foram muito utilizados.

A escolha do tipo de material a ser utilizado depende das resistências mecânica e química, diâmetros disponíveis, efeito do material a ser transportado e do meio externo sobre o material do tubo e juntas. Se o uso for para transporte de água potável ainda é preciso verificar a possibilidade do material do tubo e das juntas de prejudicar a qualidade da água (Young e Trott, 1984).

Quanto às seções transversais, a mais comum é a circular, em diversos diâmetros. Entretanto, também são encontradas seções quadradas, ovais, em arco e lenticulares.

2.1.3 Instalação

Há duas formas principais e distintas de instalação: em valas ou em aterros. Ainda há uma terceira opção em que o tubo é instalado em um túnel previamente escavado e o espaço entre eles é preenchido com material compactado, mas é uma forma de instalação menos utilizada em relação às outras duas.

- Tubos em vala

As valas podem ser estreitas, largas, com paredes verticais, inclinadas ou escalonadas e são executadas escavando-se uma trincheira no terreno, que é posteriormente recompactada assim que o tubo é completamente posicionado em seu interior. Devido a essa sequência construtiva, este tipo de estrutura, ou essa forma de implantação, é denominado "corte e aterro". A Figura 2. 1 exemplifica bem um tubo em vala, sendo B_v a largura da vala e α a geratriz superior do tubo.

Figura 2. 1 - Tubo instalado em vala com paredes verticais.

- Tubos em aterro

Há dois tipos de instalação em aterros: *em saliência positiva* e *em saliência negativa*. A primeira ocorre quando a geratriz inferior do tubo é posicionada sobre a superfície natural do terreno ou em uma vala rasa de tal forma que sua geratriz superior seja projetada acima da superfície natural do terreno como pode ser observado na Figura 2. 2.a em que N.A. é o nível final do aterro, N.T. é o nível natural do terreno, α é a geratriz superior do tubo. Após a acomodação do tubo, é executado o aterro que envolve e cobre toda a tubulação. Já a segunda opção, mostrada na Figura 2. 2.b, o tubo é completamente acomodado no interior de uma vala de largura B_v de forma que a geratriz superior a fique abaixo do nível natural do terreno.

Figura 2. 2 a e b - Tubo em saliência positiva e negativa, respectivamente.

Ainda há uma terceira opção de instalação, chamada *saliência positiva com falsa trincheira* na qual o conduto é instalado em saliência positiva e acima dele, no aterro, é feita uma vala preenchida com material compressível com largura aproximada à do tubo e espessura que varia entre $\frac{1}{4}$ e metade do diâmetro. A função da inclusão desse material compressível é reduzir as tensões verticais (Figura 2. 3).

Figura 2. 3 - Tubo instalado em saliência positiva com falsa trincheira

Além das classificações apresentadas anteriormente, também há a classificação que considera o assentamento do tubo. Marston definiu quatro classes após realizar testes variando os tipos de berços utilizados (ACPA, 1993). As quatro classes são apresentadas a seguir (Figura 2. 4):

- Classe A: berço de concreto;
- Classe B: berço com ângulo (β) superior a 90° ;

- Classe C: berço com ângulo (β) entre 60° e 90° ;
- Classe D: base plana.

Figura 2. 4 - Classificação de instalação de Marston, ACPA (1993).

Além do berço, o assentamento adequado depende também de uma boa execução dos aterros laterais à base do tubo. Observando-se as ilustrações da Figura 2. 5, verifica-se que quando o tubo é assentado em uma pequena região de apoio (classe D) há uma maior região de difícil acesso para compactação dos aterros laterais (Figura 2. 5a), enquanto que quando o berço pertence às classes A, B ou C, há uma diminuição dessa região (Figura 2. 5b). Uma boa compactação dos aterros laterais é fundamental para o apoio da tubulação flexível no solo. Isso diminui a concentração de tensões, resultando em momentos fletores mais favoráveis no tubo (El Debs, 2003).

Figura 2. 5 - Formas de assentamento e de condições de aterro lateral junto à base do tubo. (El Debs, 2003).

El Debs (2003) adaptou as classificações de Spangler (1962) e Zaidler (1983) para condutos em vala:

- Bases Condenáveis ou Classe D: os tubos são assentados com pouco ou nenhum cuidado. Não há a preparação do solo para que a base do tubo se aloje de forma conveniente e, portanto, não há uma boa compactação, deixando vazios ao seu redor (Figura 2. 6).

Figura 2. 6 - Bases condenáveis ou Classe D (instalação em vala) (Adaptado por El Debs, 2003).

- Bases comuns ou Classe C: os tubos são colocados no fundo da vala sobre uma fundação de terra moldada para que o encaixe seja perfeito, numa largura de 50% do diâmetro externo. A parte restante é envolvida até uma altura mínima de 15 cm acima da geratriz inferior do tubo com material granular, socado com uma pá para diminuir os vazios e então completado com o solo natural da região (Figura 2. 7).

Figura 2. 7 - Bases comuns ou Classe C (instalação em vala) (Adaptado por El Debs, 2003).

- Bases de primeira classe ou Classe B: os tubos são cuidadosamente assentados sobre material de granulação fina, de forma que a fundação seja conformada convenientemente à base do tubo, numa largura de no mínimo 60% do diâmetro externo. A parte restante do tubo é envolvida por material granular até uma altura de 30 cm acima da sua geratriz superior, de modo a preencher todo o espaço periférico. Para melhor reduzir os vazios, o material de enchimento deve ser compactado em camadas de espessura não superiores a 15 cm (Figura 2. 8).

Figura 2. 8 - Bases de primeira classe ou Classe B (instalação em vala) (Adaptado por El Debs, 2003).

2.1.4 Rigidez

Os tubos enterrados são classificados segundo a rigidez como: rígido, intermediário ou flexível. Os tubos enterrados são separados nessas classificações de acordo com características que são especificadas a seguir (Viana, 1998):

- Tubos rígidos: caracterizados pelo comportamento semelhante a uma viga quando se avalia a resistência, ou seja, quando submetidos a uma carga máxima não se deformam suficientemente para produzir uma resistência passiva de magnitude considerável no solo lateral;
- Tubos de rigidez intermediária: devido à presença de uma flexibilidade, são capazes de transferir uma quantidade significativa da carga ao solo lateral que os envolve;
- Tubos flexíveis: são capazes de se deformarem suficientemente, transferindo ao solo lateral que os envolve grande parte da carga que chega a eles.

Spangler (apud Zaidler, 1983), conceituou a rigidez baseando-se na capacidade de deformação ε do tubo sem fissuração, segundo a maior dimensão transversal da seção, onde:

- Para $\varepsilon \leq 0,1\%$: tubos rígidos, por exemplo, as seções fechadas (retangulares, circulares, elípticas, etc.) em concreto simples ou armado, alvenaria, etc.;
- Para $0,1\% < \varepsilon < 0,3\%$: tubos semirrígidos, como tubos em ferro fundido e alguns casos de alvenaria de pedra ou tijolos;
- Para $\varepsilon \geq 0,3\%$: tubos flexíveis: como tubos de aço corrugado, chapas finas de aço, etc.

Atualmente ainda há certa dificuldade em classificar os tubos quanto à rigidez. Entretanto, uma conceituação mais atual e melhor tem sido empregada. Ela leva em consideração a rigidez a flexão do tubo R_e e a distribuição de cargas no sistema solo-tubo, governada principalmente pela rigidez relativa RR (Gumbel *et al.*, 1982). Essa conceituação será melhor abordada posteriormente no item 2.4.

2.2 Tipos de carregamentos

O carregamento superficial, conforme mostrado na Figura 1. 1, pode ser uma carga móvel, representando um veículo passando sobre uma via, sob a qual a tubulação está enterrada. Pode se tratar também de um carregamento fixo, como uma estrutura construída acima de onde a tubulação está instalada ou carregamento gerado por um aterro.

2.2.1 Carregamento geostático permanente

O carregamento permanente, representa uma solicitação que perdura com o tempo, como é o caso de uma estrutura ou aterro construído acima de onde passa a tubulação.

O carregamento geostático é gerado pelo peso próprio do solo, sendo uma das principais solicitações no estudo de tubos enterrados.

Para um maciço semi-infinito e uniforme, a tensão vertical no solo cresce linearmente com a profundidade, sendo a tensão horizontal proporcional à tensão vertical, como mostrado na Equação 1 a seguir.

$$\sigma_v = \gamma \times h \quad (1)$$

onde σ_v = tensão vertical no solo em kN/m²;

γ = peso específico do solo em kN/m³;

h = a altura da camada de solo em m.

Então, quanto maior a camada de recobrimento, maiores serão as cargas aplicadas sobre o tubo e maior serão as suas deformações (Figura 2. 9).

Figura 2. 9 - Espessuras de recobrimento e sua influência na deformação do tubo devido ao peso próprio do solo: (a) recobrimento fino (b) recobrimento espesso (c) recobrimento mais espesso (d) recobrimento muito espesso (Geotechnical Engineering Bureau, 2013).

Entretanto, no caso de tubos enterrados, o diagrama das tensões geradas pelo carregamento geostático deixa de ser linear, diferentemente do que a Equação (1) sugere. De acordo com Kawabata *et al.* (2006), a distribuição lateral triangular de pressão do solo sobre o tubo pode levar a resultados super conservativos e antieconômicos. Observando o comportamento de um tubo flexível de fibra de vidro reforçada com argamassa plástica (FRPM), instrumentado, enterrado sob um aterro de 47.1 m, esses autores propuseram uma forma fechada de análise para estimar momentos fletores e deslocamentos de tubos submetidos às tensões de grandes aterros de solo. Essa solução fechada concorda com as tensões e deslocamentos medidas em campo. A vala em questão, na qual o tubo foi enterrado, foi preenchida com cascalho (0-25 mm). Os parâmetros do cascalho e do tubo estão mostrados na Tabela 2. 1.

Tabela 2. 1 - Parâmetros do tubo e do solo

Material	Parâmetro	
Cascalho	Peso específico	19.5-20.1 kN/m ³
	ϕ'	52°
	c'	0 kPa
Tubo	Módulo de elasticidade	22.05 GPa
	Momento de inércia	4.857x10 ⁻⁷ m ⁴
	Espessura	0.018 m

O solo natural do local é um cascalho vulcânico com índice de resistência N_{SPT} entre 30 e 50. O aterro acima da vala foi executado com uma mistura de cascalho e areia encontrada

no local. Transdutores de pressão, LVDTs e *strain gauges* foram instalados no tubo para medir as tensões verticais e horizontais, deslocamentos e deformações no tubo. As medições foram feitas a cada 5 m de aterro, até que os 47.1 m de aterro fossem concluídos. Kawabata *et al.* (2006) verificaram que até 20.4 m de recobrimento, as cargas atuantes no tubo se distribuem uniformemente ao longo de uma linha horizontal tangente ao seu topo. Sobre essa linha foram instalados os transdutores de pressão, conforme mostrado na Figura 2. 10. A partir dos 20.4 m de recobrimento, as cargas são transferidas mais para as laterais e menos para o tubo, caracterizando um efeito do arqueamento do solo. Tal fenômeno será posteriormente abordado no item 2.4.1, que trata a distribuição de tensões no sistema solo-tubo.

Figura 2. 10 - Posição dos transdutores de pressão e relação entre a distribuição de tensão vertical sobre o tubo e a altura de recobrimento (Kawabata et al., 2006).

A partir dos diagramas de momentos fletores e forças normais geradas pelo carregamento do aterro sobre o tubo (Figura 2. 11), esses autores propuseram uma distribuição de pressões geostáticas para o caso de grandes aterros sobre tubos. Também apresentam uma comparação entre os diagramas determinados pelo método de Spangler Modificado, pelo método simplificado (JSWA), e pelo método proposto por eles (Figura 2. 12).

Figura 2. 11 - Momento e força axial devido à (a) pressão vertical geostática (b) pressão horizontal geostática (Kawabata et al., 2006).

Figura 2. 12 - Diagrama de pressão geostática: utilizando-se (a) análise de Spangler (b) análise simplificada (c) diagrama proposto por Kawabata et al. (2006).

Observando a Figura 2. 12, nota-se que o diagrama proposto pelos autores é uma combinação dos outros dois, de forma que se pode considerar como um refinamento dos métodos a) e b).

2.2.2 Carregamento móvel

O carregamento móvel é uma solicitação variável com o tempo, conhecida também como *live load* na literatura internacional. A distância entre o tubo e o ponto de aplicação da carga determina quanto do carregamento chegará ao tubo, de forma que quanto mais distante, menores as tensões geradas na tubulação pelo carregamento aplicado.

A tensão vertical gerada por um carregamento móvel num ponto A (Figura 2. 13) é dada pela seguinte equação (Watkins e Anderson, 1999):

$$\sigma_v = \frac{NW}{H^2} \quad (2)$$

onde

W = força concentrada do carregamento móvel;

H = altura de cobertura de solo sobre o tubo;

R = distância radial do ponto de aplicação do carregamento e o topo da tubulação;

N = coeficiente de Boussinesq, dado por

$$N = \frac{3 \left(\frac{H}{R} \right)^5}{2\pi}$$

Figura 2. 13 - Diagrama das tensões verticais geradas pelo carregamento móvel (adaptado de Watkins e Anderson, 1999).

De acordo com a Equação 2, quanto mais distante a tubulação estiver das fontes de carregamentos, como carros e caminhões em uma rodovia, menor o incremento de tensão nela. O mesmo ocorre em relação à profundidade do tubo. De acordo com a Figura 2. 14, quanto maior a altura de recobrimento H , menor o carregamento na tubulação. As tensões verticais também são reduzidas à medida que se distancia do ponto de aplicação da carga.

Figura 2. 14 - Espessuras de recobrimento e sua influência na deformação do tubo devido carregamento aplicado: quanto maior a espessura de recobrimento, menor a solicitação no tubo (Adaptado de Geotechnical Engineering Bureau, 2013).

Potter (1985) analisou deslocamentos num tubo metálico, flexível, enterrado em profundidades variadas, submetido às cargas de veículos militares (sobre roda e sobre lagarta) que cruzavam um duto (Figura 2. 15).

Figura 2. 15 - Layout da seção instrumentada (Potter, 1985).

A Tabela 2. 2 mostra um resumo das características da tubulação, do solo e das cargas móveis. Variadas condições de carregamento foram utilizadas no estudo, sendo que as principais foram de um caminhão M51 5-ton carregado e um tanque M48 modificado. A pressão de contato pneu-superfície foi considerada como igual à pressão de enchimento do pneu. Já para o tanque foram consideradas duas pressões de contato com a superfície. O solo natural da região estudada era um solo residual constituído de uma camada de 3 m

de argila arenosa. Esse material foi utilizado no reaterro da vala em que o conduto foi instalado. Em algumas regiões, entretanto, o conduto cruzou uma formação de arenito, que necessitou ser escavada. Nessas regiões, o solo areno-argiloso era mais denso e menos alterado. Ao ser utilizado no reaterro, o solo compactado apresentou-se menos denso que o solo natural. Assim, nos locais em que a vala foi executada em área de arenito, compactou-se um berço de 13 a 15 cm, mas nos locais de solo residual a tubulação foi instalada com berço de 2.5 cm ou menos.

Tabela 2. 2 - Características da tubulação, do solo e das cargas móveis direto no fundo da vala. As alturas de recobrimento de solo variaram de nula a aproximadamente 0.76 m (30") (adaptado de Potter, 1985).

Diâmetro (m)	Espessura (m)	γ_d (kN/m ³)	
		solo residual	solo compactado
0.25	0.005	17.60	12.73
Caminhão carregado		Tanque modificado	
Carga (kg)	Pressão de contato pneu-solo (kPa)	Carga (kg)	Pressão de contato pneu-solo (kPa)
33770	483	76100	90 - 552

Observou-se que o tráfego de veículos militares acabou por compactar o solo de aterro de tal forma a atingir posteriormente peso específico seco entre 17.60 kN/m³ e 19.20 kN/m³.

Foram analisadas três deflexões do tubo: gerado pela carga geostática, pelo carregamento de veículos estacionados sobre o tubo e pelo carregamento de veículos em movimento. Tais deslocamentos foram apresentados em relação à altura de recobrimento de solo sobre o tubo nas Figura 2. 16 a Figura 2. 18.

Esse autor verificou que as distribuições de deflexões causadas pelos veículos assumiram curvas muito similares à distribuição de tensões de Boussinesq e as deflexões causadas pelos veículos sobre lagartas são maiores do que as causadas pelos veículos sobre rodas (Figura 2. 17).

Figura 2. 16 - Deflexões causadas pelo carregamento geostático versus altura de recobrimento de solo sobre o tubo (Adaptado de Potter, 1985).

Figura 2. 17 - Deflexões máximas causadas pelos veículos estacionados versus altura de recobrimento de solo sobre o tubo (Adaptado de Potter, 1985).

A Figura 2. 18 mostra as deflexões causadas pelos veículos em movimento. Nota-se que são da ordem de cinco vezes maiores que as causadas pelos veículos parados. Potter (1985) afirma que a máxima deflexão total é a soma entre a deflexão causada pelo carregamento geostático e o carregamento móvel. Partindo dessa afirmação traçou a curva de deflexão máxima, somando as deflexões causadas pela camada de recobrimento de solo a cinco vezes as deflexões causadas pelos veículos estacionados, para veículos sobre lagartas. A curva está mostrada na Figura 2. 18. Essa proposta é bastante semelhante ao cálculo do

carregamento total vertical sobre o tubo que é dado pela Equação 3, em que σ_s é o carregamento geostático, σ_v é o carregamento do veículo estacionado e L é chamado de fator de impacto. O fator de impacto L é dado pela relação entre o carregamento dinâmico e o carregamento estático do veículo. Potter utilizou essa mesma ideia para calcular a deflexão total a partir da deflexão causada pelo solo e pelo carregamento estático do veículo. Entretanto, fica claro que esse cálculo não corresponde à realidade. Isso ocorre porque quando a carga do veículo está atuando, a carga do solo também está. Sendo assim, os valores medidos nos ensaios já são valores de deflexão total e no cálculo sugerido acaba-se por somar várias vezes as deflexões causadas pelo peso do solo, de forma que a curva plotada está em sua maior parte distante dos dados coletados.

$$\sigma_t = \sigma_s + L.\sigma_v \quad (3)$$

Figura 2. 18 - Deflexões máximas causadas pelos veículos em movimento versus altura de recobrimento de solo sobre o tubo e curva calculada das deflexões máximas para veículos sobre lagartas (Adaptado de Potter, 1985).

Calculando-se as deformações máximas viu-se que eram inferiores a 5%, limite indicado no estudo como aceitável. Foi realizada uma retro análise utilizando-se a equação de Spangler da deflexão de um tubo flexível e os carregamentos que teriam gerados as deflexões máximas para os veículos sobre lagartas foram calculados. Os resultados foram

inferiores aos valores considerados inicialmente. Essa diferença foi atribuída ao tamanho reduzido da área de contato entre as lagartas e o solo.

Kawabata *et al.* (2004) estudaram o comportamento típico de um duto rígido e um flexível, ambos com dois metros de diâmetro e enterrados em vala rasa sob carregamento móvel, usando análise em Método dos Elementos Discreto (MED) em 2D. Quatro alturas de recobrimento de solo foram avaliadas, 0.5 m, 1.0 m, 1.5 m e 2.0 m. Foi utilizado um carregamento de 78.2 kN para simular a roda de um caminhão de 20 t em movimento. Foi adotada uma largura de 0.2 m para o carregamento móvel.

As características de tubo e do solo são apresentadas na Tabela 2. 3. A Figura 2. 19 mostra o modelo para altura de recobrimento de 2 m. Foi utilizado um berço de 1 m, mas os autores não comentam acerca do ângulo do berço (β) utilizado. O tubo foi representado por 40 elementos de viga em dois círculos, numerados, como mostra a Figura 2. 20.

Tabela 2. 3 - Parâmetros de resistência do solo e tubo

Material	Parâmetro	Valor
Solo	Coesão (kPa)	0
	ϕ	31.5°
Tubo flexível	El (kNm ² /m)	78.4
Tubo rígido		7840

Figura 2. 19 - Modelo em DEM para H=2.0m. (Kawabata *et al.*, 2004).

Figura 2. 20 - Divisão do tubo em 20 elementos de viga e suas numerações. (Kawabata *et al.*, 2004).

Observando-se a Figura 2. 19 vê-se que o carregamento move-se da esquerda para a direita. A análise termina após o carregamento percorrer 6 metros.

Foram estudadas as tensões verticais no solo no topo do tubo (elementos 3 a 8 da Figura 2. 20). Quanto maior a camada de recobrimento (H), menor a tensão vertical no solo, como pode ser observado comparando as Figura 2. 21 e Figura 2. 22 para tubos flexíveis e as Figura

2. 23 e Figura 2. 24 para tubos rígidos. O aumento da camada de recobrimento de 0.5 m para 1.0 m reduziu em aproximadamente 58% as tensões verticais máximas para o tubo flexível e 55% para o tubo rígido.

Figura 2. 21 - Variação da tensão vertical no solo sobre o tubo flexível, com $H=0.5$ m. (Adaptado de Kawabata *et al.*, 2004).

Figura 2. 22 - Variação da tensão vertical no solo sobre o tubo flexível, com $H=1.0$ m. (Adaptado de Kawabata *et al.*, 2004).

Figura 2. 23 - Variação da tensão vertical no solo sobre o tubo rígido, com $H=0.5$ m. (Adaptado de Kawabata *et al.*, 2004).

Figura 2. 24 - Variação da tensão vertical no solo sobre o tubo rígido, com $H=1.0$ m. (Adaptado de Kawabata *et al.*, 2004).

Rakitin e Xu (2014) afirmam que apesar de serem frequentes tubulações de concreto armado de grande diâmetro estar submetidas ao carregamento de veículos de grande peso, ainda há dúvidas sobre o comportamento dessas tubulações sob estas condições. Os autores realizaram ensaios em centrífuga para comparar com os resultados de ensaios em real grandeza de tubos de 1.4 m enterrados submetidos a carregamentos móveis, variando a profundidade de instalação, o veículo-tipo e a posição do veículo.

Todos os modelos foram ensaiados a uma aceleração de 50 g, numa centrífuga de 2.0 m de raio nominal. Uma caixa de liga de alumínio foi utilizada para alocar os modelos.

Para permitir a observação das deformações, uma das faces era de vidro transparente. O tubo de concreto armado foi representado por um tubo de alumínio, como mostrado na Figura 2. 25. O tubo possui uma base horizontal que também fez parte da geometria do protótipo. Esse formato de base facilita a instalação e a distribuição das tensões, pois o contato com o solo do berço é melhor do que no tubo totalmente circular.

Dois veículos foram utilizados nos ensaios, o denominado pelos autores de *caminhão pesado*, que correspondia à aplicação de uma carga total de 850 kN no protótipo e o *caminhão médio*, que correspondeu a uma carga total de 252 kN no protótipo. Foram adotadas as áreas de contato entre pneu e pavimento como sendo de 0.18 m² para o caminhão médio e duas áreas de contato pneu-pavimento para o caminhão pesado, sendo 0.605 m² para o eixo traseiro e 0.3025 m² para o eixo dianteiro. As Figura 2. 27 e Figura 2. 26 mostram as características geométricas dos veículos e as adotadas para representar os carregamentos de tráfego nos modelos reduzidos. Quanto às alturas de recobrimento de solo, quatro alturas foram utilizadas, sendo elas 1 m, 2 m, 3 m e 4 m. Foram empregados dois tipos de solo, sendo um silte para preencher a vala e envolver o tubo e uma areia para fazer às vezes de um pavimento. A

Tabela 2. 4 mostra as características a serem representadas pelos modelos dos ensaios na centrífuga.

Figura 2. 25 - Modelo de alumínio (Rakitin e Xu, 2014).

Tabela 2. 4 - Características a serem representadas pelos modelos dos ensaios na centrífuga geotécnica (Rakitin e Xu, 2014)

Teste N°	Altura de recobrimento de solo (m)	Veículo	Posição do Veículo	Carregamento máximo aplicado (kN)
1	1	Caminhão pesado	Tubo entre os dois eixos	850
2	2	Caminhão pesado	Tubo entre os dois eixos	850
3	1	Caminhão pesado	Eixo traseiro sobre o tubo	850
4	2	Caminhão pesado	Eixo traseiro sobre o tubo	850
5	3	Caminhão pesado	Eixo traseiro sobre o tubo	850
6	4	Caminhão pesado	Eixo traseiro sobre o tubo	850
7	1	Caminhão médio	Eixo traseiro sobre o tubo	252
8	2	Caminhão médio	Eixo traseiro sobre o tubo	252

Figura 2. 26 - Esquema das condições a serem estudadas pelos modelos reduzidos. (Adaptado de Rakitin e Xu, 2014).

