

Estudos Numéricos de Dutos Enterrados

TALLES MOURA MENDONÇA

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE – UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES - RJ
JUNHO - 2003

Estudos Numéricos de Dutos Enterrados.

TALLES MOURA MENDONÇA

“Tese apresentada ao Centro de Ciência e Tecnologia, da Universidade Estadual do Norte Fluminense, como parte das exigências para obtenção de título de Mestre em Ciências de Engenharia”

Orientador: Prof. D.Sc. Aldo Durand Farfán

Dedico este trabalho à minha mãe Eleny Moura Mendonça, ao meu pai Paulo Roberto de Oliveira Mendonça e irmã Paula, pelo amor e apoio em toda minha vida.

AGRADECIMENTOS

Agradeço,

a Deus, por ter me dado saúde paz e tranqüilidade em mais uma etapa de minha vida;

à minha mãe Eleny, ao meu pai Paulo e a minha irmã Paula, por terem me dadas as condições necessárias à minha progressão pessoal, profissional e por estarem sempre ao meu lado;

à Bianka Araujo Bitar, por sua compreensão, amor e companheirismo durante essa caminhada;

aos familiares pelo amor e carinho;

ao meu orientador Professor Aldo Durand Farfán pela dedicação, disponibilidade, apoio, compreensão e incentivo durante o desenvolvimento dessa dissertação;

aos professores e funcionários do LECIV–UENF, em especial aos professores Fernando Saboya Albuquerque Jr, Sérgio Tibana, Paulo César de Almeida Maia e Maria da Glória Alves, pela ajuda e incentivo dado a este trabalho;

ao professor Paulo César de Almeida Maia por sua ajuda na revisão desta dissertação;

aos professores Celso Romanel e Eurípedes do Amaral Vargas Júnior pelo apoio e ajuda no período de intercâmbio, do projeto CAPES-PROCAD, que estive na PUC-RIO;

à PUC–RIO por disponibilizar sua infra-estrutura, fundamentais a revisão bibliográfica e aplicação de métodos numéricos.

à FENORTE – Fundação Estadual do Norte Fluminense pelo apoio financeiro durante todo o curso, fundamental a realização deste trabalho;

à CAPES pelo apoio financeiro prestado através do programa PROCAD – Análise de comportamento estrutural e geotécnico de dutos enterrados, o qual este trabalho estava inserido;

ao Sr. Allan Kardeck Lima e Sra. Marilena Lima Bompert pelo apoio e carinho prestados durante esses dois anos de curso.

aos amigos, em especial Fabrício Corrêa, Guilherme Soldati, Raimundo Nonato Farias, Elias dos Santos Jr, Renzo Cortez, Janaina Ribeiro, pelo companheirismo durante esses dois anos de curso;

aos amigos Alexandre Saré, Fabrício Mourão, Walber Correa, Ricardo Valente e Luciana Muniz Teixeira pela amizade e ajuda durante minha estadia na PUC-RIO;

aos colegas de Pós-Graduação pela convivência memorável ao longo deste tempo.

RESUMO

O problema da interação solo-duto tem sido objetivo de inúmeras pesquisas que visam o entendimento do comportamento mecânico do conjunto. Este entendimento é de fundamental importância no dimensionamento de dutos enterrados e semi-enterrados, os quais são utilizados para o transporte de óleo, gases, água, esgoto, etc.

Este trabalho analisa, por meio de avaliações e comparações com resultados físicos experimentais, obtidos através de pesquisas bibliográficas, resoluções de problemas mecânicos do tipo força vs. deslocamento, para dutos enterrados e semi-enterrados utilizando métodos numéricos.

Fez-se inicialmente a simulação numérica do comportamento de dutos rígidos, utilizados no transporte de óleo e gás, sob carregamento horizontal. As análises são realizadas através do Método dos Elementos Finitos e da Técnica da Análise Limite Numérica. Ainda para o problema, foi possível realizar um estudo analítico através de formulações cinemáticas, pelo método de Análise Limite. Consecutivamente é realizado um estudo inverso, para uma melhor definição dos parâmetros que governam o comportamento mecânico do solo subjacente ao duto e avaliar a correlação dos parâmetros envolvidos.

Simulações numéricas de dutos flexíveis enterrados também foram estudadas, objetivando a compreensão do fenômeno de transferência de cargas do solo sobrejacente ao duto. A análise foi feita através do Método dos Elementos Finitos e da Análise Limite Numérica.