(a)

(b)

Figura 2. 27 a) Características geométricas dos veículos; **b)** Características geométricas adotadas para representar os carregamentos de tráfego nos modelos reduzidos. As figuras da esquerda estão associadas ao caminhão médio, enquanto que as da direita com o caminhão pesado. Medidas em (mm) (Rakitin e Xu, 2014).

Os maiores momentos fletores foram encontrados quando o eixo com maior carga (eixo traseiro) estava sobre o tubo. A comparação entre os testes 1 e 3 mostra a influência da posição de aplicação da carga. O momento fletor do teste 1 foi na ordem da metade do momento fletor medido no teste 3 para 100% da carga aplicada.

A Figura 2. 28 mostra os momentos fletores medidos em campo e no modelo reduzido para o teste 3. Vê-se que os valores são próximos. Essa constatação foi a mesma para as diferentes alturas de recobrimento de solo e tipo de veículo utilizado.

Figura 2. 28 - Momentos fletores atuantes no tubo para o teste 7. (Adaptado de Rakitin e Xu, 2014).

A Figura 2. 29 mostra o momento fletor atuante na coroa do tubo nos testes 3 a 6, em relação à porcentagem de aplicação da carga móvel. No instante inicial (0% de carga aplicada) atua sobre o tubo apenas a carga geostática. Quanto maior a altura de recobrimento do solo, maior a carga aplicada. Entretanto, com a aplicação da carga móvel, quanto maior a cobertura de solo, menor as cargas que chegam ao tubo e, conseqüentemente, menores os momentos fletores. Note que o momento fletor atuante para 100% da carga aplicada com a altura de recobrimento de 4m é da ordem de 40% da atuante para altura de recobrimento de 1 m.

Figura 2. 29 - Momento fletor atuante na coroa do tubo nos testes 3 a 6, em relação à porcentagem de aplicação da carga móvel. (Adaptado de Rakitin e Xu, 2014).

Quando não é possível realizar ensaios em campo e em real grandeza é preciso utilizar modelagens físicas reduzidas ou modelagens numéricas. Pela dificuldade em se representar carregamentos em movimento em ensaios reduzidos ou em modelos numéricos, é possível empregar um carregamento estático equivalente, chamado veículo-tipo. Essa técnica permitiria gerar as mesmas consequências que o carregamento móvel.

O Manual de Estudos de Tráfego do DNIT (DNIT, 2006) trata das regulamentações dos tipos de veículos de transporte e dos carregamentos permitidos. As características de cada opção estão na Tabela 2. 5. As Figuras 2. 30 mostram as distribuições gráficas dos pesos por eixo que podem ser utilizadas para a representação em modelos numéricos e cálculos analíticos.

Tabela 2. 5 - Características dos veículo-tipo (DNIT, 2006)

Eixo/Conjunto de eixos	Rodagem	Suspensão	Entre eixos (m)	Carga (kg)	Tolerância (7,5%)
Isolado	simples	-	-	(1)6.000	6.450
Isolado	simples	-	-	(2)6.000	6.450
Duplo	dupla	-	-	10.000	10.750
Duplo	simples	direcional	-	12.000	12.900
Duplo	dupla	tandem	>1,20 ou 2,40	17.000	18.280
Duplo	dupla	não em tandem	>1,20 ou 2,40	15.000	16.130
Duplo	simples + dupla	especial	1,20	9.000	9.680
Duplo	simples + dupla	especial	>1,20 ou 2,40	13.500	14.520
Duplo	Extra larga(4)	pneumática	>1,20 ou 2,40	17.000	18.280
Triplo(3)	dupla	tandem	>1,20 ou 2,40	25.500	27.420
Triplo(3)	Extralarga(4)	pneumática	>1,20 ou 2,40	25.500	27.420

(1) Para rodas com diâmetro inferior ou igual a 830mm.

(2) Observada a capacidade e os limites de peso indicados pelo fabricante dos pneumáticos e diâmetro superior a 830mm.

(3) Aplicável somente a semi-reboques.

(4) Pneu single (385/65 R 22,5) aplicável somente a semi-reboques e reboques conforme a Resolução nº 62 de 22/05/98 do CONTRAN. A utilização de outros tipos de pneumáticos "single" está sujeita à Autorização Provisória Experimental – APEX (art. 2º da Resolução Nº 62).

Para caracterizar o carregamento móvel, além da carga, é preciso saber a área em que será aplicada, a área de contato entre o pneu do veículo e o pavimento.

Apesar do Manual de Estudos de Tráfego do DNIT (DNIT, 2006) tratar das regulamentações dos tipos de veículos de transporte e carregamentos permitidos, não apresenta dados das áreas de contato entre o pneu do caminhão e o pavimento (*foot print*). A Norma Brasileira ABNT NBR 7188 - Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestres (1984) cita três veículos-tipo. Essa norma técnica apresenta cargas para cara roda e área de contato pneu-pavimento, como mostrado na Tabela 2. 6.

Figura 2. 30 - a) Eixo isolado, com dois e quatro pneumáticos; b) Conjuntos de dois eixos: direcional com dois pneumáticos, em tandem e não tandem, com quatro pneumáticos por eixo, cada um; c) Conjuntos de dois eixos: em tandem e suspensão pneumática com dois pneumáticos extralargos, dois eixos sendo um com dois e outros com quatro pneumáticos, com suspensão especial; d) Conjuntos de três eixos: em tandem com quatro pneumáticos por eixo, e em tandem e suspensão pneumática, com dois pneumáticos extralargos por eixo (DNIT, 2006).

Tabela 2. 6 - Características dos veículos-tipo (ABNT NBR 7188, 1984)

Item	Unidades	Tipo 45	Tipo 30	Tipo 12
Quantidade de eixos	Eixo	3	3	2
Peso total do veículo	kN	450	300	120
Peso de cada roda dianteira	kN	75	50	20
Peso de cada roda intermediária	kN	75	50	-
Peso de cada roda traseira	kN	75	50	40
Largura de contato b1 - roda dianteira	m	0.5	0.4	0.2
Largura de contato b2 - roda intermediária	m	0.5	0.4	-
Largura de contato b3 - roda traseira	m	0.5	0.4	0.3
Comprimento de contato da roda	m	0.2	0.2	0.2
Área de contato da roda	m ²	0.2xbi	0.2xbi	0.2xbi
Distância entre eixos	m	1.5	1.5	3
Distância entre centros das rodas de cada eixo	m	2	2	2

Fernandes Jr. (1995) estudou o impacto em pavimentos do uso dos pneus Trelleborg e compararam com o de pneus tradicionais. Os pneus Trelleborgs possuem uma pressão bastante inferior aos comuns, são maiores e provocam menos compactação do solo. No

Brasil, um exemplo de plantio que emprega caminhões com esses pneus são as plantações de cana de açúcar. Após recolher a produção, esses caminhões seguem pelas rodovias até as indústrias.

O autor apresentou os valores das áreas de contato entre pneu e pavimento tanto para os pneus Trelleborg quanto tradicionais, como podem ser vistas nas Tabela 2. 7 a

Tabela 2. 9. Os valor teóricos foram calculados como sendo o carregamento por roda dividido pela pressão de enchimento do pneu.

Tabela 2. 7 - Área de contato efetiva entre pneu e pavimento (cm²): Steering Single Axle (SSA) (Fernandes Jr., 1995)

Condição do Carregamento	Pneu Trelleborg (40cm)			Pneus Tradicionais	
	p=176 kPa	p=317 kPa	p=458 kPa	p=563 kPa	p=704 kPa
Descarregado	503.15	417.58	327.4	272.88	325.99
(Teórico)	996.94	553.85	383.44	329.34	263.48
Carregado	685.14	497.36	423.98	334.56	323.52
(Teórico)	1367.23	680.45	525.86	391.65	313.32

Tabela 2. 8 - Área de contato efetiva entre pneu e pavimento (cm²): Tractor Tandem Axle (TTA) (Fernandes Jr., 1995)

Condição do Carregamento	Pneu Trelleborg (60cm)			Pneus Tradicionais	
	p=197 kPa	p=366 kPa	p=528 kPa	p=563 kPa	p=704 kPa
Descarregado	433.08	340.19	306.18	404.19	342.05
(Teórico)	1142.13	616.24	427.26	391.65	313.32
Carregado	973.8	679.75	610.68	654.08	718.56
(Teórico)	2314.32	1280.41	864.01	827.81	665.81

Tabela 2. 9 - Área de contato efetiva entre pneu e pavimento (cm²): Rear Single Axle (RSA) (Fernandes Jr., 1995)

Condição do Carregamento	Pneu Trelleborg (70cm)			Pneus Tradicionais	
	p=176 kPa	p=317 kPa	p=458 kPa	p=563 kPa	p=704 kPa
Descarregado	449.39	369.91	365.72	-	-
(Teórico)	1082.39	601.33	416.3	-	-
Carregado	1493.86	780.75	756.18	-	-
(Teórico)	2848.39	1582.44	1095.53	-	-

2.3 O Sistema Solo-Tubo

Da mesma forma que no caso de obras de fundações, nas quais a distribuição de tensões e ocorrências de deformações são determinados pela interação entre o elemento de fundação (estaca, sapata...) e o solo, no estudo de problemas envolvendo tubulações enterradas também deve ser considerada a interação solo-estrutura. Assim, a distribuição de tensões e ocorrências de deformações dependem dessa interação. Essa relação pode ser expressa através da rigidez relativa do sistema RR , que considera a rigidez do tubo e do rigidez do solo. Spangler (apud Zaidler, 1983) classificou a rigidez dos tubos baseando-se na capacidade de deformação do tubo sem fissuração, segundo um dos diâmetros principais da seção.

Essa abordagem leva em consideração a rigidez à flexão da estrutura R_e e a distribuição de cargas no sistema solo-tubo, governada principalmente pela rigidez relativa RR , como comentado anteriormente. Esses conceitos são representados pelas Equações 4 e 5.

$$RR = \frac{Es^*}{R_e} \quad (4)$$

$$R_e = \frac{E.I}{B_c^3} \quad (5)$$

onde

E = módulo de elasticidade do tubo;

I = momento de inércia da parede do tubo, dada por:

$$I = \frac{e^3}{12}, \text{ sendo } e = \text{espessura da parede do tubo (m);}$$

B_c = diâmetro do tubo;

Es^* = modulo de elasticidade do solo no estado plano de deformação (Equação 6).

$$Es^* = \frac{Es}{(1 - \nu)} \quad (6)$$

A Tabela 2. 10 mostra a classificação dos dutos quanto à rigidez relativa.

Tabela 2. 10 - Comportamento dos Tubos Enterrados segundo a Rigidez Relativa, Classificação de Gumbel *et al.* (1982).

Rigidez Relativa	Proporção de Carga Suportada pelo Conduto	Classificação dos Condutos segundo a Rigidez Relativa
$RR < 10$	Maior que 90%	Rígido
$10 < RR < 1000$	Entre 90% e 10%	Intermediário
$RR > 1000$	Menor que 10%	Flexível

O conceito utilizado para explicar a diferença entre os tipos de rigidez relativa é o de uma mola e um peso. Ao se colocar um peso Q sobre uma mola, esta se deformará resistindo à ação do peso de acordo com a rigidez. Observando-se o diagrama tensão deformação, vê-se que a relação é linear até o limite elástico da mola. Analogamente, quando uma carga é aplicada sobre um tubo, este também se deforma resistindo ao esforço sofrido devido a sua rigidez. Portanto, é possível relacionar o comportamento do solo como o de uma mola não linear submetida a um carregamento.

Assim, para a situação de um tubo flexível enterrado, o solo é representado por duas molas mais rígidas e o tubo uma mais flexível. Ao se aplicar uma carga, com a deformação do tubo, o solo é quem resistirá a maior parte do esforço (Figura 2. 31(a)). Nesse caso, o tubo tende a se deformar transmitindo tensões no solo lateral. Este, por sua vez, reage gerando tensões no tubo e contribuindo para a capacidade de carga deste. Por esse motivo há uma dificuldade em classificar o tubo segundo apenas sua rigidez, sendo ideal realizar uma classificação do sistema, que considera a interação solo-estrutura.

No caso de tubos rígidos, o tubo pode ser representado por uma mola mais rígida e o solo lateral, molas mais flexíveis. Aplicando-se uma carga ao sistema pode-se perceber facilmente que, com a deformação do solo, o tubo rígido receberá a maior parte da carga (Figura 2. 31(b)).

Figura 2. 31 - Relação entre a rigidez do tubo e a rigidez do solo para um tubo flexível em (a) e para um tubo rígido em (b) (Moser, 2001).

As teorias de base para o estudo de tubos enterrados foram desenvolvidas por Marston e seus colaboradores (Moser, 2001) e são apresentas a seguir.

2.3.1 Distribuição de Tensões no Sistema Solo-Tubo

Marston e seus colaboradores desenvolveram as teorias básicas da distribuição dos carregamentos em uma vala onde há um tubo enterrado. Inicialmente os estudos se aplicavam a tubos rígidos e posteriormente, com os trabalhos em conjunto com Spangler, para tubos flexíveis (Moser, 2001; Moser e Folkman, 2008).

As teorias são baseadas na mobilização da tensão de cisalhamento nas paredes de solo das laterais da vala, causada pela movimentação do solo aterrado devido a seu assentamento, como observado na Figura 2. 32.

Para tubos flexíveis, a coluna de solo sobre o tubo tende a se mover em sentido descendente em relação ao solo adjacente, criando uma condição conhecida como arqueamento, de modo que o carregamento efetivo sobre o tubo é inferior do que ao produzido pela carga da coluna de solo acima dele (Figura 2. 33a). Por outro lado, se as colunas de solo adjacente tendem a se mover em sentido descendente em relação à coluna de solo sobre o tubo, é criada a condição de arqueamento negativo, de modo que o carregamento efetivo sobre o tubo se torna superior àquele produzido pela carga da coluna de solo acima dele, típico do que ocorre com tubos rígidos (Figura 2. 33b).

Figura 2. 32 - Teoria de Marston (apud Tschebotarioff, 1978).

Figura 2. 33 - Fluxo das pressões do solo em tubos instalado em aterro. (a) efeito de arqueamento positivo (b) efeito de arqueamento negativo. (El Debs, 2008).

Para tubos rígidos instalados em vala considera-se sempre que haverá arqueamento positivo do solo, aliviando o carregamento sobre o tubo. Isso ocorre pois, frequentemente o aterro da vala é mal compactado e, portanto, recalca mais que o solo natural que constitui as paredes da vala. Já para a instalação em saliência positiva, duas opções se apresentam de acordo com o recalque de um plano vertical que passa pelo topo do tubo, chamado de plano crítico: o recalque nesse plano no prisma interno é maior que nos prismas externos ou o contrário. Se a primeira situação ocorrer, desenvolve-se o arqueamento positivo e denomina-se a instalação como “em vala” pela similaridade de comportamento. Caso a segunda situação venha a acontecer, termo “em saliência” é usado e o processo de arqueamento negativo se apresenta.

A diferenciação entre as condições “em vala” ou “em saliência” é feita através da chamada razão de recalque r_{sd} . Esse parâmetro é uma razão entre os deslocamentos verticais dos prismas externos e interno e a parte do recalque dos prismas externos de certa camada com altura βB_c , como indicado pela Figura 2. 34.

Figura 2. 34 - Tubo enterrado em sistema de aterro, com comportamento de saliência positiva (Bueno e Costa, 2009).

A razão de recalque r_{sd} pode ser calculada pela Equação 7, em que ΔH_1 é o recalque no plano crítico, no prisma externo, devido a uma compressão da camada de espessura βB_c , ΔH_2 é o recalque do solo de fundação no prisma externo, ΔH_3 é o recalque do solo de fundação o centro do tubo e Δd é a deflexão vertical do tubo.

$$r_{sd} = \frac{(\Delta H_1 + \Delta H_2) - (\Delta H_3 + \Delta d)}{\Delta H_1} \quad (7)$$

Se o recalque total do prisma externo for maior do que o deslocamento vertical no centro do tubo, então a razão de recalque será positiva e indicará um arqueamento negativo, com acréscimo de carga sobre o tubo. Caso a razão de recalque seja negativa, então os prismas externos possuem maior rigidez que o prisma interno, que por sua vez é mais deformável que os prismas externos, comportamento semelhante às instalações em vala, e que implica na atuação do arqueamento positivo. Os cálculos da tensão vertical atuante sobre o topo de um tubo rígido instalado em vala ou em saliência podem ser encontrados em Bueno e Costa (2009).

Além da relação de rigidez e deformabilidade entre os prismas externos e o interno que determinam a qual tipo de arqueamento é atuante, a profundidade da instalação do tubo também influencia nesta determinação, chegando a sobrepor a influência das diferenças entre os prismas. Isso se dá pela intensidade das tensões cisalhantes que atuam nos contatos

entre prisma externo e interno, e que fazem a transferência da carga do prisma menos rígido para o mais rígido (processo de arqueamento). Se o tubo estiver instalado próximo à superfície, então as tensões cisalhantes são elevadas e atingem a superfície, surgindo abaulamentos no pavimento ou depressões, batente conhecidas como “painéis” por aqueles que trabalham patologias de estradas e rodovias. Entretanto, se a instalação for a grande profundidade, então as tensões cisalhantes, que são máximas no plano crítico, se dissipam à medida que se distanciam do tubo. No plano de igual recalque (PIR) (Figura 2. 34) as tensões cisalhantes são nulas e os três prismas recalam com a mesma intensidade. A camada de solo acima deste plano não participa da distribuição das cargas nos três prismas, atuando apenas como uma carga distribuída de valor igual ao seu peso.

A Figura 2. 35 mostra o carregamento sobre um tubo de 0.4m de diâmetro, enterrado em areia com peso específico $\gamma=18\text{ k N/m}^3$ e ângulo de atrito $\phi=30^\circ$, para três larguras de vala, representadas pela letra (b). Nota-se que quanto maior a altura de recobrimento do solo sobre o tubo (ou seja, mais distante o tubo da superfície), maior é a relação entre a altura de recobrimento sobre o solo e o diâmetro do tubo (H/d). A partir de $H/d=8$, o carregamento sobre o tubo passa a ser constante, pois conforme aumenta a carga geostática também aumenta a resistência à movimentação entre os prismas externos e interno, devido ao atrito existente nesses contatos. Observa-se também que a distribuição do carregamento sobre o tubo varia significativamente, podendo ocorrer o arqueamento positivo (carregamento sobre o tubo inferior ao carregamento geostático) ou arqueamento negativo (carregamento sobre o tubo superior ao geostático).

Figura 2. 35 - Influência da profundidade no carregamento sobre um tubo (Adaptado de Gerscovich *et al.*, 2008).

Gerscovich *et al.*(2008) realizaram um estudo paramétrico para comparar diferentes métodos de previsão do carregamento vertical transmitido a um tubo de concreto de 0.4 m de diâmetro. Tanto para o maciço como para o reaterro, o solo escolhido foi uma areia pura. Todas as características do tubo e do solo estão mostrados na Tabela 2. 11. Os métodos de previsão escolhidos foram o peso da coluna de solo sobre o tubo, os métodos de Marston e de Janssen e uma análise numérica realizada de acordo com o processo construtivo da instalação de um tubo enterrado.

Tabela 2. 11 - Parâmetros estruturais e geotécnicos (Gerscovich *et al.*, 2008)

Material	Parâmetro	
Solo	Módulo de elasticidade	60 MPa
	Coefficiente de Poisson	0.33
	k_0	0.50
	Peso específico	20 kN/m ³
	ϕ'	30°
	c'	0 kPa
Tubo	Módulo de elasticidade	25x10 ³ MPa
	Momento de inércia	4.27x10 ⁻⁵ m ⁴
	Espessura	0.08 m

Figura 2. 36 - Distribuição da tensão de cisalhamento ao longo da parede da vala com cobertura de H=0.30 m (Adaptado de Gerscovich *et al.*, 2008).

Da Figura 2. 36 vê-se que a tensão de cisalhamento cresce de forma negativa com o aumento da profundidade. Isso indica um aumento da tensão de cisalhamento mobilizada que contrabalança o carregamento, fazendo com que o carregamento sobre o tubo seja

inferior ao peso da camada de solo sobre ele. O topo da vala não apresenta tensão cisalhante nula, pois sobre ela há um aterro, gerando tensões.

As conclusões expostas por Gerscovich *et al.*(2008) são de que os métodos analíticos apresentam uma tendência a superestimar a carga, como mostrado pela Figura 2. 37. Nota-se que quanto mais profundo estiver instalado o tudo, maior a diferença entre a carga geostática transmitida a ele e o peso da coluna de solo acima dele. Se a altura de solo for de 0.5 m, então a diferença é de 25%. Essa diferença duplica caso a altura de solo seja 1.5 m, passando para mais de 50%.

Figura 2. 37 - Previsão do carregamento transmitido ao tubo, de acordo com vários métodos (Adaptado de Gerscovich *et al.*, 2008).

Fazendo o cálculo da Rigidez Relativa tem-se a resposta de $RR=5.37$, sendo portanto, classificado como uma tubulação rígida pela Tabela 2. 10, já que $RR < 10$. De acordo com essa resposta é de se esperar que a carga suportada pelo tubo fosse superior a 90%. Entretanto, o contrário é apresentado pelos autores, evidenciando o processo exemplificado pela Figura 2. 35.

Além da rigidez relativa, outros fatores são determinantes na distribuição de tensões e ocorrências de deformações no solo e no tubo, como a condição do berço em que a tubulação é assentada, a compactação do solo nas laterais do tubo e camada de recobrimento. Os tipos de carregamentos aplicados também influenciam nas tensões, pois não é apenas a resposta do sistema solo-tubo que varia com a condição de carregamento, mas o contrário também, a resposta do sistema afeta a condição de carregamento

(Potter, 1985), principalmente em função da profundidade, bem como a espessura do recobrimento (H). Todas essas tensões geradas na tubulação acabam por se traduzir em esforços solicitantes de momentos fletores e forças normais que causam um estado de flexo-compressão no tubo.

Quanto à condição do berço, como este recebe as cargas resistidas pelo tubo e as transmite para o maciço de solo, acaba por ter uma função de fundação da tubulação. Quando o tubo é assentado de forma a se promover um contato efetivo em uma grande região do berço, a distribuição das tensões sob a base é mais favorável, pois caso contrário, ocorre tendência de concentrações de tensões e consequentemente de aumento significativo de momentos fletores na base do tubo, aumentando as deformações. Assim, a execução correta do berço é essencial para a dissipação das tensões.

Como exemplos de estudos que abordam a influência do carregamento geostático sobre tubos podem ser citados Kawabata *et al.* (2006); Gondle e Siriwardane, (2008); Akinay e Kilic (2010).

Para o estudo das tensões e deformações que ocorrem no solo e no tubo são desenvolvidas análises através de modelos. As formas de modelagem a serem empregadas são apresentadas no item a seguir.

2.4 Modelagem Numérica

Para analisar o problema de interação solo-tubo e das tensões e deformações pode-se utilizar métodos analíticos, tais como a solução de Burns e Richard (1964) ou Iowa Formula (Spangler, 1941). Entretanto, a literatura mostra que a utilização de modelagem numérica (computacional) ou centrífuga (física) pode levar a resultados mais realistas e menos conservadores, devido à diminuição das simplificações adotadas e à possibilidade de considerar variações nas propriedades do solo e das estruturas. (Moser e Folkman, 2008; Gerscovich *et al.*, 2008). No presente trabalho foram realizadas análises numéricas empregando-se o Método de Elementos Finitos (MEF).

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é dos métodos numéricos mais utilizados nos programas computacionais da área de Geotecnia e na Engenharia Civil em geral. É um método aproximado de cálculo em que o corpo contínuo é subdividido em um número finito de elementos, conectados entre si por pontos discretos chamados nós. A subdivisão da estrutura em elementos cria a chamada malha de elementos finitos. É tão importante

adotar uma malha adequada para a modelagem numérica tanto quanto escolher bem os parâmetros adotados, de forma que o resultado se aproxime ao máximo do real.