Para os dois problemas foi verificado que os estudos numéricos e analíticos são válidos, com resultados próximos aos determinados nos ensaios físicos. No entanto, os resultados do estudo inverso formulado neste trabalho, não se mostraram adequados para as análises dos dutos rígidos.

ABSTRACT

The problem of the soil-pipe interaction has been objective of countless researches seeking the understanding of the group mechanical behavior. This understanding is fundamental to measurement of buried and semi-buried pipes, which they are used for the oil transport, gases, water, sewer, etc.

This dissertation analyzes, by evaluations and comparisons with results experimental, obtained through bibliographical researches, to resolutions of mechanical problems forces vs. displacement, for buried and semi-buried pipes using numerical methods.

Initially, was made the numeric simulation of the behavior of rigid pipes, used for oil and gas transportation, under horizontal loads. The analyses were carried out using numeric programs, which used the Finite Elements Method and the Technique of the Limit Analysis. Moreover, for this problem, could be carried out analytical study through, the Limit Analysis Method. Consecutively, a backanalysis is performed, for a better definition of the parameters that govern the mechanical behavior of the underlying soil to the pipe and to evaluate the correlation of the involved parameters.

Numerical simulations of buried flexible pipes were also carried out seeking the understanding of the phenomenon of transfer of loads of the soil to the pipe. The analysis was made through the Finite Elements Method and Limit Analysis.

For the two problems was verified that the numerical and analytical studies are valid. However, the backanalysis results, formulated in this work, weren't shown appropriate for the rigid pipe analysis studied.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 - Introdução.....	01
1.1. Objetivo e Metodologia.....	02
1.2. Justificativas do Estudo.....	03
1.3. Organização da Dissertação.....	05
CAPÍTULO 2 - Estudo do Comportamento Solo-Estrutura.....	07
2.1. Classificação dos Dutos Enterrados.....	07
2.2. Tensões Atuantes em Dutos Enterrados.....	08
2.2.1. O Arqueamento do Solo.....	09
2.2.2. Modelos Analíticos para Determinação das Tensões nos Dutos.....	09
2.2.2.1. Modelos Teóricos.....	09
2.2.2.2. Modelos Semi-Empíricos.....	13
2.3. Projeto de Estruturas Enterradas em Argilas Moles.....	21
2.4. Projeto de Estruturas Enterradas em Solos Compressíveis.....	22
2.5. Estudo por Métodos Numéricos.....	24
CAPÍTULO 3. Problema Inverso.....	27
3.1. Introdução.....	27
3.2. Identificação dos Parâmetros.....	30
3.3. Problema de Otimização sem Restrição.....	31
3.3.1 Algoritmos de Otimização.....	32
3.3.2. Evolução Numérica dos Gradientes.....	34
3.4. Análise de Sensibilidade.....	35
3.4.1. Identificabilidade.....	36
3.5. Análise de Resíduos.....	37
3.6. Interpretação das Estimativas.....	37
CAPÍTULO 4 – Estudos Físicos, Analíticos e Numéricos, e seus Resultados.....	39
4.1. Formulação Matemática para Problemas de Engenharia.....	39
4.1.1. Introdução.....	39
4.1.2. Equações Básicas da Elasticidade.....	40

4.2. Introdução ao Método dos Elementos Finitos.....	45
4.3. Estudo pelo Método da Análise Limite.....	50
4.3.1. Formulação Matemática.....	51
4.4. Resultados Experimentais.....	56
4.4.1. Análise Física Experimental Duto Rígido.....	56
4.4.2. Análise Física Experimental Duto Flexível.....	61
4.5. Resultados Através do Método da Análise Limite Analítica.....	63
4.5.1. Análise do duto a 100% do diâmetro.....	64
4.5.2. Análise do duto a 50% do diâmetro.....	66
4.6. Resultados Através do Método da Análise Limite Numérica.....	68
4.6.1. Modelo Duto Rígido.....	68
4.6.2. Modelo Duto Flexível.....	71
4.7. Resultados Através do Método dos Elementos Finitos.....	76
4.7.1. Resultados Através do Programa PLAXIS.....	77
4.7.1.1. Modelo Duto Rígido.....	78
4.7.1.2. Modelo Duto Flexível.....	85
4.7.2. Resultados Através do Programa ABAQUS Versão 6.1.	93
4.7.2.1. Comportamento do Material.....	93
4.7.2.2. Modelo de Elementos Finitos.....	94
4.8. Resultados da Análise Inversa.....	97
CAPÍTULO 5 - Conclusão.....	107
5.1. Sugestões a Futuros Trabalhos.....	109
Referências Bibliográficas.....	110

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1.	Comportamento dos dutos segundo a rigidez relativa.....	08
Tabela 2.2.	Mostra os valores de L_f (fator de carga relacionada ao berço).....	18
Tabela 4.1.	Parâmetros do solo.....	59
Tabela 4.2.	Parâmetros do duto.....	59
Tabela 4.3.	Resultados dos ensaios experimentais.....	61
Tabela 4.4.	Parâmetros relatados no trabalho de Talesnick.....	62
Tabela 4.5.	Resultados do Ensaio Físico e Análise Limite Analítica.....	67
Tabela 4.6.	Resultados do Ensaio Físico (IPT) e Análise Limite Analítica.....	71
Tabela 4.7.	Valores dos Ensaios Experimentais e da Simulação Numérica (Plaxis).....	84
Tabela 4.8.	Valores de deformações do duto (experimentais e numéricos)....	92
Tabela 4.9.	Resultados Experimentais e pelo Método de Elementos Finitos..	96
Tabela 4.10	Valores de sensibilidade.....	115

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1.	Acidente ocorrido na baía de Guanabara, Rio de Janeiro, 01/2000.....	04
Figura 1.2.	Acidente ocorrido na baía de Guanabara, Rio de Janeiro, 01/2000.....	05
Figura 1.3.	Acidente ocorrido na Serra do Mar, Paraná, 02/2001.....	05
Figura 2.1.	Forças atuantes em um elemento infinitesimal de solo.....	10
Figura 2.2.	Valores de C_w para diferentes tipos de solos	14
Figura 2.3.	Condições de instalações dos dutos.....	15
Figura 2.4.	Ábaco para determinação de C_w em relação a ϕ . Determinação do valor da carga máxima para dutos enterrados em valas.....	15
Figura 2.5.	Carga máxima de um duto enterrado saliente, para $\gamma = 100\text{lb/ft}^3$..	17
Figura 2.6.	Classes de Berços.....	17
Figura 2.7	Seqüência de carregamentos de dutos flexíveis enterrados.....	19
Figura 2.8	Ábaco para determinação do fator de arqueamento de dutos flexíveis em função da flexibilidade do anel ou pelo diâmetro do duto.....	20
Figura 2.9	Diagrama para um projeto de duto enterrado sujeito a pressões hidrostáticas externas.....	21
Figura 2.10	Conceitual seqüência do desempenho de dutos em solos compressíveis.....	22
Figura 2.11	Ábaco para determinação do coeficiente de Boussinesq.....	24
Figura 3.1.	Problema direto e problema inverso.....	28
Figura 3.2.	Principais componentes de um problema de cálculo de parâmetros.....	29
Figura 3.3.	Classes de problemas de otimização.....	31
Figura 3.4.	Classificação dos problemas de otimização sem restrição.....	32
Figura 3.5	Diagrama conceitual dos passos iterativos de um método de otimização.....	33
Figura 3.6	Definição de resíduo, erro de medida e erro de modelagem.....	37

Figura 4.1.	Descrição da deformação de um corpo.....	40
Figura 4.2.	Estado de tensões em um elemento infinitesimal.....	43
Figura 4.3.	Uma região plana de tensões dividida em elementos finitos.....	47
Figura 4.4.	Dutos de transporte de gás e óleo entre a plataforma de exploração e o navio de armazenamento.....	57
Figura 4.5.	Sistema de aplicação de carga.....	58
Figura 4.6.	Representação da caixa do ensaio físico.....	58
Figura 4.7.	Análise com 50%D do duto enterrado.....	60
Figura 4.8.	Análise com 100%D do duto enterrado.....	60
Figura 4.9.	Projeto do sistema de trincheira.....	62
Figura 4.10.	Teste de Carga - Deformação do duto.....	63
Figura 4.11.	Duto enterrado 100% D. (a) Geometria do problema; (b) Mecanismo de colapso circular e campo de velocidades cinematicamente admissíveis.....	65
Figura 4.12.	Duto enterrado 50% D. (a) Geometria do problema. (b) Mecanismo de colapso circular e campo de velocidades cinematicamente admissíveis.....	66
Figura 4.13.	Malha de Elementos Finitos e condições de contorno.....	69
Figura 4.14.	Distribuição do campo de velocidades.....	70
Figura 4.15.	Malha de Elementos Finitos e condições de contorno.....	70
Figura 4.16.	Distribuição do campo de velocidades.....	71
Figura 4.17.	Condições de contorno do problema.....	73
Figura 4.18.	Geração da malha.....	74
Figura 4.19.	Campo de velocidades.....	75
Figura 4.20.	Distribuição das tensões principais nodais.....	75
Figura 4.21.	Modelo matemático para 50% de embutimento do duto.....	79
Figura 4.22.	Geração da malha de Elementos Finitos.....	80
Figura 4.23.	Campo de deslocamentos.....	80
Figura 4.24.	Pontos de plastificação.....	81
Figura 4.25.	Modelo matemático para 100% de embutimento do duto.....	82