O MEF tem vantagens sobre métodos analíticos, pois possibilita a consideração de solos de diferentes tipos e densidades, condições de carregamento variadas e complexas, diferentes tamanhos e rigidezes dos tubos, e permite levar em conta a sequência de execução da vala e instalação do tudo. Trata-se de uma ferramenta muito útil na verificação e desenvolvimento de projetos de tubulações, principalmente quando combinados com ensaios em laboratório (Watkins e Anderson, 1999).

Entretanto, algumas simplificações muitas vezes precisam ser adotadas. Por exemplo, o tubo circular é geralmente representado por uma estrutura poligonal formada de elementos de viga retos. Se esses elementos forem suficientemente pequenos em relação às dimensões da vala em que o tubo está enterrado, a diferença entre o círculo e a poligonal pode ser desprezada. Então, é necessário atribuir a essa estrutura poligonal uma rigidez similar à do tubo.

Além desse tipo de elemento, também há o elemento de barra. Entretanto, este resiste apenas a forças axiais, não sendo adequado para representar o tubo, já que em tubulações atuam esforços de flexão composta.

Para representar a interação entre o solo e a estrutura, utiliza-se o elemento de interface. Este elemento normalmente não possui espessura e sua função principal é permitir o deslocamento relativo entre nós localizados inicialmente na mesma posição, de forma que os deslocamentos calculados passam a ser mais reais.

A Figura 2. 38 mostra os elementos que representam o solo, o tubo e a interação entre ambos, sendo eles os elementos da malha, de viga e de interface, respectivamente, num modelo criado com o programa SIGMA/W 2007.

Figura 2. 38 - Elementos envolvidos no problema de tubo enterrado: elementos de solo composto pela malha colorida em amarelo, verde e marrom; elementos de viga em vermelho; elemento de interface em amarelo.

Existem ainda os elementos infinitos que servem para representar regiões com grandes extensões. É geralmente localizado nas bordas laterais, que demandariam um modelo muito maior para representa-las utilizando-se elementos comuns.

2.4.1 Modelos Reológicos ou Modelos Constitutivos

A representação do comportamento de tensões e deformações de materiais geotécnicos geralmente não é simples por diversos motivos. Inicialmente essa representação era realizada utilizando-se um modelo mais simples, linear e elástico. Entretanto, o conhecimento prático da resposta do solo em forma de deslocamentos e deformações devido à tensões geradas por carregamentos mostra que esse tipo de formulação matemática não representa o comportamento do solo, dada a ocorrência de deformações não recuperáveis, portanto, irreversíveis, chamadas deformações plásticas. Assim o modelo elasto-plástico poderia representar melhor como o solo se comporta. É baseado nesse tipo de modelo que as equações para o cálculo das tensões e deformações de Marston e seus colegas foram elaboradas. Contudo, a plastificação do solo não ocorre toda de uma única vez, de forma que o modelo elasto-plástico é apenas uma aproximação do que ocorre na

realidade. Modelos mais bem refinados que reproduzem melhor o comportamento das tensões e deformações no solo existem, como o modelo hiperbólico, o modelo cam-clay e outros.

2.4.2 MEF nos Estudos de Tubos Enterrados

O uso de MEF no estudo de problemas geotécnicos iniciou-se com Clough e Woodward (1967) com a análise das tensões e deslocamentos em um maciço compactado de uma barragem. Além de dar abertura para utilização de MEF na geotecnia, esse trabalho também leva o mérito de levantar o questionamento da importância de se reproduzir a sequência construtiva dos aterros, mostrando que tomar esse cuidado resulta em boas previsões dos deslocamentos calculados.

Seed e Yu (1986) estudaram a influência da compactação de um aterro em um conduto enterrado de grandes dimensões. O estudo apresentou medidas de campo e resultados de análises numéricas em MEF, nas quais o solo teve como modelo reológico o modelo hiperbólico. Uma das principais conclusões foi de que métodos analíticos simplificados desconsideram a compactação das camadas no processo executivo. Essa compactação gera significativos esforços e deformações, adicionais às consideradas por tais métodos.

A presente revisão bibliográfica tem como objetivo introduzir brevemente o atual cenário do uso de MEF no estudo de tubos enterrados. Informações sobre o estudo de tubos enterrados durante as décadas de 60 a 90 podem ser encontradas nos seguintes trabalhos: Clarke e Young (1962); Howard (1972); Prakash, Nayak e Gupta (1976); Krizek e Atmatzidis (1977), Katona (1978), Trautmann e O'Reurfce (1985); Trautmann, O'Reurfce e Kulhawy (1985); Simmondst e Playdon (1988); Mohri, Tsurumaru e Asano (1990); Sargand, Hazen e Hurd (1992); Sharma e Hardcastle (1993); Tognon, Kerry Rowe e Brachman (1999). Nota-se observando os temas dos trabalhos que diversos tipos de problemas que surgem no uso de tubos enterrados podem ser modelados numericamente.

Silveira (2001) realizou uma análise paramétrica de um sistema composto por cinco condutos flexíveis enterrados, paralelos e de grandes dimensões, utilizando MEF. A pesquisadora também implementou um pré/pós-processador para facilitar a entrada dos

dados, geração da malha e a visualização dos resultados. Uma das malhas utilizadas pela autora pode ser vista na Figura 2. 39.

Figura 2. 39 - Malha gerada pelo pré-processador implementado por Silveira (2001).

Observa-se que o tamanho do modelo é pequeno, com as fronteiras próximas às áreas de interesse (tubulações). Há elementos com formato bastante alongado, inclusive próximo às estruturas estudadas. Apesar desses pontos negativos, os resultados encontrados foram coerentes com o esperado.

Objetivando entender como um duto enterrado em solos granulares se comporta quando deslocado lateralmente, Pacheco (2006) apresentou uma série de resultados de ensaios físicos e simulações numéricas de um duto de 4.56 m de diâmetro, com profundidade de enterramento variável, em uma areia seca com duas compacidades diferentes. Nas Figura 2. 40 a Figura 2. 43 estão as malhas que foram utilizadas e detalhes das regiões dos tubos. Para todas as malhas foram adotadas altura de 22 diâmetros e largura de 44 diâmetros, de forma a minimizar os efeitos de fronteira.

Figura 2. 40 - Malha de elementos finitos para $H/D=50\%$ (Pacheco, 2006).

Figura 2. 41 - Detalhe do tubo para malha de $H/D=50\%$ (Pacheco, 2006).

Figura 2. 42 - Malha de elementos finitos para $H/D=100\%$ (Pacheco, 2006).

Figura 2. 43 - Detalhe do tubo para malha de $H/D=100\%$ (Pacheco, 2006).

Observa-se como os elementos estão alongados, situação não ideal. O indicado seria criar uma região de transição dos tamanhos dos elementos, caso necessário, com elementos triangulares, de forma que as regiões adjacentes à região de transição pudessem ser compostas por elementos o mais próximo de quadrados o possível.

Para a representação do tubo utilizou-se o modelo linear elástico. Já para o solo, o autor adotou o modelo elastico perfeitamente plástico com o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, para as duas compacidades do solo escolhidas: densidade máxima e mínima. A seguir está as Tabela 2. 12 e Tabela 2. 13 com os parâmetros de resistência do solo, do tubo e dos elementos de interface.

Tabela 2. 12 - Parâmetros de resistência do solo e do tubo (Pacheco, 2006)

Material	Parâmetro	
Solo - Estado Fofo Dr=25%	Módulo de elasticidade	16 MPa
	Coeficiente de Poisson	0.32
	k_0	0.47
	Peso específico	15 kN/m ³
	ϕ	32°
	c	0 kPa
Solo - Estado Compactado Dr=76%	Módulo de elasticidade	32000 kPa
	Coeficiente de Poisson	0.27
	k_0	0.41
	Peso específico	16.25 kN/m ³
	ϕ	36°
	c	0 kPa
Tubo	Módulo de elasticidade	206000 MPa
	Coeficiente de Poisson	0.3
	Espessura	0.127 m

Tabela 2. 13 - Parâmetros dos elementos de interface (Pacheco, 2006)

Estado	Parâmetro	
Fofo Dr=25%	Rigidez Normal (K_n)	5170.2 kPa
	Rigidez Cisalhante (K_s)	6060.7 kPa
	Rigidez Cisalhante Residual (K_{sr})	60.60 kPa
	ϕ	31.97°
	c	0 kPa
Compactado Dr=76%	Rigidez Normal (K_n)	13646.9 kPa
	Rigidez Cisalhante (K_s)	12598.4 kPa
	Rigidez Cisalhante Residual (K_{sr})	125.98 kPa
	ϕ	36
	c	0 kPa

Gerscovich *et al.* (2008) realizam um estudo paramétrico para comparar diferentes métodos de previsão da carga vertical transmitida a um tubo de concreto. Uma análise numérica é um dos métodos utilizados (Figura 2. 44), e foi realizada de acordo com o processo construtivo da instalação de um tubo enterrado, como mostra a Figura 2. 45. A seguir é possível observar a malha utilizada. Nota-se que a largura da malha mede 7L e a altura vale 2.5Ht, sendo L a largura da vala e Ht a altura total da vala, de acordo com a convenção da Figura 1. 1. Observa-se também que a malha possui elementos bastante alongados, não ideais.

Figura 2. 44 - Malha final da análise numérica (Gerscovich *et al.*, 2008).

Figura 2. 45 - Modelagem das etapas de construção - seção da vala (Adaptado de Gerscovich *et al.*, 2008).

Para representar o solo, os autores adotaram um modelo elástico perfeitamente plástico, associado ao critério de ruptura de Mohr-Coulomb. O solo escolhido foi uma areia pura. Todas as características do tubo e do solo estão na Tabela 2. 14. Como pode ser visto, Gerscovich *et al.* (2008) utilizaram o elemento de viga para representar o tubo, bem como modelaram as etapas de execução da construção, com berço de 0.20 m. Entretanto, o trabalho não menciona o grau de compactação do solo, não utiliza uma força de compactação na etapa de aterro.

Tabela 2. 14 - Parâmetros estruturais e geotécnicos (Gerscovich *et al.*, 2008)

Material	Parâmetro	
Solo	Módulo de elasticidade	60 Mpa
	Coeficiente de Poisson	0.33
	k_0	0.50
	Peso específico	20 kN/m ³
	ϕ'	30°
	c'	0 kPa
Tubo	Módulo de elasticidade	25x10 ⁶ kPa
	Momento de inércia	4.27x10 ⁻⁵ m ⁴
	Espessura	0.08 m

Os resultados são mostrados em termos de cargas geostáticas transmitidas ao tubo, tensão cisalhante e força cisalhante na lateral vertical da vala. Tais resultados mostraram

que os métodos analíticos apresentam uma tendência a superestimar a carga, como mostrado pela Figura 2. 46. Nota-se que quanto mais profundo estiver instalado o tudo, maior a diferença entre a carga geostática transmitida a ele e o peso da coluna de solo acima dele. Se a altura de solo for de 0.5 m, então a diferença é de 25%. Essa diferença duplica caso a altura de solo seja 1.5 m, passando para mais de 50%.

Figura 2. 46 - Previsão do carregamento transmitido ao tubo, de acordo com vários métodos (Gerscovich *et al.*, 2008).

Gondle e Siriwardane (2008) usam a modelagem numérica para estudarem o comportamento de creep (deformação lenta) em tubos de HDPE. Foram realizadas duas análises transientes em tubos de parede simples e dupla, nos diâmetros de 600 mm e 1200 mm, enterrados em profundidades de 3 m e 18 m, por um período de 50 anos. Neste trabalho o solo circundante foi modelado como sendo homogêneo e utilizou-se elementos bidimensionais sob estado plano de deformação. O tubo foi modelado como elementos de viga. A malha foi gerada pelo programa ABAQUS, utilizando-se elementos quadriláteros. Na Tabela 2. 15 estão as características dos materiais considerados e na Figura 2. 47 vê-se uma das malhas adotadas e um detalhe na região do tubo.

Tabela 2. 15 - Propriedades dos materiais utilizados no estudo (Gondle e Siriwardane, 2008)

Material	tudo de HDPE	solo do aterro	Solo in situ	CL-SM
Módulo de Elasticidade E [psi]	110,000*	2,000	800	1,000
Coeficiente de Poisson	0.46	0.3	0.3	0.3
Massa específica ρ [pcf]	60	125	115	140
Parâmetros de creep	A	$1.267354 \cdot 10^{-6}$	-	-
	n	1	-	-
	m	-0.9141	-	-

*short term modulus para o material do tubo de HDPE

Lembrando que 1psi = 6.89 kN/m²; 1 pcf = 16 kg/m³; 1 inch = 2.54 cm.

Figura 2. 47 - Malha utilizada por Gondle e Siriwardane (2008) e detalhe dos elementos na região do tubo.

Nota-se que a malha é bastante extensa acima do tubo, mas não abaixo, de forma que, dependendo do tipo de vinculação colocado na base do modelo, pode haver interferência da rigidez das bordas na distribuição das tensões e deformações no solo e no tubo. Quanto aos elementos próximos ao tubo, tem-se uma boa relação de tamanho entre os lados dos quadriláteros que circundam os elementos de viga que representam o tubo.

O trabalho cita a instalação do tubo, apesar disso, o trabalho não comenta como essa etapa foi realizada, se foi representada a escavação do solo, instalação do tubo, aterro do solo circundante com compactação das camadas e posterior aterro superior ou se foi apenas realizado um corte circular no solo.

Esses foram alguns exemplos do que pode ser estudado utilizando MEF, entretanto, a aplicação desse tipo de modelagem na pesquisa de tubulações é vasta e abrangente.

Capítulo 3

Materiais e Métodos

3.1 Considerações iniciais

A análise numérica do comportamento de uma tubulação enterrada submetida a carregamentos móveis foi realizada através do Método dos Elementos Finitos. Nesta pesquisa, o programa escolhido para realizar a modelagem numérica foi o SIGMA/W. Os modelos numéricos permitiram avaliar o desenvolvimento de tensões e deformações no tubo enterrado.

3.2 Modelos Numéricos

A geometria geral dos modelos numéricos é apresentada na Figura 3. 1.

Figura 3. 1 - Modelo numérico geral.

Para delimitação do tamanho das malhas dos modelos, adotou-se uma altura igual a três vezes a altura total do aterro ($H+D$) e largura igual a quatorze vezes o diâmetro do tubo (D).

O programa SIGMA/W discretiza automaticamente a malha de elementos finitos de uma região assim que ela é criada, mas o usuário tem a chance de modificá-la como julgar adequado. Assim, a malha ao redor do tubo foi refinada para assegurar a qualidade dos cálculos numéricos em tais regiões, que são as mais importantes para essa análise. Regiões

discretizadas como elementos triangulares foram utilizadas para realizar a transição entre as regiões com elementos pequenos, próximas ao tubo, e as regiões com elementos grandes, nas bordas do modelo. Dessa forma são garantidos elementos com formatos mais próximos do ideal, ao mesmo tempo em que não sobrecarrega o programa com cálculos excessivos sobre as regiões de pouco interesse.

Os parâmetros adotados no modelo, assim como etapas de construção e carregamento móvel são apresentados a seguir:

3.2.1 Tubulação

Para a análise foram adotados tubos metálicos API 5L, com diâmetro externo $D_e=508$ mm, e módulo de elasticidade de 200.000 MPa. Para estudar a influência das espessuras da parede da tubulação, foram escolhidas 15 espessuras, sendo elas 8 mm, 9.5, 11.1, 12.7, 14.3, 15.9, 17.5, 19.1, 20.6, 22.2, 25.4, 26.5, 30, 31 e 36 mm. As escolhas do diâmetro e espessuras foram feitas considerando-se o catálogo de produtos da Tenaris Confab – tubo de aço sem costura para tubulação de transporte e distribuição on-shore e a faixa de diâmetros comumente utilizados para caso em estudo.

3.2.2 Solos

Foram considerados dois solos não coesivos distintos. O primeiro é uma areia fluvial, o segundo é areia selecionada chamada de Quartzo Moído, ensaiada por Costa (2005). O peso específico, os parâmetros de resistência e deformação das duas areias são apresentados na Tabela 3. 1. Os módulos de elasticidade foram estabelecidos para tensões confinantes presentes a 2.5m de profundidade. Para se conhecer os parâmetros de resistência e deformação da areia fluvial foram realizados se ensaios triaxiais, considerando os picos das curvas tensão-deformação. Uma nova metodologia para moldar os corpos de prova foi desenvolvida e é apresentada no item 3.2.

Após a escolha dessas duas areias, e diante de alguns resultados iniciais, para a realização de um estudo paramétrico foram adotados mais 5 módulos de elasticidade afim de ser possível representar diferentes condições de solos arenosos: 6.000 kPa, 10167.08 kPa, 12000 kPa, 24000 kPa, 26000 kPa.

Todos os módulos de elasticidade adotados foram combinados em pares para se estudar as diferentes condições de aterro e base, a fim de se determinar a influência

causada na deformação do tubo. Ao total 14 combinações foram estudadas. A Tabela 3. 2 apresenta um resumo dos parâmetros adotados para cada combinação.

Tabela 3. 1 - Características das areias Fluvial e Costa (2005).

Condição	Parâmetros	Areia Fluvial	Costa (2005)
Areia Compacta	ρ_{smax} (g/cm ³)	1.65	1.85
	c (kPa)	0	0
	ϕ_{pico} (°)	43	48.05
	E_{max} (kPa)	22647	29238
	v	0.3	0.3
Areia Fofa	ρ_{smin} (g/cm ³)	1.46	1.63
	c (kPa)	0	0
	ϕ_{pico} (°)	31	36.6
	E_{min} (kPa)	4276	14217
	v	0.4	0.4

Tabela 3. 2 - Combinações de solo de base e aterro estudadas

Modelo	Aterro					Base				
	E_{sa} (kPa)	C_a (kPa)	ϕ_a (°)	γ_a kN/m ³	v_a	E_{sb} (kPa)	C_b (kPa)	ϕ_b (°)	γ_b kN/m ³	v_b
E1 - C1	4276	0	31	14.2	0.4	22647	0	43	16.4	0.3
E1 - C2	4276	0	31	14.2	0.4	6000	0	31	14.2	0.4
E2 - C1	6000	0	31	14.2	0.4	22647	0	43	16.4	0.3
E2 - C2	6000	0	31	14.2	0.4	6000	0	31	14.2	0.4
E3	10167	0	43	16.4	0.3	10167	0	43	16.4	0.3
E4	12000	0	43	16.4	0.3	12000	0	43	16.4	0.3
E5 - C1	14217	0	36.6	16.3	0.4	22647	0	43	16.4	0.3
E5 - C2	14217	0	36.6	16.3	0.4	29238	0	48	18.5	0.3
E5 - C3	14217	0	36.6	16.3	0.4	6000	0	31	14.2	0.4
E6 - C1	22647	0	43	16.4	0.3	22647	0	43	16.4	0.3
E6 - C2	22647	0	43	16.4	0.3	6000	0	31	14.2	0.4
E7	24000	0	43	16.4	0.3	22647	0	43	16.4	0.3
E8	26000	0	43	16.4	0.3	22647	0	43	16.4	0.3
E9	29237	0	43	16.4	0.3	22647	0	43	16.4	0.3

E_{sa} = módulo de elasticidade do aterro e E_{sb} = módulo de elasticidade da base.

3.2.3 Etapas de construção e posição do carregamento móvel

As etapas de construção foram simuladas com etapas de colocação do tubo e compactação das camadas de solo nas laterais do tubo e sobre ele. As camadas

respeitaram o limite de 0.25 m, espessura indicada pelos principais fabricantes de compactadores. Para o ângulo do berço adotou-se o valor de aproximadamente 0° .

Foram consideradas 3 alturas de recobrimento H, sendo elas 0.5 m (recobrimento mínimo), 0.75 m, 1.0 m.

Para a representação da passagem de um veículo, foi considerado um carregamento de 700kPa, distribuído numa área de 1.0m x 0.2m. Esse carregamento foi escolhido observando carregamentos móveis encontrados nas literaturas e considerando o aumento das cargas de veículos como caminhões e tratores.

O carregamento foi aplicado em 5 posições diferentes, sobre o tubo e distando do centro do tubo 1.0d, 2.0d, 3.0d e 4.0d, sendo d o diâmetro do tubo.

Não foi considerado o espraçamento longitudinal da carga da outra roda do eixo. Para simular essa condição seria necessário realizar uma modelagem 3D.

As Figura 3. 2 a Figura 3. 14 permitem visualizar as etapas de construção do aterro e passagem do veículo, para um modelo com H=1.0 m.

Considerando todas as diferentes combinações de carregamentos e materiais, foi analisado um total de 630 modelos.

Figura 3. 2 - Solo natural.

Figura 3. 3 - Instalação do tubo.

Figura 3. 4 - Aterro da primeira camada de solo.

Figura 3. 5 - Aterro da segunda camada de solo.

Figura 3. 6 - Aterro da terceira camada de solo.

Figura 3. 7 - Aterro da quarta camada de solo ($H=0.5$ m).

Figura 3. 8 - Aterro da quinta camada de solo ($H=0.75$ m).

Figura 3. 9 - Aterro da sexta camada de solo (H=1.0 m).

Figura 3. 10 - Carregamento móvel 1.

Figura 3. 11 - Carregamento móvel 2.

Figura 3. 12 - Carregamento móvel 3.

Figura 3. 13 - Carregamento móvel 4.

Figura 3. 14 - Carregamento móvel 5, posicionado sobre o tubo.

3.3 Ensaios Triaxiais

A areia fluvial foi ensaiada na condição de maior compactidade, resultando no índice de vazios mínimo, e na condição menor compactidade, resultando no índice de vazios máximo. As descrições e resultados dos ensaios são mostrados a seguir:

3.3.1 Ensaios triaxiais de areia compacta

Para permitir a moldagem do corpo de prova de areia compacta utilizou-se a aplicação de vácuo ao solo, previamente depositado dentro da membrana, já posicionada na base da célula triaxial, conforme mostrado nas Figura 3. 15 a Figura 3. 21.

Figura 3. 15 - Molde metálico internamente revestido pela membrana, montado na base da célula triaxial.

Figura 3. 16 - A massa de areia seca necessária para fazer o corpo de prova no índice de vazios mínimo é colocada dentro do molde com o auxílio de um funil.

Figura 3. 17 - É preciso tomar cuidado para distribuir homogeneamente a areia para impedir não ficar vazios localizados.

Figura 3. 18 - Esquema das ligações para aplicação de vácuo no do corpo de prova (adaptado de Bardet, 1997).

Figura 3. 19 - O cap superior obstrui a abertura superior, possibilitando a aplicação do vácuo.

Figura 3. 20 - Após retirada dos moldes metálicos o corpo de prova se mantém com o índice de vazios mínimo como desejado.

Figura 3. 21 - Após o processo ser realizado as válvulas de comunicação com o interior do corpo de prova devem ser mantidas fechadas para manter o vácuo durante o transporte e montagem do ensaio.

3.3.1.1 Resultados dos ensaios triaxiais

Foram realizados ensaios de compressão triaxial de acordo com a moldagem dos corpos de prova descrita anteriormente, para três tensões de confinamento, sendo elas 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa. As Figura 3. 22 a Figura 3. 24 mostram as curvas tensão-

deformação correspondentes aos ensaios. Os parâmetros de resistência encontrados foram coesão nula e ângulo de atrito $\phi=43^\circ$. Os resultados são consistentes com os encontrados nas literaturas.

Figura 3. 22 - Gráfico de tensão x deformação para ensaio triaxial de areia compacta (índice de vazios mínimo) com o uso de vácuo, tensão confinante $\sigma_3=50$ kPa.

Figura 3. 23 - Gráfico de tensão x deformação para ensaio triaxial de areia compacta (índice de vazios mínimo) com o uso de vácuo, tensão confinante $\sigma_3=100$ kPa.

Figura 3. 24 - Gráfico de tensão x deformação para ensaio triaxial de areia compacta (índice de vazios mínimo) com o uso de vácuo, tensão confinante $\sigma_3=200$ kPa.

3.3.2 Ensaios triaxiais de areia fofa

Diante da dificuldade de se realizar o ensaio da areia em seu estado mais fofo, foi necessário desenvolver um método para moldar o corpo de prova de tal forma que as suas características geométricas e de índice de vazios fossem preservadas durante a moldagem, transporte e montagem do ensaio.

Se o corpo de prova fosse moldado dentro do molde metálico revestido pela membrana e já posicionado na base da célula triaxial, mas sem a aplicação de vácuo, a ausência de coesão impediria o corpo de prova de manter a sua forma ao serem retirados os moldes metálicos. A areia do topo do corpo de prova desceria para a base, de modo que a área e o volume do corpo de prova nessa região seriam aumentados e o índice de vazios seria diminuído. Haveria também a perda de verticalidade do corpo de prova, pois ele se inclinaria para o lado que o molde foi retirado. Portanto, haveria uma redução na altura do corpo de prova, alteração da forma, diminuição do índice de vazios e perda da uniformidade deste parâmetro em todo o corpo de prova. O uso de vácuo para manter a geometria não é indicado, pois o vácuo também provocaria uma diminuição do índice de vazios. Mesmo que o corpo de prova resistisse ao processo de moldagem, ele sofreria alterações de forma e do índice de vazios durante o transporte e montagem do ensaio. A areia pura, seca, no índice de vazios máximo é extremamente sensível a qualquer pequeno choque, inclinação ou trepidação da base. Possíveis toques no corpo de prova já provocam a movimentação das partículas.

Um eventual procedimento para moldar o corpo de prova seria umedecendo a areia e congelando o corpo de prova. Entretanto, é muito maior a dificuldade para controlar o índice de vazios da areia úmida do que da areia seca durante a deposição do material no interior do molde. A água atua como um lubrificante, causando a compactação das camadas inferiores a medida que a areia vai sendo depositada. Com o congelamento a água se expande, alterando a distância entre os grãos e modificando o índice de vazios. Dessa forma, esse procedimento pode não dar bons resultados.

Um outro método bastante utilizado para moldar corpos de prova para ensaios triaxiais é a adição de uma solução de gelatina comestível, conforme sugerido por Emery *et al.* (1973). Esse método é bastante utilizado em ensaios triaxiais cíclicos para determinação de liquefação de areias. Uma solução aquecida de gelatina, água e glicerina é adicionada à massa de areia selecionada. Após a homogeneização a mistura é colocada no molde e deixada em repouso para se solidificar. O corpo de prova ganha consistência e simultaneamente perde umidade. O processo é rápido já que a gelatina se solidifica em pouco tempo.

Ensaio de compressão simples realizados com corpos de prova de gelatina preparados com de uma solução composta por 15% em massa de gelatina, 25% de glicerina e 60% de água, mostraram uma resistência à compressão simples de aproximadamente 14 kPa (Tsuha, 2007). Como essa resistência é muito baixa quando comparada com a resistência da areia, então a resistência de um corpo de prova de areia, preparado com a adição da solução de gelatina não teria sua resistência alterada.

Foram então preparados dois corpos de prova de areia, com adição de gelatina e glicerina, que foram ensaiados com tensões confinantes de 100 e 200 kPa. As curvas tensão-deformação estão mostradas nas Figura 3. 25 e Figura 3. 26 A partir desses resultados, foi encontrada uma coesão igual a 62.5 kPa e um ângulo de atrito igual a 24°. De acordo com esses parâmetros de resistência, o comportamento do material é de um solo argiloso, diferentemente do que se esperaria para uma areia pura.

Figura 3. 25 - Gráfico de tensão x deformação para ensaio triaxial de areia fofa (índice de vazios máximo) com o uso de solução de gelatina, tensão confinante $\sigma_3 = 100$ kPa.

Figura 3. 26 - Gráfico de tensão x deformação para ensaio triaxial de areia fofa (índice de vazios máximo) com o uso de solução de gelatina, tensão confinante $\sigma_3 = 200$ kPa.

No presente trabalho, optou-se então substituir a solução de gelatina por uma suspensão aquosa de amido de milho. Ao ser misturada à areia, a suspensão de amido forma uma pasta que é então colocada em um molde cilíndrico para formar um corpo de prova. Após a sua secagem, esse corpo de prova ganha consistência, podendo ser retirado do molde e colocado em na câmara triaxial.

Ao iniciar o ensaio de compressão triaxial, após a aplicação da tensão de confinamento, aplica-se uma baixa contra-pressão com a função de saturação do corpo de prova. Então a válvula de comunicação com o corpo de prova pelo cap superior é aberta, permitindo que a água percole pelo interior do corpo de prova. A contra-pressão aplicada deve ser baixa para diminuir a possibilidade do fluxo de água movimentar as partículas de areia, provocando adensamento do material. A aplicação do fluxo é necessária para remover o amido de milho e fazer com que a areia volte a ter a sua resistência original. Para verificar se o amido foi totalmente removido, executa-se ensaios simples de permeabilidade com carga variável. Se os valores do coeficiente de condutividade hidráulica estiverem próximos daqueles esperados para uma areia significa que o amido foi removido.

No presente trabalho foi aplicada contra-pressão de 5k Pa e tensões confinantes de 55 kPa, 105 kPa e 205 kPa. Assim, as tensões confinantes resultantes foram de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa.

3.3.2.1 Preparação da suspensão de amido de milho

A suspensão é preparada adicionado-se o amido de milho à água destilada. Também adiciona-se um conservante, tal como o cloreto de benzalcônio (Lysoform), que não interaja quimicamente com o amido. A finalidade desse conservante é impedir a deterioração da suspensão, já que o amido de milho é um derivado orgânico.

A mistura deve ser completamente homogeneizada, dissolvendo-se todos os grumos de amido de milho na água. A seguir, a suspensão preparada é aquecida em fogo baixo, revolvendo-a constantemente de modo que o aquecimento seja uniforme e não haja aderência ao recipiente. O aquecimento deverá ser interrompido quando se formar uma pasta uniforme e transparente. Após o seu resfriamento, o material se solidifica, devendo ser mantido sob refrigeração, para que não se deteriore. Mesmo contendo conservante e estando sob refrigeração, esse material pode se deteriorar em poucos dias, formando mofo. Foram avaliadas três alternativas da suspensão de amido, variando-se o teor de amido de milho, conforme apresentadas na Tabela 3. 3.

Tabela 3. 3 - Massa de materiais empregados e porcentagem em massa para cada uma das concentrações estudadas

Suspensão	SAM-I		SAM-II		SAM-III	
Materiais	(g)	(%)	(g)	(%)	(g)	(%)
Magua	343.35	86.38	216.4	88.27	343.36	95.74
Mamido	49.15	12.36	25.6	10.44	10.27	2.86
Mconservante	5.00	1.26	3.15	1.28	5.00	1.39

Observou-se que quanto menor era o teor de amido de milho, mais fluida ficava a suspensão após o seu resfriamento e menor era a coesão aparente. Também observou-se que quanto menor era o teor de amido, a sua remoção para a realização dos ensaios triaxiais era mais fácil. Entretanto, a perda de sólidos desprendidos dos corpos de prova durante o manuseio era maior também.

3.3.2.2 Determinação das massas de areia e da suspensão de amido

Antes da moldagem dos corpos de prova, é necessária a determinação do índice de vazios máximo da areia (e_{max}) de acordo com os procedimentos recomendados pela ABNT NBR 12051 (1991). Também é necessária a determinação da massa específica dos sólidos (ρ_s), realizada de acordo com as recomendações da ABNT NBR 6508 (1984). Para preparar a mistura é necessário então determinar as massas de areia e da suspensão de amido de milho.

A massa de areia (M_{areia}) necessária para a moldagem é determinada através da expressão:

$$M_{areia} = V_{int} \times \rho_d (1 + e_{max}) \quad (8)$$

onde

V_{int} = volume interno do molde usado

ρ_d = massa específica seca da areia

e_{max} = índice de vazios máximo da areia

A massa específica seca da areia, correspondente ao índice de vazios máximo, é determinada pela seguinte expressão:

$$\rho_d = \rho_s (1 + e_{max}) \quad (9)$$

onde

ρ_s = massa específica dos sólidos

e_{max} = índice de vazios máximos

A massa da suspensão a ser misturada com a areia é determinada de acordo com seu volume (V_{SAM}). Tentativas de moldagem de corpos de prova com o volume da suspensão igual ao volume de vazios da areia foram realizadas. Entretanto, foi observado que a trabalhabilidade da pasta resultante da mistura de areia e suspensão não é adequada, sendo difícil a moldagem perfeita dos corpos de prova.

A adoção do volume da suspensão igual a 40% do volume de vazios da areia resultou bastante satisfatória. As vantagens foram maior trabalhabilidade da pasta, facilitando a moldagem dos corpos de prova e maior facilidade da lavagem do corpo de prova no ensaio triaxial. Assim, o cálculo do volume da suspensão (V_{SAM}) é determinado de acordo com a seguinte expressão:

$$V_{SAM} = 0.4 \times V_{vazios} = 0.4 \times \left(V_{int} - \frac{M_{areia}}{\rho_s} \right) \quad (10)$$

Considerando que a massa específica da suspensão de amido é igual a 1.009 g/cm³, a sua massa é dada por:

$$M_{SAM} = 1.009 \times V_{SAM} \quad (11)$$

3.3.2.3 Processo de moldagem de corpos de prova

Para moldar um corpo de prova são necessários os seguintes materiais:

- Areia a ser ensaiada, com a massa previamente determinada de acordo com o item anterior;
- Suspensão de amido de milho já preparada e com a massa já estabelecida, de acordo com o item anterior;
- Molde metálico bipartido, com altura interna de 145 mm e diâmetro interno de 55 mm (Figura 3. 27);
- Soquete similar àquele utilizado em ensaios de compactação, com altura de 88 mm e diâmetro de 50mm (Figura 3. 28);
- Duas pedras porosas utilizadas em ensaios triaxiais;

- Papel filtro, para impedir o contato direto entre a areia e as pedras porosas.
- Colher;
- Recipiente para homogeneização da areia com a suspensão de amido;
- Placa plana de vidro ou de granito para servir de base onde o corpo de prova será moldado.

A moldagem é bastante semelhante à moldagem de corpos de prova de solos compactados. As etapas são descritas a seguir:

- Homogeneizar a areia com a suspensão de amido em um recipiente de tamanho adequado com o auxílio de uma colher. Para facilitar o processo, é recomendado colocar toda a massa da suspensão na vasilha e adicionar aos poucos a massa de areia, misturando até formar uma pasta bem homogênea,

Figura 3. 27 - Molde metálico bipartido (1) com parte superior para guiar o soquete (2).

Figura 3. 28 - Soquete.

- Montar o molde metálico, garantindo que as duas partes estejam bem presas e sem possibilidade de movimentação durante o preenchimento com a pasta de areia. As duas partes do molde devem se soltar com facilidade, pois caso contrário, durante a desmoldagem do corpo de prova, este poderia perder a sua forma, inutilizando-o. As partes do molde são mantidas unidas por meio de elásticos de látex, que são cortados durante a desmoldagem;
- Posicionar o molde metálico montado sobre uma placa de vidro ou granito. Após desmoldado, enquanto o corpo de prova estiver fresco não tocá-lo para que não seja alterada a sua forma. A placa possibilita pequenas movimentações caso sejam necessárias. Deve-se evitar movimentos bruscos, batidas ou trepidações;
- O molde deve ser preenchido na seguinte ordem: placa porosa, papel filtro, pasta de areia, papel filtro, placa porosa. Medir a altura interna do molde a fim de certificar-se de que o corpo de prova terá a altura desejada. Ao colocar a pasta de areia, colocá-la aos poucos, compactando com o soquete afim de evitar espaços vazios, como os mostrados na Figura 3. 29. Recomenda-se fazer marcas no soquete para orientar a compactação das camadas. Fazer pelo menos três camadas. A presença da pedra porosa superior permite algum contato com o topo do corpo de prova sem alterar sua geometria enquanto dentro do molde;
- Cuidadosamente, cortar os elásticos e retirar o molde;

- Levar o corpo de prova para uma área de secagem, se possível, sob lâmpadas infravermelho;
- O corpo de prova deve secar por pelo menos 18 horas antes da realização o ensaio triaxial.

Figura 3. 29 - Corpo de prova com má formação: perda da verticalidade e presença de grandes vazios.

Para realizar o ensaio triaxial, seguir as seguintes recomendações:

- Verificar se o corpo de prova não perdeu a sua forma, medindo a sua altura. Medir também o diâmetro em, pelo menos, três alturas diferentes.
- Pesar o corpo de prova e determinar a sua massa específica efetiva:

$$\rho_{ef} = \frac{M_t - M_{SAM}}{V_T} \quad (12)$$

onde

M_t = massa total do corpo de prova

M_{SAM} = massa da suspensão utilizada

V_T = volume total do corpo de prova, calculado através das medidas de altura e diâmetro.

- Comparar a massa específica efetiva (ρ_{ef}) com a massa específica seca teórica (ρ_{ef}) para verificar a manutenção do índice de vazios.

3.3.2.4 Resultados dos Ensaios triaxiais

Foram realizados ensaios de compressão triaxial do tipo consolidado-drenado (CD) com corpos de prova preparados com a suspensão SAM-I, para três tensões de confinamento, sendo elas 55 kPa, 105 kPa e 205 kPa. As Figura 3. 30 a Figura 3. 32 mostram as curvas tensão-deformação correspondentes aos ensaios. Os parâmetros de resistência encontrados foram coesão nula e ângulo de atrito $\phi=31^\circ$. Esses resultados são coerentes, pois a coesão é nula, como deveria ser e o ângulo de atrito é inferior àquela correspondente à areia compacta ($\phi=43^\circ$).

Figura 3. 30 - Gráfico de tensão x deformação para ensaio triaxial CD de areia fofa (índice de vazios máximo) com o uso do mingau de amido de milho, tensão confinante $\sigma_3=50$ kPa.

Figura 3. 31 - Gráfico de tensão x deformação para ensaio triaxial CD de areia fofa (índice de vazios máximo) com o uso do mingau de amido de milho, tensão confinante $\sigma_3=100$ kPa.

Figura 3. 32 - Gráfico de tensão x deformação para ensaio triaxial CD de areia fofa (índice de vazios máximo) com o uso do mingau de amido de milho, tensão confinante $\sigma_3=200$ kPa.

Capítulo 4

Resultados e Discussões

4.1 Considerações Iniciais

Para realizar uma interpretação adequada dos resultados das análises é necessário saber como o sistema solo-tubo se comporta. As classificações de Gumbel *et al.* (1982) e de Zaidler (1983) foram utilizadas. A rigidez relativa (RR) e as deformações diametrais verticais máximas ($\epsilon_{\max}$) foram calculadas para cada modelo. O cálculo da rigidez relativa foi realizado de acordo com o procedimento apresentado no item 2.4. Para calcular as deformações diametrais verticais máximas dos tubos, foram utilizados os deslocamentos verticais do tubo, fornecidos pelo programa SIGMA/W. Através desses deslocamentos é possível calcular as deformações verticais para cada etapa da construção ou posição do carregamento móvel, da seguinte maneira:

- Selecionar a etapa de instalação ou posição do carregamento desejado (Figura 4.1) ;

Figura 4.1 - Ícone no programa SIGMA/W aonde o usuário seleciona a etapa de instalação ou a posição do carregamento móvel.

- Clicar no ícone de gráficos (Figura 4. 2);

Figura 4. 2 - Localização do ícone "Graph".

- Na janela que se abrirá, selecionar "Nodes", "Displacement" e "Y-displacement" (Figura 4. 3);

Figura 4. 3 - Janela em que serão especificados os dados a serem apresentados pelo programa.

- Selecionar os nós para dos quais os dados estão sendo buscados, no caso, topo e base do tubo (Figura 4. 4 e Figura 4. 5).

Figura 4. 4 - Ícone para selecionar os nós desejados.

Figura 4. 5 - Selecionar os nós desejados. Para o cálculo da deformação vertical, os nós desejados são o do topo e base do tubo, indicados pelas setas.

Após selecionar os pontos, é preciso voltar para a janela "Graphs", mostrada na figura anterior. Para isto, basta clicar no botão "Show Graph", mostrada na Figura 4. 5 ;

- Copiar os dados (Figura 4. 6).

Figura 4. 6 - Ícone para copiar os dados desejados.

Com esses deslocamentos, calcula-se a deformação diametral vertical do tubo através da Equação 13:

$$\varepsilon_v = \frac{\delta_1 - \delta_2}{D} \quad (13)$$

onde:

ε_v = deformação diametral vertical;

δ_1 = deslocamento vertical do topo do tubo;

δ_2 = deslocamento vertical na base do tubo;

D = diâmetro do tubo.

Para realizar a classificação do sistema solo-tubo através da Classificação de Gumbel *et al.* (1982), a rigidez relativa (RR) calculada depende do momento de inércia (I) do tubo, estando assim relacionada com a espessura da parede da tubulação. A seguir, nas Tabela 4. 1 e Tabela 4. 2 apresentados os valores da rigidez relativa (RR) para as espessuras extremas utilizadas (8 mm e 36 mm). Pela Classificação de Gumbel *et al.* (1982), os modelos com as maiores espessuras de parede do tubo são classificados como rígidos, ou seja,

o tubo resiste aos esforços e as deformações são mínimas, já modelos com espessuras mais finas e intermediárias são classificados como intermediário, ou seja, parte do carregamento é resistido pelo tubo, parte pelo solo, através de uma interação entre eles.

Tabela 4. 1 - Classificação quanto à rigidez relativa dos modelos cujo tubo possui parede com espessura $e=8$ mm segundo a Classificação de Gumbel et al. (1982)

e=8mm									
$E_s=E_{sa}$ (kPa)	ν	B_c (m)	E (kPa)	I (m ⁴)	E_s^* (kPa)	Re	RR	Classificação	
E1	4276	0.4	0.508	2.00×10^8	4.27×10^{-8}	7127	65.09	109.49	Intermediário
E2	6000	0.4	0.508	2.00×10^8	4.27×10^{-8}	10000	65.09	153.63	
E3	10167	0.3	0.508	2.00×10^8	4.27×10^{-8}	14524	65.09	223.14	
E4	12000	0.3	0.508	2.00×10^8	4.27×10^{-8}	17143	65.09	263.36	
E5	14217	0.4	0.508	2.00×10^8	4.27×10^{-8}	23694	65.09	364.01	
E6	22647	0.3	0.508	2.00×10^8	4.27×10^{-8}	32352	65.09	497.03	
E7	24000	0.3	0.508	2.00×10^8	4.27×10^{-8}	34286	65.09	526.73	
E8	26000	0.3	0.508	2.00×10^8	4.27×10^{-8}	37143	65.09	570.62	
E9	29238	0.3	0.508	2.00×10^8	4.27×10^{-8}	41768	65.09	641.68	

Tabela 4. 2 - Classificação quanto à rigidez relativa dos modelos cujo tubo possui parede com espessura $e=36$ mm Classificação de Gumbel et al. (1982)

e=36mm									
$E_s=E_{sa}$ (kPa)	ν	B_c (m)	E (kPa)	I (m ⁴)	E_s^* (kPa)	Re	RR	Classificação	
E1	4276	0.4	0.508	2.00×10^8	3.89×10^{-6}	7127	5931.51	1.2	Rígido
E2	6000	0.4	0.508	2.00×10^8	3.89×10^{-6}	10000	5931.51	1.69	
E3	10167	0.3	0.508	2.00×10^8	3.89×10^{-6}	14524	5931.51	2.45	
E4	12000	0.3	0.508	2.00×10^8	3.89×10^{-6}	17143	5931.51	2.89	
E5	14217	0.4	0.508	2.00×10^8	3.89×10^{-6}	23694	5931.51	3.99	
E6	22647	0.3	0.508	2.00×10^8	3.89×10^{-6}	32352	5931.51	5.45	
E7	24000	0.3	0.508	2.00×10^8	3.89×10^{-6}	34286	5931.51	5.78	
E8	26000	0.3	0.508	2.00×10^8	3.89×10^{-6}	37143	5931.51	6.26	
E9	29238	0.3	0.508	2.00×10^8	3.89×10^{-6}	41768	5931.51	7.04	

O sistema de classificação de rigidez relativa (RR) de Gumbel *et al.* (1982) não considera os carregamentos atuantes, o solo da base e a altura de recobrimento do solo. Entretanto, esses fatores que interferem nas deformações do tubo, são considerados indiretamente na classificação de Zaidler (1983).

Como mencionado anteriormente, a classificação de Spangler considera as deformações diametrais máximas do tubo. Observa-se que tais deformações ocorrem quando o carregamento móvel está exatamente acima do tubo. As Tabela 4. 3 e Tabela 4.

4 apresentam as deformações diametrais verticais máximas para os modelos de espessura de parede 8 mm e 36 mm, bem como os resultados da classificação realizada.

Quando os resultados para os 630 modelos (ver Anexo – Tabela 7. 15 a Tabela 7. 28, classificação por cores) são comparados, nota-se que a espessura do tubo e a altura de recobrimento são os dois fatores preponderantes na classificação. A espessura do tubo influencia diretamente na rigidez do tubo, enquanto que a espessura da camada de recobrimento interfere diretamente nas deformações do tubo. Os modelos com espessuras de tubo mais finas ficam dentro da classificação flexível, as mais espessas dentro da classificação rígida e os com espessura intermediária são classificados como semirrígidos. Nota-se que, com o aumento da espessura da camada de recobrimento, o número de modelos classificados como flexíveis e como semirrígidos diminui e os classificados como rígidos aumenta (Tabela 4. 5). Assim, um mesmo tubo pode ser classificado de formas diferentes.

Tabela 4. 3 - Classificação do comportamento dos modelos com tubo de espessura de 8 mm quanto à deformação vertical do tubo $\epsilon_{max}(\%)$ segundo critério de Zaidler (1983)

e=8 mm											
Modelo	E _{sa} (kPa)	E _{sb} (kPa)	H (m)	ε _{max} (%)	Classif.	Modelo	E _{sa} (kPa)	E _{sb} (kPa)	H (m)	ε _{max} (%)	Classif.
E1 - C1	4276.03	22647	0.5	2.3	Flexível	E5 - C2	22647	22647	0.5	1.4	Flexível
			0.75	1.6					0.75	1	
			1	1.1					1	0.8	
E1 - C2	4276.03	6000	0.5	2.4	Flexível	E5 -C3	6000	6000	0.5	1.8	Flexível
			0.75	1.7					0.75	1.3	
			1	1.3					1	1.1	
E2 - C1	6000	22647	0.5	2.1	Flexível	E6 - C1	22647	22647	0.5	1.3	Flexível
			0.75	1.4					0.75	1	
			1	1.1					1	0.8	
E2 - C2	6000	6000	0.5	2.2	Flexível	E6 - C2	6000	6000	0.5	1.6	Flexível
			0.75	1.6					0.75	1.2	
			1	1.2					1	1	
E3	10167.0 8	10167	0.5	1.8	Flexível	E7	10167	10167	0.5	1.3	Flexível
			0.75	1.4					0.75	0.9	
			1	1.1					1	0.8	
E4	12000	12000	0.5	1.7	Flexível	E8	12000	12000	0.5	1.2	Flexível
			0.75	1.3					0.75	0.9	
			1	1					1	0.7	
E5 - C1	14216.6 8	22647	0.5	1.5	Flexível	E9	22647	22647	0.5	1.2	Flexível
			0.75	1.1					0.75	0.9	
			1	0.8					1	0.7	

Tabela 4. 4 - Classificação do comportamento dos modelos com tubo de espessura de 36 mm quanto à deformação vertical $\epsilon_{\max}$ (%) segundo critério de Spangler (apud Zaidler, 1983)

e=36 mm											
Modelo	Esa (kPa)	Esb (kPa)	H (m)	$\epsilon_{\max}$ (%)	Classif	Modelo	Esa (kPa)	Esb (kPa)	H (m)	$\epsilon_{\max}$ (%)	Classif
E1 - C1	4276.03	22647	0.5	0.035	Rígido	E5 - C2	22647	22647	0.5	0.031	Rígido
			0.75	0.024					0.75	0.022	
			1	0.018					1	0.017	
E1 - C2	4276.03	6000	0.5	0.031	Rígido	E5 - C3	6000	6000	0.5	0.027	Rígido
			0.75	0.022					0.75	0.02	
			1	0.017					1	0.016	
E2 - C1	6000	22647	0.5	0.034	Rígido	E6 - C1	22647	22647	0.5	0.029	Rígido
			0.75	0.023					0.75	0.021	
			1	0.017					1	0.017	
E2 - C2	6000	6000	0.5	0.03	Rígido	E6 - C2	6000	6000	0.5	0.026	Rígido
			0.75	0.021					0.75	0.02	
			1	0.016					1	0.016	
E3	10167.08	10167	0.5	0.029	Rígido	E7	10167	10167	0.5	0.029	Rígido
			0.75	0.021					0.75	0.021	
			1	0.017					1	0.017	
E4	12000	12000	0.5	0.029	Rígido	E8	12000	12000	0.5	0.028	Rígido
			0.75	0.021					0.75	0.021	
			1	0.017					1	0.016	
E5 - C1	14216.68	22647	0.5	0.03	Rígido	E9	22647	22647	0.5	0.028	Rígido
			0.75	0.021					0.75	0.021	
			1	0.016					1	0.016	

Tabela 4. 5 - Porcentagem de cada classificação de rigidez segundo critério de Spangler (apud Zaidler, 1983)

Classificação	H (m)					
	0.5		0.75		1.0	
	Espessura (mm)	%	Espessura (mm)	%	Espessura (mm)	%
Flexível	8-15.9	40	8-14.3	32	8-12.7	27
Semi-rígido	17.5-22.2	27	15.9-20.6	28	14.3-19.1	26
Rígido	25.4-36	33	22.2-36	40	20.6-36	47

Comparando os dois sistemas de classificação, a expectativa inicial era de que a classificação de Gumbel *et al.* (1982) fosse a melhor, pois calcula um fator que traduz a relação entre a estrutura do tubo e o solo que a envolve. Entretanto, devido ao fato de que o intervalo de rigidez relativa (RR) que compõe o grupo 'intermediário' ser muito amplo ($10\% < RR < 90\%$), modelos com comportamentos diferentes acabam sendo agrupados.

Já a classificação segundo Spangler , há maior clareza na separação dos grupos. Como a deformação diametral varia com a altura de recobrimento, é possível observar a alteração de comportamento de um tubo, de acordo com a profundidade em que está localizado. Também é possível ver a mudança de comportamento de acordo com a posição do carregamento móvel. Isso não pode ser observado quando a Classificação de Gumbel *et al.* (1982) é empregada.

Ainda com o intuito de estudar o comportamento do sistema solo-tubo, devido ao sistema de instalação utilizado ser em aterro, para os tubos classificados como rígidos pela classificação de Spangler, calculou-se a razão de recalque (r_{sd}). Assim foi possível conhecer como ocorrem os deslocamentos entre os prismas externos e interno de solo (em que o tubo está localizado) e o tipo de arqueamento atuante. Observa-se que o comportamento da instalação pode mudar de acordo com o carregamento aplicado, passando de saliência positiva (arqueamento negativo) quando atua apenas o carregamento geostático, para instalação em vala (arqueamento positivo), quando o veículo está sobre o tubo. Essas mudanças podem ser observadas nas Figura 4. 7 e Figura 4. 8. Inicialmente 92% dos modelos foram classificados como instalados em saliência positiva. Entretanto, quando o carregamento móvel está sobre o tubo, 94% se comportam como instalados em vala. Ao todo 86% dos modelos rígidos passam por essa mudança.

Essa constatação é de grande importância, pois as equações de verificação da tensão máxima atuante nos tubos rígidos variam de acordo com o tipo de instalação (Bueno e Costa, 2009). Por isso é necessário realizar a verificação tanto quando o tubo está submetido apenas ao carregamento geostático quanto sob carregamento móvel.

A seguir são apresentados os resultados das análises das tensões verticais no solo (σ_v), momento fletor (M) e tensões normais (σ_n) no tubo e das deformações diametraais verticais (ε_v), e discussões consideradas pertinentes.

Figura 4. 7 - Deslocamentos verticais (em m) com atuação apenas do carregamento geostático. Modelo de tubo com parede de 36mm, altura de recobrimento de solo $H=0.5\text{m}$, E1C1.

Figura 4. 8 - Deslocamentos verticais (em m) com atuação do carregamento geostático e carregamento móvel sobre a tubulação. Modelo de tubo com parede de 36mm, altura de recobrimento de solo $H=0.5\text{m}$, E1C1.

4.2 Tensões e momentos fletores

4.2.1 Tensões verticais no solo

No programa SIGMA/W podem ser visualizadas as tensões verticais atuantes no solo para cada etapa da instalação do tubo e posição do carregamento móvel. Observa-se que quanto mais próximo o veículo do tubo, maiores são as tensões que o atingem e que a sua presença interfere na distribuição de tensões no solo, que é simétrica apenas quando o veículo está exatamente acima do tubo. Esse comportamento se repete para qualquer modelo estudado, ou seja, para qualquer espessura de tubo, altura de recobrimento e combinação de solo de aterro e base.

A Figura 4. 9 a Figura 4. 14 mostram através de linhas de isovalores o comportamento descrito acima. O modelo apresentado é o E1C1, tubo com espessura de 8 mm e com camada de recobrimento de solo com altura de 0.5 m.

Figura 4. 9 - Tensões verticais (kPa) para tubo de $e=8$ mm, $H=0.5$ m, modelo E1C1 – apenas carregamento geostático.

Figura 4. 10 - Tensões verticais (kPa) para tubo de $e=8$ mm, $H=0.5$ m, modelo E1C1 – carregamento geostático e móvel, posição 1 (distante $4d$ do centro do tubo).

Figura 4. 11 - Tensões verticais (kPa) para tubo de $e=8$ mm, $H=0.5$ m, modelo E1C1 – carregamento geostático e móvel, posição 2 (distante $3d$ do centro do tubo).

Figura 4. 12 - Tensões verticais (kPa) para tubo de $e=8$ mm, $H=0.5$ m, modelo E1C1 – carregamento geostático e móvel, posição 3 (distante $2d$ do centro do tubo).

Figura 4. 13 - Tensões verticais (kPa) para tubo de $e=8$ mm, $H=0.5$ m, modelo E1C1 – carregamento geostático e móvel, posição 4 (distante $1d$ do centro do tubo).

Figura 4. 14 - Tensões verticais (kPa) para tubo de $e=8$ mm, $H=0.5$ m, modelo E1C1 – carregamento geostático e móvel, posição 5 (sobre o tubo).

A Figura 4. 15 é um detalhe da Figura 4. 14, na qual são mostradas as tensões verticais no solo com o carregamento exatamente sobre a tubulação. Para se observar a influência da altura de recobrimento de solo, são apresentadas as Figura 4. 16 e Figura 4. 17. Fica claro que com o aumento da profundidade da instalação do tubo, o carregamento que o atinge diminui, sendo bastante visível a dissipação de tensões no solo antes de atingir o tubo.

Figura 4. 15 - Detalhe das tensões verticais (kPa) para tubo de $e=8$ mm, $H=0.5$ m, modelo E1C1 – carregamento geostático e móvel, posição 5.

Figura 4. 16 - Detalhe das tensões verticais (kPa) para tubo de $e=8$ mm, $H=0.75$ m, modelo E1C1 – carregamento geostático e móvel, posição 5.

Figura 4. 17 - Detalhe das tensões verticais (kPa) para tubo de $e=8$ mm, $H=1.0$ m, modelo E1C1 – carregamento geostático e móvel, posição 5.

Para comparar dois modelos com mesma combinação de solos e altura de recobrimento, mas com espessuras do tubo diferentes, foram escolhidos os modelos de espessura 8 mm e 36 mm, E1C1, com $H=0.5$ m, mostrados nas Figura 4. 18 e Figura 4. 19.

Observa-se que as tensões verticais no solo próximo à base do tubo com menor espessura de parede (flexível) são menores que aquelas quando o tubo tem maior espessura (rígido). Isso acontece porque o tubo flexível transfere a carga recebida para o solo nas laterais, enquanto que o tubo rígido é quem resiste ao carregamento que o atinge. Assim, a carga que atua no tubo de menor espessura é menor do que no tubo de maior espessura.

Para observar a influência da rigidez do solo de aterro (E_{sa}), foram selecionados dois modelos com tubo de 8 mm de espessura, $H=0.5$ m e mesmo solo da base ($E_{sb}=22647$ kPa). As Figura 4. 20 e Figura 4. 21 mostram os modelos E1 C1 ($E_{sa}=4276$ kPa) e E9 ($E_{sa}=29238$ kPa). O carregamento chega com maior intensidade no tubo recoberto pelo solo menos rígido, enquanto que as tensões verticais no solo no topo do tubo recoberto como solo mais rígido são menores. Isso acontece pois o solo mais rígido absorve parte das cargas antes delas atingirem o tubo.

Figura 4. 18 - Detalhe das tensões verticais (kPa) para tubo de $e=8$ mm, $H=0.5$ m, modelo E1C1, carregamento geostático e móvel, posição 5.

Figura 4. 19 - Detalhe das tensões verticais (kPa) para tubo de $e=36$ mm, $H=0.5$ m, modelo E1C1, carregamento geostático e móvel, posição 5.

Figura 4. 20 - Detalhe das tensões verticais (kPa) para tubo de $e=8$ mm, $H=0.5$ m, modelo E1C1, carregamento geostático e móvel, posição 5.

Figura 4. 21 - Detalhe das tensões verticais (kPa) para tubo de $e=8$ mm, $H=0.5$ m, modelo E9, carregamento geostático e móvel, posição 5.

A seguir estão as Tabela 4. 6 e Tabela 4. 7, nas quais podem ser vistas as tensões verticais no solo posicionado logo acima do tubo e em sua base, para as espessuras de 8 mm e 36 mm, as três alturas de recobrimento e sete combinações de solo: E1C1, E2C1, E5C1, E6C1, E7, E8 e E9. Para todos os modelos o solo da base é o mesmo ($E_{sb}=22647$ kPa).

Tabela 4. 6 - Tensão vertical no solo correspondente ao topo do tubo

Modelo	E_{so} (kPa)	Espessura (mm)	σ_v solo – Topo do Tubo (kPa)		
			H=0.5 m	H=0.75 m	H=1.0 m
E1 C1	4276	8	433.82	268.68	188.03
E2 C1	6000	8	425.17	263.21	184.34
E5C1	14218	8	363.39	215.73	149.66
E6C1	22647	8	288.33	184.43	132.42
E7	24000	8	286.10	182.73	131.19
E8	26000	8	282.57	179.93	129.07
E9	29238	8	277.24	175.72	125.75
E1 C1	4276	36	456.16	281.41	195.98
E2 C1	6000	36	455.40	280.77	195.74
E5C1	14218	36	421.97	253.73	176.57
E6C1	22647	36	342.70	224.33	163.75
E7	24000	36	342.16	224.05	163.63
E8	26000	36	341.39	223.66	163.44
E9	29238	36	340.26	223.09	163.16

Tabela 4. 7 – Tensão vertical no solo na base do tubo

Modelo	E_{so} (kPa)	Espessura (mm)	σ_v solo – Base do Tubo (kPa)		
			H=0.5 m	H=0.75 m	H=1.0 m
E1 C1	4276	8	88.03	82.08	73.01
E2 C1	6000	8	86.87	81.87	72.93
E5C1	14218	8	86.76	74.82	65.09
E6C1	22647	8	80.11	69.04	59.92
E7	24000	8	79.49	68.57	59.44
E8	26000	8	78.81	67.72	58.73
E9	29238	8	77.87	66.51	57.80
E1 C1	4276	36	212.15	164.20	134.24
E2 C1	6000	36	203.08	158.03	129.13
E5C1	14218	36	179.02	145.21	120.71
E6C1	22647	36	169.69	140.48	118.46
E7	24000	36	168.03	139.41	117.69
E8	26000	36	165.70	137.85	116.59
E9	29238	36	162.28	135.51	114.93

Fica claro que o aumento da rigidez do solo de aterro leva à redução das tensões verticais, redução que pode atingir 36%. Essa constatação está diretamente ligada à importância de realizar compactação adequada do solo circundante ao tubo. Entretanto, essa influência é maior quanto menor a espessura do tubo, ou seja, mais flexível. A espessura

da camada de recobrimento de solo também influencia nas tensões que atingem o tubo. O aumento de $H=0.5$ m para $H=0.75$ m reduz em média 37% as tensões verticais do solo no topo dos tubos e 15% para as tensões localizadas na base. O aumento de 0.75 m para $H=1.0$ m reduz em média 29% e 15% as tensões verticais no solo do topo e base, respectivamente. Dobrar a altura de recobrimento de $H=0.5$ m para 1.0 m, reduz em média 55% e 27%.

Comparando os resultados dos modelos cuja espessura da parede do tubo é 36 mm com os de 8mm, nota-se que as tensões verticais são maiores para os tubos rígidos. Isso ocorre porque para os casos de tubos rígidos que se comportam como saliência positiva, o arqueamento negativo concentra as tensões no prisma de solo interno, conduzindo o carregamento aplicado para o tubo. Já para os tubos rígidos que se comportam como instalados em vala, o arqueamento positivo atua, entretanto, com menos intensidade que para os tubos flexíveis, que ao se deformarem, transferem o carregamento para os prismas de solo laterais, efeito que não ocorre com os tubos rígidos.

A Figura 4. 22 mostra graficamente esses resultados da Tabela 4. 6. Observa-se que as tensões verticais no solo no topo do tubo não decrescem linearmente com o aumento da rigidez do solo de aterro. Nota-se também que quanto mais rígido o solo, maior é a diferença entre as tensões verticais atuantes no topo do tubo rígido e do tubo flexível.

Figura 4. 22 – Gráfico das tensões verticais no solo no topo do tubo.

Os valores da Figura 4. 22 foram normalizados através da divisão do módulo de elasticidade do aterro (E_{sa}) por 1.000 kPa e pela divisão da tensão vertical do solo (σ_v) pelo peso da camada de solo sobre o tubo ($\gamma \times H$). Os resultados são apresentados na Figura 4.23. Observa-

se uma aproximação dos valores das tensões dos modelos de espessura de 8 mm e 36 mm para o mesmo E_{sa}^* .

Figura 4. 23 - Gráfico das tensões verticais normalizadas no solo no topo do tubo.

4.2.2 Momentos fletores e tensões normais atuantes no tubo

O programa SIGMA/W fornece os momentos fletores atuantes nos tubos para cada etapa da construção e etapa da passagem do carregamento móvel. A Figura 4. 24 mostra os momentos fletores para o modelo $e=8$ mm, $H=0.5$ m, E1 C1, para 6 condições: ao final da compactação da última camada do aterro sobre o tubo e as cinco posições do carregamento móvel. Foi observado que os momentos fletores com maior intensidade ocorrem quando o carregamento móvel está exatamente sobre a tubulação. A Figura 4. 25 mostra o diagrama de momentos fletores para a posição do carregamento 5 (veículo sobre o tubo).

Figura 4. 24 - Momentos fletores para o modelo $e=8$ mm, $H=0.5$ m, E1 C1.

Momentos Fletores devido ao Carregamento 5 (kNm/m)

Figura 4. 25 - Momentos fletores devido ao carregamento 5, para o modelo e=8 mm, H=0.5 m, E1 C1.

A Tabela 4. 8 e Tabela 4. 9 mostram os momentos fletores atuantes no topo e base dos tubos dos quatorze modelos selecionados anteriormente.

Tabela 4. 8 - Momento fletor do topo do tubo

Modelo	E_{sa} (kPa)	Espessura (mm)	Momento Fletor - Topo do Tubo (kNm/m)		
			H=0.5 m	H=0.75 m	H=1.0 m
E1 C1	4276	8	3.28	2.15	1.55
E2 C1	6000	8	3.10	2.03	1.46
E5C1	14218	8	2.33	1.55	1.14
E6C1	22647	8	1.93	1.38	1.06
E7	24000	8	1.90	1.35	1.04
E8	26000	8	1.84	1.32	1.01
E9	29238	8	1.77	1.26	0.97
E1 C1	4276	36	3.92	2.64	1.96
E2 C1	6000	36	3.85	2.58	1.91
E5C1	14218	36	3.56	2.42	1.81
E6C1	22647	36	3.37	2.44	1.89
E7	24000	36	3.36	2.43	1.88
E8	26000	36	3.34	2.42	1.88
E9	29238	36	3.31	2.41	1.87

Tabela 4. 9 - Momento fletor da base do tubo

Modelo	E_{sa} (kPa)	Espessura (mm)	Momento Fletor - Base do Tubo (kNm/m)		
			H=0.5 m	H=0.75 m	H=1.0 m
E1 C1	4276	8	1.78	1.28	0.99
E2 C1	6000	8	1.58	1.16	0.91
E5C1	14218	8	1.13	0.89	0.73
E6C1	22647	8	1.05	0.86	0.73
E7	24000	8	1.03	0.85	0.71
E8	26000	8	1.00	0.83	0.70
E9	29238	8	0.96	0.80	0.68
E1 C1	4276	36	3.07	2.21	1.73
E2 C1	6000	36	2.93	2.10	1.64
E5C1	14218	36	2.56	1.94	1.55
E6C1	22647	36	2.52	2.00	1.64
E7	24000	36	2.49	1.99	1.63
E8	26000	36	2.47	1.97	1.62
E9	29238	36	2.43	1.95	1.60

O comportamento dos momentos fletores no tubo é semelhante ao comportamento da tensão vertical no solo. O aumento da rigidez do solo de aterro leva à redução dos momentos fletores, em até 46%. O aumento de H=0.5 m para H=0.75 m reduz em média 30% do momento fletor no topo dos tubos e 22% no momento fletor na base. O aumento de 0.75 m para H=1.0 m reduz em média 24% e 19% os momentos fletores no topo e base do tubo, respectivamente. Dobrar a altura de recobrimento de H=0.5 m para 1.0 m, reduz em média 47% e 36%.

Ao serem comparados os resultados dos modelos cuja espessura da parede do tubo é 36mm com os de 8mm, nota-se que os momentos fletores são maiores para os tubos rígidos. Esse comportamento era esperado e compatível com a distribuição de tensões verticais no solo em contato com as duas posições estudadas no tubo, topo e base.

A Figura 4. 26 mostra os valores dos momentos fletores no topo do tubo, em função do módulo de elasticidade do aterro. Os momentos fletores no topo do tubo também não decrescem linearmente com o aumento da rigidez do solo de aterro. A diminuição do momento fletor causada pelo aumento da rigidez do solo, para os modelos de espessura de parede de tubo de 36 mm, e H=0.75 m e H=1.0 m, é muito pequena. Observa-se que tanto a espessura do solo de recobrimento (H) quanto a espessura da parede do tubo são os fatores mais influentes no momento fletor.

Figura 4. 26 - Momentos fletores no topo do tubo.

A partir do momento fletor e da força normal fornecidos pelo programa, é possível calcular a máxima tensão normal tangencial atuante no tubo:

$$\sigma = \frac{6M}{e^2} + \frac{N}{e} \quad (14)$$

onde

M = momento fletor (kNm/m);

N = força normal (kN/m);

e = espessura do tubo (m).

Observa-se que das cinco posições do carregamento móvel, quando este está exatamente sobre o tubo, as tensões normais máximas (σ_{max}) são produzidas. O topo do tubo é o local do tubo onde se desenvolveram as tensões normais máximas, de forma semelhante à presença do momento fletor (Figura 4. 27). A tensão normal máxima para cada modelo estudado pode ser vista no Anexo 1. Na Tabela 4. 10 estão os valores calculados para os quatorze modelos selecionados anteriormente. Foram calculadas também as tensões normais na base do tubo, mostrada na Tabela 4. 11.

Tensão normal devido ao Carregamento 5

Figura 4. 27 - Tensão normal para o modelo $e=8$ mm, $H=0.5$ m, EI C1.

Observa-se que enquanto o momento fletor cresce com o aumento da espessura do tubo, a tensão normal diminui quanto mais espessa for a parede da tubulação.

Como consequência da diminuição da tensão vertical no solo e momento fletor no tubo, a máxima tensão normal no tubo também reduz com o aumento da camada de recobrimento do solo. O aumento de $H=0.5$ m para $H=0.75$ m reduz em média 30% da tensão normal no topo dos tubos e 22% na base. O aumento de 0.75 m para $H=1.0$ m reduz em média 24% e 19% as tensões normais no topo e base do tubo, respectivamente. Dobrar a altura de recobrimento de $H=0.5$ m para 1.0 m, reduz em media 47% e 36%. Essas foram as mesmas reduções encontradas na análise da variação do momento fletor com o aumento da camada de recobrimento.

As Figura 4. 28 e Figura 4. 29 mostram graficamente os dados das Tabela 4. 10. Como a tensão vertical no solo e o momento fletor no tubo, as tensões normais no tubo também não decrescem linearmente com o aumento da rigidez do solo de aterro. O aumento da rigidez do solo de aterro leva à redução das tensões normais, em até 46%. Entretanto, a influência na diminuição da tensão normal causada pelo aumento da rigidez do solo para os modelos de espessura de parede de tubo de 36 mm, $H=0.75$ m e $H=1.0$ m, é da ordem de 10%.

Tabela 4. 10 - Tensão normal máxima, localizada no topo do tubo

Modelo	E_{sa} (kPa)	Espessura (mm)	σ_{max} (kPa) - Topo do Tubo		
			H=0.5 m	H=0.75 m	H=1.0 m
E1 C1	4276	8	307093.43	201807.93	146074.72
E2 C1	6000	8	290679.07	190725.15	137812.60
E5C1	14218	8	219428.56	145579.03	107487.61
E6C1	22647	8	182289.22	130113.00	100080.80
E7	24000	8	178753.65	127597.41	98225.81
E8	26000	8	173885.04	124129.00	95661.47
E9	29238	8	166737.16	119007.33	91853.41
E1 C1	4276	36	17895.06	12181.95	9070.88
E2 C1	6000	36	17602.38	11930.99	8873.56
E5C1	14218	36	16396.29	11223.02	8432.41
E6C1	22647	36	15609.72	11338.94	8786.64
E7	24000	36	15541.39	11303.68	8768.26
E8	26000	36	15447.82	11255.41	8742.60
E9	29238	36	15310.16	11184.52	8705.88

Tabela 4. 11 - Tensão normal localizada na base do tubo

Modelo	E_{sa} (kPa)	Espessura (mm)	σ_n (kPa) - Base do Tubo		
			H=0.5 m	H=0.75 m	H=1.0 m
E1 C1	4276	8	167971.42	120890.31	93877.51
E2 C1	6000	8	149521.80	109514.89	85814.08
E5C1	14218	8	107089.68	84191.43	68897.67
E6C1	22647	8	98834.68	81256.80	68355.88
E7	24000	8	96955.33	79880.88	67282.65
E8	26000	8	94428.18	77990.15	65818.18
E9	29238	8	90828.84	75281.77	63717.05
E1 C1	4276	36	14540.27	10525.46	8257.21
E2 C1	6000	36	13858.67	9986.81	7811.96
E5C1	14218	36	12055.05	9187.14	7359.26
E6C1	22647	36	11803.08	9391.06	7696.15
E7	24000	36	11702.10	9332.36	7658.64
E8	26000	36	11564.54	9250.70	7606.33
E9	29238	36	11362.99	9133.37	7532.39

Tensão normal máxima (kPa) - Topo do tubo

Figura 4. 28 - Tensões normais máximas, localizadas nos topos dos tubos de 8 mm de espessura.

Tensão normal máxima (kPa) - Topo do tubo

Figura 4. 29 - Tensões normais máximas, localizadas nos topos dos tubos de 36 mm de espessura.

Os valores das Figura 4. 28 e Figura 4. 29 foram normalizados através da divisão do módulo de elasticidade do aterro (E_{sa}) por 1.000 kPa e pela divisão da tensão vertical do solo (σ_v) pelo peso da camada de solo sobre o tubo ($\gamma \times H$) são mostrados nas Figura 4. 30 e Figura 4. 31.

Tensão normal máxima normalizada - Topo do tubo

Figura 4. 30 - Tensões normais máximas, localizadas nos topos dos tubos de 8 mm de espessura.

Tensão normal máxima normalizada - Topo do tubo

Figura 4. 31 - Tensões normais máximas, localizadas nos topos dos tubos de 36 mm de espessura.

4.2.3 Comparações com método analítico

Watkins e Anderson (1999) apresentam uma equação para o cálculo da pressão do solo no topo do tubo, gerada por um carregamento móvel, como foi mostrado no item 2.3.2. Para raio nulo, ou seja, quando o carregamento está exatamente acima do tubo, $N=0.477$ e a Equação (2) pode ser reescrita como:

$$\sigma_v = \frac{0.477 \times W}{H^2} \quad (2.b)$$

Essa equação não considera a rigidez do solo de aterro e base, de forma que 630 modelos aqui analisados são comparados com apenas três resultados provenientes das três alturas da camada de recobrimento de solo sobre o tubo. A seguir está a Tabela 4. 12 na qual são apresentados os valores encontrados com o uso da equação acima.

Tabela 4. 12 - Tensão vertical no solo para as três alturas de recobrimento de solo

H (m)	σ_v solo (kPa)
0.5	267.12
0.75	118.72
1	66.78

Esses resultados foram comparados com as tensões verticais no solo fornecidas pelo programa SIGMA/W. Para os três casos, foi o modelo de espessura 8mm e combinação de solo E9 ($E_{sa}=29238$ kPa, $E_{sb}=22647$ kPa) que teve os valores mais próximos. A Tabela 4. 13 apresenta os valores calculados pela Equação 2.b e os fornecidos pela modelagem numérica. Foram calculadas as diferenças entre ambos, em termos de porcentagem. Para todos os casos o método analítico resultou em valores inferiores. Para a altura de 1.00 m a diferença chega a quase 90%.

Atribui-se tão grande diferença encontrada entre o método numérico e o analítico às simplificações adotadas pelo método analítico, à desconsideração da rigidez do solo e do tubo e desconsideração do comportamento da instalação (em vala ou em aterro). O modelo numérico se mostra capaz de considerar esses fatores.

Tabela 4. 13 - Comparação da tensão vertical no solo para os métodos analítico e numérico

H (m)	σ_v (kPa)		$\Delta\sigma_v$ (%)
	Equação 2	Modelagem numérica	
0.5	267.12	277.24	-3.79
0.75	118.72	175.72	-48.01
1.00	66.78	125.75	-88.30

4.2.4 Verificação da tensão de escoamento do aço

Com as tensões normais máximas calculadas para cada modelo, verificou-se a possibilidade de escoamento do aço devido à combinação de carregamento móvel e carregamento geostático. Por se tratar de uma tubulação API 5L, a tensão de escoamento

mínima é indicada pelo grau da liga aço-carbono, como mostrado na Tabela 4. 14. Considerou-se um fator de segurança igual a 2.0 para o cálculo da resistência ao escoamento de projeto RE_d , de acordo com o indicado por (Bueno e Costa, 2009).

Tabela 4. 14 - Resistência ao escoamento dos aços API 5L

Grau	Resistência ao Escoamento Mínimo		RE_d (MPa)
	(ksi)	(MPa)	
X42	42	290	145
X46	46	317	158.5
X52	52	359	179.5
X56	56	386	193
X60	60	414	207
X65	65	450	225
X70	70	485	242.5
X80	80	552	276
X90	90	625	312.5
X100	100	690	345
X120	120	830	415

As Tabelas 7. 1 a Tabela 7. 14 mostram o grau indicado para cada modelo. Observa-se que mais de 90% dos casos podem ter especificação com o grau X42. A seguir está a Tabela 4. 15 com o número de modelos classificados para cada grau. Observa-se que o grau X42 pode ser utilizado em mais de 90% dos 630 modelos analisados.

Tabela 4. 15 - Número de modelos classificados para cada grau

Grau	Nº de Modelos	% de modelos
X90	4	0.63
X70	5	0.79
X65	5	0.79
X60	3	0.48
X56	6	0.95
X52	12	1.90
X46	16	2.54
X42	579	91.90

Para facilitar o entendimento dos modelos, a Tabela 4. 16 retoma as combinações de módulos de elasticidade do solo de aterro (E_{sa}) e da base (E_{sb}).

Tabela 4. 16 – Módulo de elasticidade do aterro (E_{sa}) e da base (E_{sb})

Modelo	E_{sa} (kPa)	E_{sb} (kPa)
E1 - C1	4276	22647
E1 - C2	4276	6000
E2 - C1	6000	22647
E2 - C2	6000	6000
E3	10167	10167
E4	12000	12000
E5 - C1	14217	22647
E5 - C2	14217	29238
E5 - C3	14217	6000
E6 - C1	22647	22647
E6 - C2	22647	6000
E7	24000	22647
E8	26000	22647
E9	29238	22647

Os 51 modelos que necessitam de grau da liga aço-carbono superior ao X42 foram tabelados a seguir de acordo com o grau da liga, espessura da parede da tubulação (e), altura da camada de recobrimento de solo (H) e combinação de solos do aterro e base (Tabela 4. 17).

Tabela 4. 17 - Modelos que necessitam do grau da liga aço-carbono superior a X42

Grau	e (mm)	H (m)	Solos
X90	8	0.5	E1 C1, E1 C2, E2 C1, E2 C2.
X70	8	0.5	E3, E4, E5 C3
	9.5	0.5	E1 C1, E1 C2
X65	8	0.5	E5 C1, E5 C2
		0.75	E1 C2
	9.5	0.5	E2 C1, E2 C2
X60	8	0.5	E6 C2
		0.75	E1 C1, E2 C2
X56	8	0.5	E6 C1
		0.75	E2 C1
	9.5	0.5	E3, E4, E5 C1, E5 C3
52	8	0.5	E7, E8, E9
		0.75	E3, E4, E5 C3
	9.5	0.5	E5 C2, E6 C2
		11.1	E1 C1, E1 C2, E2 C1, E2 C2
46	8	0.75	E6 C2
		1	E1 C1, E1 C2, E2 C2
	9.5	0.5	E6 C1, E7, E8, E9
		0.75	E1 C1, E1 C2, E2 C1, E2 C2
	11.1	0.5	E3, E4, E5 C1, E5 C3

Observa-se que todos os modelos que necessitam de grau da liga aço-carbono mais elevados que X42 são classificados como flexíveis, de acordo com a classificação de Spangler. Pelo fato dos tubos rígidos possuírem parede com espessura até 350% maior do que os flexíveis, os esforços solicitantes são distribuídos em uma área de seção transversal muito maior, resultando em tensões menores, podendo ser constituídos da liga X42, enquanto que os flexíveis necessitam de ligas mais resistentes.

Observa-se também que a medida que os módulos de elasticidade da base e do aterro aumentam, o grau necessário para a liga de aço-carbono diminui. Como o módulo de elasticidade do solo cresce com o grau de compactação, então, essa é outra constatação da importância da boa compactação do solo circundante ao tubo.

4.3 Deformação diametral vertical do tubo

Observa-se que a deformação diametral vertical do tubo (ϵ_v) varia com a posição do carregamento móvel, solo da base e do aterro, altura da camada de solo de recobrimento e espessura da parede do tubo, de forma semelhante à variação da tensão normal.

As Figura 4. 32 a Figura 4. 36 mostram a malha deformada devido aos carregamentos para o modelo de 8 mm de espessura, $H=0.5$ m e combinação de solos E1 C1. Comparando-se a posição original do tubo (círculo vermelho forte) com sua nova posição durante o carregamento (borda circular da malha deformada), observa-se que inicialmente os deslocamentos são predominantemente horizontais.

Deslocamentos verticais mais expressivos surgem a partir da posição de carregamento 4, localizada a $0.5D$ de distância do topo do tubo, sendo D o seu diâmetro (Figura 4. 35). Quando o veículo está sobre o tubo (carregamento 5 – Figura 4. 36) o deslocamento vertical é máximo. No Anexo 1 é possível observar as Tabela 7. 15 a Tabela 7. 28 que contém a deformação vertical máxima calculada para cada modelo. Assim, quanto mais próximo o veículo do tubo, maior a deformação vertical, sendo máxima quando o veículo está sobre a tubulação.

Figura 4. 32 - Malha deformada - Carregamento móvel 1.

Figura 4. 33 - Malha deformada – Carregamento móvel 2.

Figura 4. 34 - Malha deformada – Carregamento móvel 3.

Figura 4. 35 - Malha deformada – Carregamento móvel 4.

Figura 4. 36 - Malha deformada – Carregamento móvel 5.

Os valores das deformação vertical máxima calculados para todos os modelos E1 C1 ($E_{sa}=4276$ kPa e $E_{sb}=22647$ kPa) estão mostrados na Tabela 4. 18 e na Figura 4. 37.

Tabela 4. 18 - Deformação vertical máxima dos modelos E1 C1

e (mm)	Modelos E1 C1		
	$\varepsilon_v(\%)$		
	H=0.5m	H=0.75m	H=1.0m
8	2.32	1.55	1.14
9.5	1.55	1.04	0.78
11.1	1.04	0.70	0.53
12.7	0.72	0.49	0.37
14.3	0.52	0.35	0.27
15.9	0.38	0.26	0.20
17.5	0.29	0.20	0.15
19.1	0.22	0.15	0.12
20.6	0.18	0.12	0.09
22.2	0.14	0.10	0.07
25.4	0.10	0.07	0.05
26.5	0.09	0.06	0.04
30	0.06	0.04	0.03
31	0.05	0.04	0.03
36	0.03	0.02	0.02

Figura 4. 37 - Deformação vertical dos modelos E1 C1.

Observa-se claramente que a deformação vertical não varia linearmente com a espessura do tubo. Nota-se também que quanto maior a camada de solo que recobre o

tubo, menores são as deformações e que quanto mais espessa a parede da tubulação, menores são as deformações.

Realizando-se os cálculos das porcentagens de diminuição das deformações verticais máximas considerando o aumento da altura de recobrimento, observa-se que as reduções são de mesma ordem para as três classificações de rigidez: o aumento de $H=0.5$ m para $H=0.75$ m reduz em média 32.5% da deformação vertical para os modelos flexíveis, 31.6% para dos modelos semirrígidos e 31.5% para os tubos rígidos. O aumento de $H=0.75$ m para $H=1.0$ m reduz em média 25.5% para modelos flexíveis, 24.7% para modelos semirrígidos e 24.6% para os modelos rígidos. Dobrar a altura de recobrimento de $H=0.5$ m para 1.0 m, reduz em media 49.7%, 48.5% e 48,3% para os modelos flexíveis, semirrígidos e rígidos, respectivamente.

Considerando também os modelos E2 C1, E5 C1, E6 C1, E7, E8 e E9, observa-se que o aumento de $H=0.5$ m para $H=0.75$ m reduz em média 32.9% da deformação vertical para os modelos flexíveis, 32.8% para os modelos semirrígidos e 32.7% para os tubos rígidos. O aumento de 0.75 m para $H=1.0$ m reduz em média 26.3% para modelos flexíveis, 26.2% para modelos semirrígidos e 26.2% para os modelos rígidos. Dobrar a altura de recobrimento de $H=0.5$ m para 1.0 m, reduz em media 50.5%, 50.4% e 50.3% para os modelos flexíveis, semirrígidos e rígidos, respectivamente.

Como as reduções das deformações são de mesma ordem de grandeza para as três classificações de rigidez, então com o aumento da altura da camada de recobrimento (H) de 0.5 m para 0.75 m, as deformações verticais do tubo são reduzidas em 33%. O aumento dessa altura de 0.75 m para 1.0 m e de 0.5 m para 1.0 m, as reduções das deformações verticais do tubo são de 26% e 50%, respectivamente. Assim, quanto maior a camada de solo que recobre o tubo e quanto mais espessa a parede da tubulação, menores são as deformações.

Foram selecionados os modelos com altura da camada de recobrimento $H=0.5$ m e combinações de solos E1 C1, E2 C1, E5 C1, E6 C1, E7, E8 e E9, que têm como módulo de elasticidade do solo da base $E_{sb}=22647$ kPa. As deformações verticais máximas desses modelos foram plotadas em função do módulo de elasticidade do solo de aterro (E_{sa}) e da espessura da parede do tubo (e), mostradas na Figura 4. 38.

Figura 4. 38 - Deformações verticais máximas em função do módulo de elasticidade do aterro.

Observa-se que quanto mais elevado o valor do módulo de elasticidade do solo de aterro (E_{sa}), menores são as deformações. Essa conclusão está diretamente ligada à importância e necessidade de realizar a compactação adequada do solo circundante ao tubo.

A redução é mais expressiva para os modelos cuja espessura da parede do tubo são 8 mm, 9.5 mm e 11.1 mm, que são tubos com comportamento flexível. Os tubos de comportamento semirrígido ou rígido apresentam pouca redução da deformações verticais máximas. Esse fato ocorre porque o efeito do arqueamento positivo é mais intenso para os modelos flexíveis, reduzindo sua influência à medida que a rigidez relativa do tubo é aumentada, ou seja, a espessura da parede do tubo é aumentada. Para um tubo de espessura $e=8 \text{ mm}$ (comportamento flexível), a execução de compactação do solo de aterro que aumente o módulo de elasticidade de 4276 kPa para 14217 kPa reduz as deformações em 35%. Esse mesmo aumento de módulo de elasticidade do solo de aterro produz uma redução de 15.5% para o modelo de $e=17.5 \text{ mm}$ (semirrígido) e 4.3% para o modelo de $e=36 \text{ mm}$ (rígido).

Entretanto, como observado na Figura 4. 38, a variação da deformação vertical máxima não é linear com o aumento do módulo de elasticidade do solo do aterro. Considerando

modelos das três espessuras citadas anteriormente, mas com o aumento do módulo de elasticidade do aterro (E_{sa}) de 14217 kPa para 22647 kPa, a redução da deformação correspondente às espessuras $e=8$ mm e $e=17.5$ mm, as reduções são de 15% e 5.5%, respectivamente. Para o modelo com espessura $e=36$ mm, não ocorre nenhuma redução. Conclui-se então que deformação vertical não varia linearmente com o aumento do módulo de elasticidade do solo de aterro (E_{sa}) e que quanto mais compacto o solo do aterro, ou seja, mais rígido, menores são as deformações.

4.3.1 Limites de deformação diametral

Para tubos flexíveis, AASHTO (1969) e USDOT (1970, apud Bueno e Costa, 2009) recomendam que a deformação diametral seja inferior a 5%. Para tubulações em aço, a norma AWWA C150 - A21.50 (1996) recomenda que esse limite seja de 3%. Potter (1985) recomenda 5% de deformação diametral máxima.

Os modelos que apresentaram as maiores deformações diametraís verticais máximas foram E1 C2, com altura de recobrimento $h=0.5$ m (Figura 4. 39). Observa-se que o valor mais elevado é de 2.40%, para o modelo de $e=8$ mm. Assim sendo, todos os modelos respeitam os limites de deformação recomendados pela literatura.

Figura 4. 39 - Deformação vertical máxima para modelos E1 C2.

4.3.2 Equações para o cálculo da deformações diametrais verticais

Para cada uma das quatorze combinações de módulo de elasticidade do solo de aterro e base, foram ajustadas equações para determinar as deformações diametrais verticais máximas em um tubo com 0.508 m de diâmetro, submetido a um carregamento móvel de 700 kPa. Essas equações são representadas da seguinte forma:

$$\varepsilon_v (\%) = a + b \cdot e^c \quad (14)$$

Essas equações são função da espessura do tubo (e), variando de 8 mm a 36 mm e da altura de recobrimento (H), variando de 0.5 m a 1.0 m. Os parâmetros a , b e c são fornecidos pela Tabela 4. 19.

Tabela 4. 19 - Equação dos parâmetros a , b , c , que compõem a equação de deformação

Modelo	E_{sa} (kPa)	E_{sb} (kPa)	a	b	c
E1 - C1	4276	22647	$a = \frac{1}{-49.813 + 13.393/H}$	$b = 1000.35 \times \exp(\frac{-H}{0.5391})$	-2.412
E1 - C2	4276	6000	$a = \frac{1}{-110.454 + 29.723/H}$	$b = 1337.826 \times \exp(\frac{-H}{0.7479})$	-2.708
E2 - C1	6000	22647	$a = \frac{1}{-46.907 + 13.442/H}$	$b = 677.317 \times \exp(\frac{-H}{0.607})$	-2.335
E2 - C2	6000	6000	$a = \frac{1}{-93.167 + 25.037/H}$	$b = 1071.722 \times \exp(\frac{-H}{0.793})$	-2.653
E3	10167	10167	$a = \frac{1}{-47.281 + 13.789/H}$	$b = 349.307 \times \exp(\frac{-H}{1.2395})$	-2.345
E4	12000	12000	$a = \frac{1}{-42.153 + 12.114/H}$	$b = 275.149 \times \exp(\frac{-H}{1.214})$	-2.251
E5 - C1	14217	22647	$a = \frac{1}{-29.153 + 8.143/H}$	$b = 192.3694 \times \exp(\frac{-H}{0.7451})$	-1.966
E5 - C2	14217	29238	$a = \frac{1}{-25.808 + 7.139/H}$	$b = 161.971 \times \exp(\frac{-H}{0.671})$	-1.857
E5 - C3	14217	6000	$a = \frac{1}{-37.821 + 6.754/H}$	$b = 437.9795 \times \exp(\frac{-H}{1.003})$	-2.397
E6 - C1	22647	22647	$a = \frac{1}{-22.686 + 6.103/H}$	$b = 93.654 \times \exp(\frac{-H}{1.022})$	-1.793
E6 - C2	22647	6000	$a = \frac{1}{-38.205 + 9.333/H}$	$b = 281.032 \times \exp(\frac{-H}{1.093})$	-2.250
E7	24000	22647	$a = \frac{1}{-22.333 + 6.003/H}$	$b = 90.183 \times \exp(\frac{-H}{0.994})$	-1.774
E8	26000	22647	$a = \frac{1}{-21.039 + 5.452/H}$	$b = 81.126 \times \exp(\frac{-H}{0.996})$	-1.736
E9	29238	22647	$a = \frac{1}{-19.582 + 4.923/H}$	$b = 70.8965 \times \exp(\frac{-H}{0.986})$	-1.683

4.4 Efeitos de uma má compactação localizada

A necessidade da realização de boa compactação das camadas de aterro ficou clara observando-se tanto os momentos fletores e as tensões normais como as deformações diametrais verticais que se desenvolvem no tubo. Entretanto, para tubos com ângulo de berço (β) baixos, há uma maior dificuldade para se compactar adequadamente as regiões na base do tubo, como mostrado na Figura 2. 5 (El Debs, 2008). A compactação deficiente dessa área cria uma região de solo menos resistente e mais deformável (menor módulo de elasticidade).

Para se conhecer melhor os efeitos de uma compactação deficiente do aterro junto à base do tubo, foi analisado um modelo apresentando regiões com compactação deficiente, conforme mostrado na Figura 4. 40. Essas regiões apresentam um módulo de elasticidade da ordem de um terço daquele do aterro.

Os modelos escolhidos para essa análise foram E3 ($E_{sa}=E_{sb}=10167$ kPa), de forma que a região afetada pela compactação deficiente apresenta um módulo de elasticidade de $E_s=3300$ kPa. Para se diferenciarem dos modelos E3 originais, esses modelos são denominados E3 MC (Mal Compactado). Os valores das tensões verticais localizadas no topo e na base do tubo estão mostrados na Tabela 4. 20.

Figura 4. 40 - Geometria do modelo com região com compactação prejudicada.

Tabela 4. 20 - Tensão vertical no solo localizado no topo e na base dos tubos E3 MC, quando o carregamento móvel está sobre o tubo

E3 MC						
Espessura (mm)	H=0.5m		H=0.75m		H=1.0m	
	σ_v no solo (kPa)					
	Topo	Base	Topo	Base	Topo	Base
8	307.46	125.10	198.42	103.31	143.35	88.29
19.1	337.05	187.38	219.28	155.97	159.57	133.24
36	339.21	194.22	220.96	161.66	160.82	138.15

As Figura 4. 41 e Figura 4. 42 mostram a distribuição das tensões verticais no solo para os casos E3 e E3 MC, com tubo de 8 mm de espessura de parede, enterrados sob uma camada de 0.5 m de recobrimento, com o carregamento móvel sobre eles. Observa-se que há diferenças na distribuição das tensões nas regiões abaixo da linha d'água, inclusive na base. Para comparar os valores das tensões no topo e base dos modelos E3 MC com os E3, os valores apresentados acima foram dispostos nas Tabela 4. 21 e Tabela 4. 22, juntos com os dos modelos E3. Os valores das tensões verticais no solo no topo do tubo para os modelos E3 MC são da mesma ordem de grandeza que nos modelos E3, mas são diferentes na base do tubo, na qual as tensões verticais são em média 14.5% mais elevadas que nos modelos E3.

Figura 4. 41 - Tensões verticais no solo ao redor do tubo de 8mm de espessura, E3, H=0.5m, carregamento 5.

Figura 4. 42 - Tensões verticais no solo ao redor do tubo de 8mm de espessura, E3 MC, H=0.5m, carregamento 5.

Tabela 4. 21 - Comparação das tensões verticais no solo no topo do tubo entre os modelos E3 e E3 MC

σ_v solo (kPa) - Topo do tubo				
Modelo	Espessura (mm)	H=0.5 m	H=0.75 m	H=1.0 m
E3	8	310.77	201.70	146.11
E3 MC		307.46	198.42	143.35
E3	19.1	341.04	222.96	162.82
E3 MC		337.05	219.28	159.57
E3	36	343.20	224.69	164.01
E3 MC		339.21	220.96	160.82

Tabela 4. 22 - Comparação das tensões verticais no solo na base do tubo entre os modelos E3 e E3 MC

σ_v solo (kPa) - Base do tubo				
Modelo	Espessura (mm)	H=0.5 m	H=0.75 m	H=1.0 m
E3	8	107.30	90.63	78.08
E3 MC		125.10	103.31	88.29
E3	19.1	164.85	136.78	115.49
E3 MC		187.38	155.97	133.24
E3	36	171.05	141.44	119.26
E3 MC		194.22	161.66	138.15

Os momentos fletores atuantes no topo e na base dos tubos E3 MC estão mostrados na Tabela 4. 23. Comparando-se os momentos fletores correspondentes aos tubos dos modelos E3 e E3 MC, ambos com 8 mm de espessura de parede e altura de recobrimento de 0.5 m (Figura 4. 43), observa-se que o comportamento encontrado para as tensões verticais no solo se repete. Os momentos fletores no topo do tubo são de mesma ordem de grandeza, mas na base os momentos fletores dos modelos E3 MC são cerca de 14.3% maiores (Figura 4. 43 e Tabela 4. 24 e Tabela 4. 25).

Tabela 4. 23 – Momentos fletores no topo e base dos tubos E3 MC, quando o carregamento móvel está sobre o tubo

E3 MC						
	H=0.5 m		H=0.75 m		H=1.0 m	
Espessura (mm)	Momento Fletor (kNm/m)					
	Topo	Base	Topo	Base	Topo	Base
8	2.49	1.82	1.81	1.48	1.41	1.24
19.1	3.28	2.76	2.39	2.23	1.86	1.86
36	3.33	2.84	2.43	2.30	1.89	0.26

Comparação dos Momentos Fletores entre modelos E3 e E3 MC

Ângulo θ (°) medido no sentido horário a partir do topo do tubo

Figura 4. 43 - Comparação dos momentos fletores entre os modelos E3 e E3 MC ($e=8$ mm e $H=0.5$ m).

Tabela 4. 24 - Momentos fletores no topo do tubo

Momento Fletor (kN.m) - Topo do tubo				
Modelo	Espessura (mm)	H=0.5m	H=0.75m	H=1.0m
E3	8	2.54	1.84	1.43
E3 MC		2.49	1.81	1.41
E3	19.1	3.33	2.41	1.87
E3 MC		3.28	2.39	1.86
E3	36	3.38	2.45	1.89
E3 MC		3.33	2.43	1.89

Tabela 4. 25 - Momentos fletores na base do tubo

Momento Fletor - Base do tubo (kN.m)				
Modelo	Espessura (mm)	H=0.5m	H=0.75m	H=1.0m
E3	8	1.59	1.30	1.08
E3 MC		1.82	1.48	1.24
E3	19.1	2.46	1.96	1.60
E3 MC		2.76	2.23	1.86
E3	36	2.53	2.01	1.64
E3 MC		2.84	2.30	1.91

Com os valores dos momentos fletores, as tensões normais no topo e base do tubo foram calculadas utilizando a Equação 14. A Tabela 4. 26 mostra os valores das tensões normais máximas, determinadas no topo dos tubos. São também apresentados os graus das ligas de aço-carbono adequadas para cada modelo.

Tabela 4. 26 - Tensões normais máximas para os modelos E3 MC

Modelos E3 MC								
H=0.5m			H=0.75m			H=1.0m		
e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau	e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau	e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau
8	233.89	X70	8	170.09	X52	8	132.18	X42
19.1	53.89	X42	19.1	39.33	X42	19.1	30.68	X42
36	15.42	X42	36	11.27	X42	36	8.80	X42

Os graus da liga aço-carbono empregados são os mesmos quando comparados com os modelos E3.

As Tabela 4. 27 e Tabela 4. 28 apresentam as tensões normais no topo do tubo ($\sigma_{\max}$) e na base do tubo (σ_n) para os modelos E3 e E3 MC. Observa-se que as tensões máximas ainda ocorrem no topo do tubo para os modelos E3 MC, mas são de mesma ordem de grandeza que as dos modelos E3. É na base que estão as maiores diferenças entre os dois modelos, em média 14.2% maiores para os modelos E3 MC. Observa-se também que, ao aumentar a rigidez do tubo, as tensões normais no topo e na base se tornam próximas.

Tabela 4. 27 - Tensões máximas, localizadas nos topos dos tubos, para os modelos E3 e E3 MC

$\sigma_{\max}$ (MPa) - Topo do tubo				
Modelo	Espessura (mm)	H=0.5 m	H=0.75 m	H=1.0 m
E3	8	238.5	172.9	134.1
E3 MC		233.9	170.1	132.2
E3	19.1	54.8	39.7	30.8
E3 MC		53.9	39.3	30.7
E3	36	15.7	11.4	8.8
E3 MC		15.4	11.3	8.8

Tabela 4. 28 - Tensões normais na base dos tubos, para os modelos E3 e E3 MC

σ_n (MPa) - Base do tubo				
Modelo	Espessura (mm)	H=0.5 m	H=0.75 m	H=1.0 m
E3	8	149.5	121.9	101.7
E3 MC		171.0	139.3	116.9
E3	19.1	40.7	32.4	26.6
E3 MC		45.7	37.0	30.8
E3	36	11.9	9.4	7.7
E3 MC		13.3	10.8	9.0

A Tabela 4. 29 mostra as deformações verticais nos modelos E3 MC. Ao serem comparadas com as deformações correspondentes aos modelos E3 (Tabela 7. 19) observa-se que as deformações são de mesma ordem de grandeza. As Figura 4. 44 e Figura 4. 45 mostram as curvas de isovalores correspondentes aos deslocamentos para os modelos de 8 mm de espessura de parede do tubo, 0.5 m de altura de solo sobre o tubo, quando o carregamento móvel está sobre a tubulação. A maior diferença está nos deslocamentos do solo da base. Se a deformação do tubo é de mesma ordem de grandeza para ambos os casos, o deslocamento vertical da base se traduz em recalques do solo e da tubulação.

A diferença máxima entre os recalques correspondentes aos modelos E3 e E3 MC é de 1 mm. Ou seja, por mais que as regiões mal compactadas possam causar um aumento das tensões verticais no solo e tensões normais no tubo na região da sua base, isso não se traduz em real aumento na deformação do tubo, nem recalque do solo e tubo ou mudança no grau da liga aço-carbono. Portanto, conclui-se que para tubos de diâmetro 0.508 m, a eventual má compactação das regiões laterais próximas à base do tubo não traz grandes consequências negativas caso o módulo de elasticidade do solo nessas regiões sejam da ordem de 3.300 kPa e o módulo de elasticidade do solo de aterro for de aproximadamente 10.000 kPa.

Apesar dos resultados obtidos por este trabalho mostrarem que a eventual má compactação das regiões laterais à base do tubo não trazem grandes consequências negativas, diante dos benefícios obtidos pela boa compactação do solo mostrados nas análises de tensões verticais no solo, momento fletor e tensão normal no tubo, recomenda-se sempre a realização de boa compactação do solo circundante ao tubo, bem como o esforço para que as regiões laterais próximas à base do tubo fiquem bem compactadas. Também recomenda-se que os resultados aqui apresentados sobre os efeitos de uma má compactação localizada nas laterais da base do tubo não sejam considerados como referências infalíveis, mas que estimulem a pesquisa e a investigação de tais efeitos.

Tabela 4. 29 - Deformação dos tubos para os modelos E3 MC

Espessura (mm)	E3 MC		
	ε_v (%)		
	H=0.5 m	H=0.75 m	H=1.0 m
8	1.83	1.37	1.11
19.1	0.19	0.14	0.11
36	0.03	0.02	0.02

Figura 4. 44 - Deslocamentos verticais (m) para o modelo $e=8$ mm, $H=0.5$ m, E3, carregamento sobre o tubo.**Figura 4. 45** - Deslocamentos verticais (m) para o modelo $e=8$ mm, $H=0.5$ m, E3 MC, carregamento sobre o tubo.

Capítulo 5

Conclusão

Uma série de 630 simulações numéricas através do método dos elementos finitos (MEF) foi realizada com o intuito de estudar as consequências da passagem de um carregamento móvel sobre um tubo metálico enterrado. Das análises realizadas pode-se constatar que:

- O aumento da espessura da camada de solo que recobre a tubulação causam uma diminuição de 15% a 55% das tensões verticais no solo, momentos fletores, tensões normais e deformações no tubo.
- Com o aumento da rigidez do solo de aterro, ou seja, aumento do grau de compactação as tensões verticais no solo se reduzem em até 36%. Os momentos fletores e as tensões normais máximos no tubo também são reduzidos em até 46% e deformações em até 35%.
- O método analítico proposto por Watkins e Anderson (1999) mostrou-se bastante limitado, fornecendo valores inferiores àqueles determinados através da modelagem numérica.
- Foi verificada qual a liga de aço-carbono é mais adequada para cada um dos modelos. Mais de 90% dos modelos podem utilizar a liga com grau X42. Observa-se que quanto mais bem compactado o solo do aterro e base, menor o grau necessário para a liga.
- Todos os tubos apresentam deformações inferiores a 3% e respeitam os valores limites recomendados pela literatura.
- Foram ajustadas equações do tipo $\varepsilon = a + b \times \exp(e, c)$ para calcular a deformação de um tubo de 0.508 m de diâmetro, de espessura entre 8 mm e 36 mm, enterrado a uma profundidade de 0.5m a 1.0m, submetido a um carregamento móvel de 700 kPa aplicado numa área de 0.2 m × 1.0 m, posicionada exatamente sobre ele.
- O problema da má compactação do solo na lateral do tubo, próximo à base, foi estudado. Foi considerado que essas regiões apresentam um módulo de elasticidade da ordem de um terço daquele do aterro. Observa-se que a má compactação dessas regiões acarretou num acréscimo médio de 14.5% das

tensões verticais no solo, tensões normais e momentos fletores na base do tubo. Entretanto, não ocorreram acréscimos nas deformações diametrais, quando comparado com os modelos originais. Também não ocorreram alterações no grau da liga aço-carbono especificada para os modelos originais. Apesar dos resultados serem positivos, recomenda-se intensamente a pesquisa e a investigação de das consequências da má compactação localizada, descartando os resultados encontrados como referências infalíveis.

- Foi proposto um novo procedimento para moldagem de corpos de prova de areia fofa para a realização de ensaios triaxiais, utilizando uma suspensão de amido de milho.

Capítulo 6

Referências Bibliográficas

- Norma Brasileira ABNT NBR 7188 (1984) Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestres.
- Norma Brasileira ABNT NBR 6508 (1984) Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica.
- Norma Brasileira ABNT NBR 12051 (1991) Solo - Determinação do índice de vazios mínimo de solos não-coesivos - Método de ensaio.
- American Concrete Pipe Association (1993). Concrete pipe technology handbook: a presentation of historical and current state-of-the-art design and installation methodology. Irving, ACPA.
- AWWA C150 - A21.50 (1996) Thickness Design of Ductile Iron Pipe.
- DNIT (2006) Manual de estudos de tráfego. Ministério dos Transportes. Publicação IPR 723. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.
- Akinay E. e Kilic H. (2010) Use of empirical approaches and numerical analyses in design of buried flexible pipes. Scientific Research and Essays. Vol 5(24), pp. 3972-3986, December, 2010.
- Alves, E. C. e Viana, P. M. F. (2006) Estudo de alturas mínimas de vala para dutos enterrados. Unidade Universitária de Ciências Exatas e Tecnológicas, UEG, Brasil.
- Bardet, J-P. (1997) Experimental Soil Mechanics. Prentice-Hall, Inc. Upper saddle River, New Jersey.
- Beer, G. e Meek, J.L. (1981) Infinite Domain Elements. International Journal Numerical Meth. Eng., 17, pp. 43-52.
- Bueno, B. S. e Costa, Y. D. J. (2009) Dutos enterrados: aspectos geotécnicos. São Carlos: EESC-USP.
- Burns, J. Q. e Richard, R. M. (1964) Attenuation of stresses for buried cylinders. In: Symposium on soil-structure interaction. Proceedings. Tucson, Arizona, p. 378-392.
- Caballero, F. A. M. (2010) Análise dos processos de curvamento de dutos. Monografia (Pós-Graduação de Petróleo e Gás). Universidade Castelo Branco. Rio de Janeiro.

- Chen, W.F. e Zhang, H. (1991) Structural plasticity: Theory, problems, and CAE Software. Springer-Verlag.
- Clarke, N. W. B.; Young O. C. (1962) Loads on underground pipe caused by vehicle wheels. ICE Proceedings, Vol 21, Issue 1, 01 January 1986, pp. 91-114.
- Clough, R. W. e Woodward, R. J. (1967) Analyses of embankment stresses and deformations, JSMFD, ASCE, v.93, sm-4, p.529-549.
- Costa, R. S. (2005) Um novo equipamento triaxial para ensaios de solos na condição de deformação plana. Dissertação (Mestrado) Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro.
- El Debs, M. K. (2003) Projeto estrutural de tubos circulares de concreto. São Paulo, IBTS.
- Emery, J.J.; Finn, W. D. Liam, e Lee, K. W. (1973) Uniformity of saturated sand specimens. Evaluation of Relative Density and Its Role in Geotechnical Projects Involving Cohesionless Soils, ASTM STP 523, American Society for Testing and Materials, pp. 182-194.
- Fernandes Jr., J.L. (1995) Investigação dos fatores efetivos do carregamento de tráfego sobre a performance do pavimento. Tese (Doutorado), Universidade de São Paulo.
- Ferreira, A. M.; Gerscovich, D. M. S. e Sieira, A. C. C. F. (2006) Análise numérica do comportamento mecânico de dutos enterrados. II Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos, II GEOJOVEM. v.CD-ROM. 6pgs
- GEO-SLOPE Int. Ltd (2009) Stress-deformation modeling with SIGMA/W 2007, An Engineering Methodology. 4th Edition, May 2009.
- Geotechnical Engineering Bureau (2013) Geotechnical Design Manual. New York State Department Of Transportation.
- Gerscovich, D. M. S.; Sieira, A. C. C. F.; Ferreira, A. M. (2008) Numerical simulation of the mechanical behavior of buried pipes in trench. The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), Goa, India.
- Gondle, R. e Siriwardane, H. (2008) Finite element modeling of long term performance of buried pipes. The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), Goa, India.

- Gumbel, J.E.; O'Reilly, M.P.; Lake, L.M.; Carder, D.R. (1982) The development of a new design method for buried flexible pipes. In: Proceedings Europipe Conference, Bastle, paper 8, p.87-98.
- Hashash, N. (1991) Design and analysis of deeply buried polyethylene drainage pipes. Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Massachusetts.
- Hill, R. (1950) The mathematical theory of plasticity. Oxford University Press.
- Howard, A. K. (1972) Laboratory load tests on buried flexible pipe. Annual Conference. Bureau of Reclamation, Denver Federal Center, Denver, Colorado. Jun. 6, 1972.
- Katona, M. G. (1978) CANDE: a versatile soil-structure design and analysis computer program. Advances in Engineering Software, Vol. 1, No.1.
- Kawabata, T.; Ariyoshi, M.; Uchida, K.; Ling, H. I.; Nakase, H.; Sawada, Y. e Mohri, Y. (2004) Distribution of Traffic Loads for Shallowly Buried Pipe by D.E.M. Analyses. New pipeline technologies, security, and safety: Proceedings of the ASCE International Conference on Pipeline Engineering and Construction/Sponsored by the Technical Committee on Trenchless Installation of Pipelines (TIPS) of the Pipeline Division of ASCE.
- Kawabata T.; Ling, H. I.; Mohri, Y.; Shoda D. (2006) Behavior of buried flexible pipe under high fills and design implications. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE. pp. 1354-1359, October, 2006.
- Krizek, R. J. e Atmatzidis, D. K. (1977) Assessment of soil constitutive models for numerical analysis of buried concrete pipe systems. Concrete Pipe and the Soil-Structure System, ASTM STP 630. M. Bealey and J.D.Lemons, Eds.. American Society for Testing and Materials, 1977, pp. 76-90.
- Kulhawy, F. H. (1974) Finite element modeling criteria for underground openings in rock., Int. J. Rock Mech and Min. Sci. 11, pp. 465-472.
- Lynn, P.P. e Hadid, H.A. (1981) Infinite elements with $1/r^n$ type decay. Int. J. Num. Meth Engng., 17, pp. 347-355.
- Mesquita, E. L. A. e Rugani, L. L. (1997) Conformação dos aços-inoxidáveis. Literatura Técnica. Publicação. Dezembro 1997. ACESITA. Disponível em: www.acesita.com.br.
- Medina, F. (1981) An axisymmetric infinite element. Int. J. Num. Engng., 17, pp. 1177-1185.
- Mohri, Y.; Tsurumaru, Y.; Asano, I. (1990) Measured performance and numerical analysis of buried pipe. In: Pipeline Design and Installation: Proceedings of International Conference, Las Vegas, p.535-545.

- Moser, A. P. (2001) Buried pipe design. 2th Edition. Publisher McGraw-Hill Companies. United States of America.
- Moser, A. P. e Folkman, S. (2008) Buried pipe design. 3th Edition. Publisher McGraw-Hill Companies. United States of America.
- Pacheco, L. de A. (2006) Modelagem física e numérica de um duto enterrado em areia sujeito a deslocamento lateral. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil para obtenção do Título de Mestre em Ciências (M. Sc.)), COPPE/UFRJ. Outubro de 2006.
- Pocock, R. G.; Lawrence, G. J. L. e Taylor, M. F. (1980) Behaviour of a shallow buried pipeline under static and rolling wheel loads. TRRL Laboratory Report 954.
- Potter (1985) Effects of Vehicles on buried, high-pressure pipe. Journal of Transportation Engineering, Vol. III, No. 3, May, 1985.
- Prakash, S.; Nayak, G. C.; Gupta, R. (1976) Analysis of buried pipe under embankment. International Conference on Numer Methods in Geomechanics . Virginia Polytechnical Institute and State University, Blacksburg, June 1976.
- Rakitin, B. e Xu, M. (2014) Centrifuge modeling of large diameter underground pipes subjected to heavy traffic loads. Canadian Geotechnical Journal, 51(4): 353-368, 10.1139/cgj-2013-0253
- Saboya Jr, F.; Leite, M. H. S. e Vargas Jr., E. A. (1986) Um estudo sobre a aplicação de elementos infinitos na análise de escavações subterrâneas em meios anisotrópicos.
- Sargand, S. M.; Hazen, G. A.; Hurd, J. O. (1992) Structural evaluation of box culverts. Journal of structural engineering, v.118, n.12, p.3297-3314.
- Seed, R.B. e Yu Ou, C. (1986) Measurements and analyses of compaction effects on long span culvert. Transportation Research Record 1087, Washington, p.37-45.
- Sezen, H.; Yeau, K. e Fox, P. (2008) In-situ load testing of corrugated steel pipe-arch culverts. Journal of Performance of Constructed Facilities, 22, Special Issue: Assessment and evaluation of existing structures by means of in-situ load testing and structural monitoring: 245-252.
- Silveira, K. D. (2001) Análise paramétrica do comportamento de condutos enterrados flexíveis e de grande diâmetro. Dissertação (Mestre) Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos EESC/USP, São Carlos.
- Simmondst, S. H. e Playdon, D. K. (1988) Modelling Soil-Structure Interaction Construction. Computers & Structures. Vol. 28, No. 2, pp. 283-288.

- Sharma, S.; Hardcastle, J. H. (1993) Evaluation of culvert deformations using finite element method. Transportation Research Record 1415, Washington, p.32-39.
- Spangler, M. G. (1941) The structural design of flexible pipe culverts. Bul. 153. Iowa Eng. Expt. Station
- Spangler, M. C. (1962) Culverts and conduits. In: LEONARDS, G. A., ed. Foundation engineering. New York: McGraw-Hill. Cap.11, p.965-999.
- Viana, P. M. (1998) Conduitos enterrados: redução de esforços sobre a estrutura. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos. 157p.
- Viana, P. M. F. (2003) Geovalva: um novo processo construtivo para dutos enterrados. Tese (Doutorado em Engenharia Civil – Geotecnia) Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos EESC/USP, São Carlos.
- Tan, Z. e Moore, I. D. (2007) Effect of backfill erosion on moments in buried rigid pipes. TRB 2007 Annual Meeting CD-ROM
- Taylor, M. E. e Lawrence, G. J. L. (1985) Measuring the effects of traffic induced stresses on small diameter pipeline. Pipe and pipeline international, 30 (2): 15-19.
- Tognon, A. R.; Rowe, R. K. e Brachman, R. W. I. (1999) Evaluation of side wall friction for a buried pipe testing facility. Geotextiles and Geomembranes 17 (1999) 193-212.
- Trautmann e O'Rourke (1985) Lateral force-displacement response of buried pipe. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. III, No. 9, September, 1985.
- Trautmann, O'Rourke, Kulhawy (1985) Uplift force-displacement response of buried pipe. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. III, No. 9, September, 1985.
- Tschebotarioff, G. P. (1978) Fundações, Estruturas de Arrimo e Obras de Terra: A arte de Projetar e Construir e suas Bases Científicas na Mecânica dos Solos. Ed. Freitas de Quadros, McGraw-Hill, São Paulo, 524p.
- Tsuha, C. H. C. (2007) Modelo teórico para capacidade de carga à tração de estacas metálicas helicoidais em solo arenoso. Tese (Doutorado em Engenharia Civil – Geotecnia) Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos EESC/USP, São Carlos.
- Watkins, R.K. e Anderson, L.R. (1999) Structural mechanics of buried pipes. CRC Press, New York, NY.

- Young, O. C.; Trott, J. J. (1984) Buried and Rigid Pipes. Structural Design of Pipelines. London e New York. Elsevir Applied Science Publishers.
- Zaidler, W. (1983) Projetos estruturais de tubos enterrados. São Paulo: Pini.
- Zienliewicz, O. C.; Emson, C. e Bettess, P. (1983) A novel boundary infinite element. Int. J. Num. Meth. Engng., 19, pp. 393-404.

Capítulo 7

Anexos

7.1 Tensão normal

Tabela 7. 1 - Tensão normal máxima e grau da liga aço-carbono para cada um dos modelos E1 C1

Modelos E1 C1								
H=0.5m			H=0.75m			H=1.0m		
e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau	e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau	e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau
8	307.09	X90	8	201.81	X60	8	146.07	X46
9.5	232.70	X70	9.5	154.27	X46	9.5	112.84	X42
11.1	177.39	X52	11.1	118.32	X42	11.1	87.13	X42
12.7	138.66	X42	12.7	92.91	X42	12.7	68.66	X42
14.3	110.87	X42	14.3	74.55	X42	14.3	55.18	X42
15.9	90.44	X42	15.9	60.97	X42	15.9	45.18	X42
17.5	75.06	X42	17.5	50.70	X42	17.5	37.60	X42
19.1	63.23	X42	19.1	42.76	X42	19.1	31.74	X42
20.6	54.48	X42	20.6	36.89	X42	20.6	27.38	X42
22.2	46.98	X42	22.2	31.84	X42	22.2	23.65	X42
25.4	35.95	X42	25.4	24.40	X42	25.4	18.13	X42
26.5	33.03	X42	26.5	22.43	X42	26.5	16.67	X42
30	25.78	X42	30	17.53	X42	30	13.04	X42
31	24.14	X42	31	16.42	X42	31	12.21	X42
36	17.90	X42	36	12.18	X42	36	9.07	X42

Tabela 7. 2 - Tensão normal máxima e grau da liga aço-carbono para cada um dos modelos E1 C2

Modelos E1 C2								
H=0.5m			H=0.75m			H=1.0m		
e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau	e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau	e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau
8	307.92	X90	8	208.72	X65	8	155.08	X46
9.5	227.81	X70	9.5	155.27	X46	9.5	115.75	X42
11.1	170.59	X52	11.1	116.59	X42	11.1	87.07	X42
12.7	131.85	X42	12.7	90.25	X42	12.7	67.47	X42
14.3	104.68	X42	14.3	71.73	X42	14.3	53.66	X42
15.9	85.00	X42	15.9	58.29	X42	15.9	43.63	X42
17.5	70.34	X42	17.5	48.26	X42	17.5	36.14	X42
19.1	59.13	X42	19.1	40.59	X42	19.1	30.41	X42
20.6	50.88	X42	20.6	34.94	X42	20.6	26.19	X42
22.2	43.83	X42	22.2	30.12	X42	22.2	22.58	X42
25.4	33.50	X42	25.4	23.04	X42	25.4	17.28	X42
26.5	30.78	X42	26.5	21.17	X42	26.5	15.88	X42
30	24.01	X42	30	16.53	X42	30	12.41	X42
31	22.48	X42	31	15.48	X42	31	11.62	X42
36	16.66	X42	36	11.49	X42	36	8.63	X42

Tabela 7. 3 - Tensão normal máxima e grau da liga aço-carbono para cada um dos modelos E2 C1

Modelos E2 C1								
H=0.5m			H=0.75m			H=1.0m		
e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau	e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau	e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau
8	290.68	X90	8	190.73	X56	8	137.81	X42
9.5	223.24	X65	9.5	148.00	X46	9.5	107.77	X42
11.1	171.74	X52	11.1	114.58	X42	11.1	83.94	X42
12.7	134.99	X42	12.7	90.41	X42	12.7	66.50	X42
14.3	108.30	X42	14.3	72.71	X42	14.3	53.62	X42
15.9	88.54	X42	15.9	59.53	X42	15.9	43.98	X42
17.5	73.59	X42	17.5	49.54	X42	17.5	36.64	X42
19.1	62.05	X42	19.1	41.81	X42	19.1	30.96	X42
20.6	53.49	X42	20.6	36.07	X42	20.6	26.73	X42
22.2	46.16	X42	22.2	31.15	X42	22.2	23.09	X42
25.4	35.34	X42	25.4	23.88	X42	25.4	17.72	X42
26.5	32.48	X42	26.5	21.95	X42	26.5	16.29	X42
30	25.36	X42	30	17.16	X42	30	12.74	X42
31	23.75	X42	31	16.07	X42	31	11.94	X42
36	17.60	X42	36	11.93	X42	36	8.87	X42

Tabela 7. 4 - Tensão normal máxima e grau da liga aço-carbono para cada um dos modelos E2 C2

Modelos E2 C2								
H=0.5m			H=0.75m			H=1.0m		
e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau	e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau	e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau
8	294.12	X90	8	199.87	X60	8	149.16	X46
9.5	219.88	X65	9.5	150.36	X46	9.5	112.62	X42
11.1	165.66	X52	11.1	113.61	X42	11.1	85.26	X42
12.7	128.43	X42	12.7	88.22	X42	12.7	66.28	X42
14.3	102.10	X42	14.3	70.19	X42	14.3	52.77	X42
15.9	83.00	X42	15.9	57.10	X42	15.9	42.95	X42
17.5	68.72	X42	17.5	47.31	X42	17.5	35.60	X42
19.1	57.81	X42	19.1	39.81	X42	19.1	29.97	X42
20.6	49.75	X42	20.6	34.28	X42	20.6	25.81	X42
22.2	42.54	X42	22.2	29.56	X42	22.2	22.26	X42
25.4	32.78	X42	25.4	22.62	X42	25.4	17.04	X42
26.5	30.12	X42	26.5	20.78	X42	26.5	15.67	X42
30	23.50	X42	30	16.23	X42	30	12.24	X42
31	22.01	X42	31	15.20	X42	31	11.47	X42
36	16.31	X42	36	11.28	X42	36	8.52	X42

Tabela 7. 5 - Tensão normal máxima e grau da liga aço-carbono para cada um dos modelos E3

Modelos E3								
H=0.5m			H=0.75m			H=1.0m		
e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau	e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau	e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau
8	238.51	X70	8	172.95	X52	8	134.11	X42
9.5	189.44	X56	9.5	137.75	X42	9.5	106.95	X42
11.1	148.44	X46	11.1	107.94	X42	11.1	83.74	X42
12.7	117.75	X42	12.7	85.54	X42	12.7	66.33	X42
14.3	94.95	X42	14.3	68.93	X42	14.3	53.44	X42
15.9	77.86	X42	15.9	56.51	X42	15.9	43.79	X42
17.5	64.84	X42	17.5	47.04	X42	17.5	36.49	X42
19.1	54.76	X42	19.1	39.73	X42	19.1	30.78	X42
20.6	47.25	X42	20.6	34.29	X42	20.6	26.56	X42
22.2	40.82	X42	22.2	29.62	X42	22.2	22.94	X42
25.4	31.30	X42	25.4	22.72	X42	25.4	17.60	X42
26.5	28.79	X42	26.5	20.89	X42	26.5	16.18	X42
30	22.51	X42	30	16.34	X42	30	12.66	X42
31	21.09	X42	31	15.31	X42	31	11.86	X42
36	15.66	X42	36	11.38	X42	36	8.81	X42

Tabela 7. 6 - Tensão normal máxima e grau da liga aço-carbono para cada um dos modelos E4

Modelos E6 C1								
H=0.5m			H=0.75m			H=1.0m		
e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau	e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau	e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau
8	182.29	X56	8	130.11	X42	8	100.08	X42
9.5	155.77	X46	9.5	112.54	X42	9.5	87.10	X42
11.1	129.69	X42	11.1	94.19	X42	11.1	73.10	X42
12.7	107.32	X42	12.7	78.07	X42	12.7	60.62	X42
14.3	89.04	X42	14.3	64.77	X42	14.3	50.26	X42
15.9	74.38	X42	15.9	54.06	X42	15.9	41.94	X42
17.5	62.71	X42	17.5	45.56	X42	17.5	35.33	X42
19.1	53.40	X42	19.1	38.78	X42	19.1	30.07	X42
20.6	46.35	X42	20.6	33.65	X42	20.6	26.09	X42
22.2	40.20	X42	22.2	29.18	X42	22.2	22.62	X42
25.4	31.00	X42	25.4	22.50	X42	25.4	17.44	X42
26.5	28.54	X42	26.5	20.72	X42	26.5	16.05	X42
30	22.38	X42	30	16.25	X42	30	12.59	X42
31	20.98	X42	31	15.23	X42	31	10.45	X42
36	15.61	X42	36	11.34	X42	36	8.79	X42

Tabela 7. 7 - Tensão normal máxima e grau da liga aço-carbono para cada um dos modelos E5 C1

Modelos E5 C1								
H=0.5m			H=0.75m			H=1.0m		
e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau	e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau	e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau
8	219.43	X65	8	145.58	X46	8	107.49	X42
9.5	179.96	X56	9.5	120.94	X42	9.5	89.88	X42
11.1	145.18	X46	11.1	98.28	X42	11.1	73.33	X42
12.7	117.66	X42	12.7	79.95	X42	12.7	59.79	X42
14.3	96.27	X42	14.3	65.55	X42	14.3	49.08	X42
15.9	79.71	X42	15.9	54.35	X42	15.9	40.73	X42
17.5	66.83	X42	17.5	45.59	X42	17.5	34.19	X42
19.1	56.70	X42	19.1	38.70	X42	19.1	29.02	X42
20.6	49.08	X42	20.6	33.52	X42	20.6	25.14	X42
22.2	42.49	X42	22.2	29.02	X42	22.2	21.77	X42
25.4	32.68	X42	25.4	22.33	X42	25.4	16.76	X42
26.5	30.07	X42	26.5	20.55	X42	26.5	15.43	X42
30	23.64	X42	30	16.10	X42	30	12.09	X42
31	22.07	X42	31	15.09	X42	31	11.33	X42
36	16.40	X42	36	11.22	X42	36	8.43	X42

Tabela 7. 8 - Tensão normal máxima e grau da liga aço-carbono para cada um dos modelos E5 C2

Modelos E5 C2								
H=0.5m			H=0.75m			H=1.0m		
e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau	e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau	e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau
8	215.52	X65	8	141.23	X42	8	103.58	X42
9.5	177.47	X52	9.5	117.87	X42	9.5	87.07	X42
11.1	144.15	X42	11.1	96.56	X42	11.1	71.66	X42
12.7	117.61	X42	12.7	79.16	X42	12.7	58.92	X42
14.3	96.74	X42	14.3	65.35	X42	14.3	48.73	X42
15.9	80.42	X42	15.9	54.46	X42	15.9	40.67	X42
17.5	67.63	X42	17.5	45.86	X42	17.5	34.27	X42
19.1	57.50	X42	19.1	39.03	X42	19.1	29.19	X42
20.6	49.85	X42	20.6	33.86	X42	20.6	25.34	X42
22.2	43.21	X42	22.2	29.37	X42	22.2	21.99	X42
25.4	33.29	X42	25.4	22.65	X42	25.4	16.97	X42
26.5	30.64	X42	26.5	20.85	X42	26.5	15.63	X42
30	24.02	X42	30	16.35	X42	30	12.26	X42
31	22.51	X42	31	15.33	X42	31	11.50	X42
36	16.74	X42	36	11.41	X42	36	8.57	X42

Tabela 7. 9 - Tensão normal máxima e grau da liga aço-carbono para cada um dos modelos E5 C3

Modelos E5 C3								
H=0.5m			H=0.75m			H=1.0m		
e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau	e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau	e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau
8	238.47	X70	8	166.87	X52	8	128.05	X42
9.5	188.72	X56	9.5	132.97	X42	9.5	102.44	X42
11.1	146.87	X46	11.1	103.80	X42	11.1	80.13	X42
12.7	115.91	X42	12.7	82.02	X42	12.7	63.38	X42
14.3	93.14	X42	14.3	65.97	X42	14.3	50.99	X42
15.9	76.19	X42	15.9	53.99	X42	15.9	41.75	X42
17.5	63.35	X42	17.5	44.92	X42	17.5	34.74	X42
19.1	53.39	X42	19.1	37.88	X42	19.1	29.30	X42
20.6	46.05	X42	20.6	32.67	X42	20.6	25.27	X42
22.2	39.75	X42	22.2	28.21	X42	22.2	21.83	X42
25.4	30.45	X42	25.4	21.63	X42	25.4	16.74	X42
26.5	28.00	X42	26.5	19.89	X42	26.5	15.40	X42
30	21.88	X42	30	15.55	X42	30	12.05	X42
31	20.50	X42	31	14.57	X42	31	11.29	X42
36	15.21	X42	36	10.82	X42	36	8.39	X42

Tabela 7. 10 - Tensão normal máxima e grau da liga aço-carbono para cada um dos modelos E6 C1

Modelos E6 C1								
H=0.5m			H=0.75m			H=1.0m		
e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau	e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau	e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau
8	182.29	X56	8	202.20	X60	8	146.11	X46
9.5	155.77	X46	9.5	154.60	X46	9.5	112.90	X42
11.1	129.69	X42	11.1	118.60	X42	11.1	87.19	X42
12.7	107.32	X42	12.7	93.14	X42	12.7	68.72	X42
14.3	89.04	X42	14.3	74.76	X42	14.3	55.24	X42
15.9	74.38	X42	15.9	61.15	X42	15.9	45.24	X42
17.5	62.71	X42	17.5	50.86	X42	17.5	37.65	X42
19.1	53.40	X42	19.1	42.92	X42	19.1	31.79	X42
20.6	46.35	X42	20.6	37.03	X42	20.6	27.44	X42
22.2	40.20	X42	22.2	31.97	X42	22.2	23.70	X42
25.4	31.00	X42	25.4	24.52	X42	25.4	18.18	X42
26.5	28.54	X42	26.5	22.54	X42	26.5	16.71	X42
30	22.38	X42	30	17.63	X42	30	13.07	X42
31	20.98	X42	31	16.51	X42	31	12.25	X42
36	15.61	X42	36	12.27	X42	36	9.10	X42

Tabela 7. 11 - Tensão normal máxima e grau da liga aço-carbono para cada um dos modelos E6 C2

Modelos E6 C2								
H=0.5m			H=0.75m			H=1.0m		
e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau	e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau	e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau
8	206.92	X60	8	152.41	X46	8	120.13	X42
9.5	170.53	X52	9.5	126.54	X42	9.5	100.03	X42
11.1	136.21	X42	11.1	101.34	X42	11.1	80.22	X42
12.7	109.02	X42	12.7	81.21	X42	12.7	64.41	X42
14.3	88.37	X42	14.3	65.84	X42	14.3	52.31	X42
15.9	72.60	X42	15.9	54.13	X42	15.9	43.08	X42
17.5	60.48	X42	17.5	45.17	X42	17.5	36.00	X42
19.1	51.13	X42	19.1	38.18	X42	19.1	30.47	X42
20.6	44.12	X42	20.6	32.97	X42	20.6	26.34	X42
22.2	38.12	X42	22.2	28.56	X42	22.2	22.78	X42
25.4	29.23	X42	25.4	21.86	X42	25.4	17.48	X42
26.5	26.88	X42	26.5	20.11	X42	26.5	16.08	X42
30	21.02	X42	30	15.73	X42	30	12.58	X42
31	19.69	X42	31	14.74	X42	31	11.79	X42
36	14.62	X42	36	10.95	X42	36	8.77	X42

Tabela 7. 12 - Tensão normal máxima e grau da liga aço-carbono para cada um dos modelos E7

Modelos E7								
H=0.5m			H=0.75m			H=1.0m		
e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau	e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau	e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau
8	178.75	X52	8	127.60	X42	8	98.23	X42
9.5	153.40	X46	9.5	110.92	X42	9.5	85.91	X42
11.1	128.16	X42	11.1	93.18	X42	11.1	72.39	X42
12.7	106.33	X42	12.7	77.44	X42	12.7	60.20	X42
14.3	88.34	X42	14.3	64.35	X42	14.3	49.99	X42
15.9	73.88	X42	15.9	53.77	X42	15.9	41.76	X42
17.5	62.33	X42	17.5	45.34	X42	17.5	35.20	X42
19.1	53.11	X42	19.1	38.61	X42	19.1	29.97	X42
20.6	46.10	X42	20.6	33.51	X42	20.6	26.01	X42
22.2	40.00	X42	22.2	29.07	X42	22.2	22.56	X42
25.4	30.85	X42	25.4	22.42	X42	25.4	17.39	X42
26.5	28.40	X42	26.5	20.65	X42	26.5	15.98	X42
30	22.24	X42	30	16.19	X42	30	12.56	X42
31	20.88	X42	31	15.18	X42	31	11.78	X42
36	15.54	X42	36	11.30	X42	36	8.77	X42

Tabela 7. 13 - Tensão normal máxima e grau da liga aço-carbono para cada um dos modelos E8

Modelos E8								
H=0.5m			H=0.75m			H=1.0m		
e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau	e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau	e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau
8	173.89	X52	8	124.13	X42	8	95.66	X42
9.5	150.11	X46	9.5	108.62	X42	9.5	84.25	X42
11.1	126.02	X42	11.1	91.76	X42	11.1	71.38	X42
12.7	104.92	X42	12.7	76.53	X42	12.7	59.59	X42
14.3	87.37	X42	14.3	63.75	X42	14.3	49.61	X42
15.9	73.18	X42	15.9	53.36	X42	15.9	41.50	X42
17.5	61.81	X42	17.5	45.04	X42	17.5	35.01	X42
19.1	52.70	X42	19.1	38.38	X42	19.1	29.83	X42
20.6	45.76	X42	20.6	33.33	X42	20.6	25.90	X42
22.2	39.72	X42	22.2	28.92	X42	22.2	22.47	X42
25.4	30.65	X42	25.4	22.32	X42	25.4	17.34	X42
26.5	28.22	X42	26.5	20.55	X42	26.5	15.96	X42
30	22.14	X42	30	16.12	X42	30	12.52	X42
31	20.75	X42	31	15.12	X42	31	11.74	X42
36	15.45	X42	36	11.26	X42	36	8.74	X42

Tabela 7. 14 - Tensão normal máxima e grau da liga aço-carbono para cada um dos modelos E9

Modelos E9								
H=0.5m			H=0.75m			H=1.0m		
e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau	e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau	e (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Grau
8	166.74	X52	8	119.01	X42	8	91.85	X42
9.5	145.22	X46	9.5	105.20	X42	9.5	81.73	X42
11.1	122.84	X42	11.1	89.62	X42	11.1	69.85	X42
12.7	102.80	X42	12.7	75.17	X42	12.7	58.66	X42
14.3	85.91	X42	14.3	62.85	X42	14.3	49.03	X42
15.9	72.13	X42	15.9	52.75	X42	15.9	41.11	X42
17.5	61.02	X42	17.5	44.59	X42	17.5	34.74	X42
19.1	52.08	X42	19.1	38.04	X42	19.1	29.63	X42
20.6	45.27	X42	20.6	33.06	X42	20.6	25.74	X42
22.2	39.30	X42	22.2	28.69	X42	22.2	22.34	X42
25.4	30.35	X42	25.4	22.16	X42	25.4	17.25	X42
26.5	27.95	X42	26.5	20.41	X42	26.5	15.88	X42
30	21.93	X42	30	16.02	X42	30	12.47	X42
31	20.56	X42	31	15.02	X42	31	11.69	X42
36	15.31	X42	36	11.18	X42	36	8.71	X42

7.2 Deformação diametral vertical

A seguir estão as tabelas com a deformação diametral vertical máxima ($\epsilon_{\max}$) para cada um dos modelos. Cada modelo também foi classificado quanto à rigidez, segundo a classificação de Zaidler (1983), sendo utilizado um sistema de cores. Azul indica tubos flexíveis, amarelo, tubos semirrígidos e vermelho indica tubos rígidos.

Tabela 7. 15 – Deformação diametral vertical máxima dos modelos E1 C1

e (mm)	Modelos E1 C1		
	$\epsilon_{\max}(\%)$		
	H=0.5m	H=0.75m	H=1.0m
8	2.32	1.55	1.14
9.5	1.55	1.04	0.78
11.1	1.04	0.70	0.53
12.7	0.72	0.49	0.37
14.3	0.52	0.35	0.27
15.9	0.38	0.26	0.20
17.5	0.29	0.20	0.15
19.1	0.22	0.15	0.12
20.6	0.18	0.12	0.090
22.2	0.14	0.100	0.070
25.4	0.100	0.070	0.050
26.5	0.090	0.060	0.040
30	0.060	0.040	0.030
31	0.050	0.040	0.030
36	0.030	0.020	0.020

Tabela 7. 16 - Deformação diametral vertical máxima dos modelos E1 C2

e (mm)	Modelos E1 C2		
	$\varepsilon_{\max}$ (%)		
	H=0.5m	H=0.75m	H=1.0m
8	2.40	1.70	1.30
9.5	1.52	1.08	0.83
11.1	0.99	0.70	0.54
12.7	0.67	0.48	0.36
14.3	0.47	0.34	0.26
15.9	0.35	0.25	0.19
17.5	0.26	0.19	0.14
19.1	0.20	0.14	0.11
20.6	0.16	0.11	0.088
22.2	0.13	0.092	0.070
25.4	0.087	0.061	0.047
26.5	0.076	0.054	0.041
30	0.053	0.037	0.029
31	0.048	0.034	0.026
36	0.031	0.022	0.017

Tabela 7. 17 - Deformação diametral vertical máxima dos modelos E2 C1

e (mm)	Modelos E2 C1		
	$\varepsilon_{\max}$ (%)		
	H=0.5m	H=0.75m	H=1.0m
8	2.13	1.44	1.06
9.5	1.45	0.99	0.73
11.1	0.99	0.67	0.50
12.7	0.69	0.47	0.35
14.3	0.50	0.34	0.25
15.9	0.37	0.25	0.19
17.5	0.28	0.19	0.14
19.1	0.22	0.15	0.11
20.6	0.17	0.12	0.089
22.2	0.14	0.096	0.072
25.4	0.094	0.064	0.048
26.5	0.083	0.057	0.043
30	0.058	0.039	0.030
31	0.052	0.036	0.027
36	0.034	0.023	0.017

Tabela 7. 18 - Deformação diametral vertical máxima dos modelos E2 C2

e (mm)	Modelos E2 C2		
	$\varepsilon_{\max}$ (%)		
	H=0.5m	H=0.75m	H=1.0m
8	2.25	1.61	1.24
9.5	1.45	1.04	0.80
11.1	0.94	0.68	0.52
12.7	0.64	0.46	0.36
14.3	0.46	0.33	0.25
15.9	0.33	0.24	0.18
17.5	0.25	0.18	0.14
19.1	0.19	0.14	0.11
20.6	0.16	0.11	0.086
22.2	0.13	0.089	0.069
25.4	0.084	0.060	0.046
26.5	0.074	0.053	0.041
30	0.051	0.036	0.028
31	0.046	0.033	0.026
36	0.030	0.021	0.016

Tabela 7. 19 - Deformação diametral vertical máxima dos modelos E3

e (mm)	Modelos E3		
	$\varepsilon_{\max}$ (%)		
	H=0.5m	H=0.75m	H=1.0m
8	1.81	1.37	1.09
9.5	1.25	0.94	0.75
10.2	1.05	0.79	0.63
11.1	0.85	0.64	0.50
12.7	0.60	0.45	0.35
13.5	0.50	0.38	0.30
14.3	0.43	0.32	0.25
15.9	0.32	0.24	0.19
17.5	0.24	0.18	0.14
18.3	0.21	0.16	0.12
19.1	0.19	0.14	0.11
20.6	0.15	0.11	0.087
21.4	0.13	0.099	0.078
22.2	0.12	0.089	0.070
25.4	0.081	0.060	0.047
26.5	0.072	0.053	0.041
28	0.061	0.045	0.035
30	0.050	0.037	0.029
31	0.045	0.033	0.026
36	0.029	0.021	0.017

Tabela 7. 20 - Deformação diametral vertical máxima dos modelos E4

e (mm)	Modelos E4		
	$\varepsilon_{\max}$ (%)		
	H=0.5m	H=0.75m	H=1.0m
8	1.71	1.29	1.03
9.5	1.20	0.91	0.72
11.1	0.83	0.62	0.49
12.7	0.59	0.44	0.35
14.3	0.42	0.32	0.25
15.9	0.32	0.23	0.18
17.5	0.24	0.18	0.14
19.1	0.19	0.14	0.11
20.6	0.15	0.11	0.09
22.2	0.12	0.09	0.07
25.4	0.08	0.06	0.05
26.5	0.07	0.05	0.04
30	0.05	0.04	0.03
31	0.04	0.03	0.03
36	0.03	0.02	0.02

Tabela 7. 21 - Deformação diametral vertical máxima dos modelos E5 C1

e (mm)	Modelos E5 C1		
	$\varepsilon_{\max}$ (%)		
	H=0.5m	H=0.75m	H=1.0m
8	1.51	1.07	0.82
9.5	1.11	0.79	0.61
11.1	0.79	0.57	0.44
12.7	0.58	0.41	0.32
14.3	0.42	0.30	0.23
15.9	0.32	0.23	0.18
17.5	0.25	0.17	0.13
19.1	0.19	0.11	0.11
20.6	0.15	0.14	0.085
22.2	0.12	0.088	0.068
25.4	0.084	0.060	0.046
26.5	0.074	0.053	0.040
30	0.051	0.037	0.028
31	0.047	0.033	0.025
36	0.030	0.021	0.016

Tabela 7. 22 - Deformação diametral vertical máxima dos modelos E5 C2

e (mm)	Modelos E5 C2		
	$\varepsilon_{\max}$ (%)		
	H=0.5m	H=0.75m	H=1.0m
8	1.43	1.00	0.76
9.5	1.07	0.75	0.57
11.1	0.78	0.55	0.42
12.7	0.57	0.40	0.31
14.3	0.43	0.30	0.23
15.9	0.32	0.23	0.17
17.5	0.25	0.18	0.13
19.1	0.20	0.14	0.11
20.6	0.16	0.11	0.085
22.2	0.13	0.090	0.069
25.4	0.086	0.061	0.047
26.5	0.076	0.054	0.041
30	0.053	0.037	0.029
31	0.048	0.034	0.026
36	0.031	0.022	0.017

Tabela 7. 23 - Deformação diametral vertical máxima dos modelos E5 C3

e (mm)	Modelos E5 C3		
	$\varepsilon_{\max}$ (%)		
	H=0.5m	H=0.75m	H=1.0m
8	1.77	1.35	1.08
9.5	1.21	0.92	0.74
11.1	0.81	0.62	0.50
12.7	0.56	0.43	0.34
14.3	0.40	0.31	0.25
15.9	0.30	0.23	0.18
17.5	0.23	0.17	0.14
19.1	0.17	0.13	0.11
20.6	0.14	0.11	0.085
22.2	0.11	0.085	0.068
25.4	0.075	0.057	0.046
26.5	0.066	0.050	0.040
30	0.046	0.035	0.028
31	0.042	0.032	0.025
36	0.027	0.020	0.016

Tabela 7. 24 - Deformação diametral vertical máxima dos modelos E6 C1

e (mm)	Modelos E6 C1		
	$\varepsilon_{\max}$ (%)		
	H=0.5m	H=0.75m	H=1.0m
8	1.28	0.96	0.77
9.5	0.98	0.74	0.59
11.1	0.72	0.54	0.43
12.7	0.53	0.40	0.32
14.3	0.40	0.30	0.24
15.9	0.30	0.22	0.18
17.5	0.23	0.17	0.14
19.1	0.18	0.13	0.11
20.6	0.15	0.11	0.085
22.2	0.12	0.088	0.069
25.4	0.080	0.059	0.046
26.5	0.071	0.052	0.041
30	0.049	0.036	0.028
31	0.045	0.033	0.026
36	0.029	0.021	0.017

Tabela 7. 25 - Deformação diametral vertical máxima dos modelos E6 C2

e (mm)	Modelos E6 C2		
	$\varepsilon_{\max}$ (%)		
	H=0.5m	H=0.75m	H=1.0m
8	1.58	1.24	1.01
9.5	1.11	0.87	0.71
11.1	0.77	0.60	0.49
12.7	0.54	0.42	0.34
14.3	0.39	0.30	0.25
15.9	0.29	0.22	0.18
17.5	0.22	0.17	0.14
19.1	0.17	0.13	0.11
20.6	0.13	0.10	0.085
22.2	0.11	0.084	0.069
25.4	0.072	0.056	0.046
26.5	0.064	0.050	0.041
30	0.044	0.034	0.028
31	0.040	0.031	0.025
36	0.026	0.020	0.016

Tabela 7. 26 - Deformação diametral vertical máxima dos modelos E7

e (mm)	Modelos E7		
	$\varepsilon_{\max}$ (%)		
	H=0.5m	H=0.75m	H=1.0m
8	1.25	0.94	0.75
9.5	0.96	0.73	0.58
11.1	0.71	0.54	0.43
12.7	0.53	0.40	0.31
14.3	0.39	0.30	0.23
15.9	0.30	0.22	0.18
17.5	0.23	0.17	0.14
19.1	0.18	0.13	0.11
20.6	0.15	0.11	0.085
22.2	0.12	0.087	0.069
25.4	0.079	0.059	0.046
26.5	0.070	0.052	0.046
30	0.049	0.036	0.028
31	0.044	0.033	0.026
36	0.029	0.021	0.017

Tabela 7. 27 - Deformação diametral vertical máxima dos modelos E8

e (mm)	Modelos E8		
	$\varepsilon_{\max}$ (%)		
	H=0.5m	H=0.75m	H=1.0m
8	1.21	0.92	0.73
9.5	0.93	0.71	0.57
11.1	0.70	0.53	0.42
12.7	0.52	0.39	0.31
14.3	0.39	0.29	0.23
15.9	0.29	0.22	0.18
17.5	0.23	0.17	0.13
19.1	0.18	0.13	0.11
20.6	0.14	0.11	0.085
22.2	0.12	0.087	0.068
25.4	0.079	0.058	0.046
26.5	0.070	0.052	0.041
30	0.048	0.036	0.028
31	0.044	0.033	0.026
36	0.028	0.021	0.016

Tabela 7. 28 - Deformação diametral vertical máxima dos modelos E9

e (mm)	Modelos E9		
	$\varepsilon_{\max}(\%)$		
	H=0.5m	H=0.75m	H=1.0m
8	1.16	0.88	0.70
9.5	0.90	0.69	0.55
11.1	0.68	0.52	0.41
12.7	0.50	0.38	0.31
14.3	0.38	0.29	0.23
15.9	0.29	0.22	0.17
17.5	0.22	0.17	0.13
19.1	0.18	0.13	0.104
20.6	0.14	0.11	0.084
22.2	0.11	0.086	0.068
25.4	0.078	0.058	0.046
26.5	0.069	0.051	0.040
30	0.048	0.036	0.028
31	0.043	0.032	0.025
36	0.028	0.021	0.016