Figura 4.26. Geração da malha de Elementos Finitos.....	83
Figura 4.27. Campo de deslocamentos.....	83
Figura 4.28. Pontos de plastificação.....	84
Figura 4.29. Modelo matemático do problema.....	85
Figura 4.30. Geração da malha.....	86
Figura 4.31. Gráfico deformação vs. peso espec. do aterro.....	87
Figura 4.32. Gráfico deformação vs. K_0 , para um peso espec. de 19kN/m ³	87
Figura 4.33. Distribuição da tensão vertical ao longo da profundidade no eixo do duto e a 2D de seu eixo.....	88
Figura 4.34. Distribuição da tensão horizontal ao longo da distância horizontal em relação ao eixo do duto.....	89
Figura 4.35. Deformação da malha ao final do projeto escala de deformações 2 vezes a deformação real.....	90
Figura 4.36. Trajetória de deslocamentos ao final do projeto.....	90
Figura 4.37. Campo de deslocamentos em isolinhas.....	91
Figura 4.38. Nós plastificados.....	91
Figura 4.39. Variação da tensão vertical ao longo da profundidade (eixo do duto).....	92
Figura 4.40. Modelagem realizada no Abaqus duto 100%D.....	95
Figura 4.41. Modelagem realizada no Abaqus duto 50%D.....	95
Figura 4.42. Análise força vs. deslocamento para 50% de embutimento.....	96
Figura 4.43. Análise força vs. deslocamento para 100% de embutimento.....	97
Figura 4.44. Resultado da sensibilidade do parâmetro c , com valores fixos de E e peso espec.....	100
Figura 4.45. Resultado da sensibilidade do parâmetro E , com valores fixos de c e peso espec.....	100
Figura 4.46. Resultado da sensibilidade do parâmetro peso espec., com valores fixos de c e E	101
Figura 4.47. Gráfico dos pontos mínimos para a variação de E vs. c	103
Figura 4.48. Gráfico dos pontos mínimos para a variação do peso espec vs. c	103
Figura 4.49. Gráfico dos pontos mínimos para a variação do peso espec vs. E	104

LISTA DE SÍMBOLOS

B	Largura do Berço
c	Coesão
C_b	Coefficiente de Boussinesq
c_i	Coesão na interface
C_p	Matriz de covariância dos parâmetros estimados
C_w	Fator de carregamento
D	Matriz de rigidez do material
D	Diâmetro do duto
D_{int}	Energia interna de dissipação
f	Forças de massa aplicadas no domínio
f_c	Força concentrada
$\mathbf{d}^{(k)}$	Vetor de direção de busca
$D_{0,01}$	Carga para o aparecimento de fissuras
E	Módulo de elasticidade
E_s^*	Módulo de deformabilidade do solo no estado plano de deformação
$F(p)$	Função objetivo
g	Gradiente da função objetivo
H	Penetração inicial do duto
H	Matriz de interpolação
H_σ	Matriz da função de interpolação do campo das tensões
H_u	Matriz da função de interpolação do campo das velocidades
I	Momento de inércia
I	Matriz identidade
J	Matriz de sensibilidade
k	Iteração
k_p	Coefficiente de empuxo passivo do solo
m	Número de medidas
N	Peso do duto submerso
N''	Fator de segurança

np	Número de parâmetros
p	Parâmetros
$p(0)$	Estimativa inicial do vetor de parâmetros
p^*	Vetor de parâmetros estimados
p^k	Vetor de parâmetros
P_{dl}	Pressão vertical devido ao peso próprio do solo
P_h	Força horizontal
P_{ll}	Pressão vertical no topo do duto, devido a forças acidentais na superfície
P_n	Pressão externa hidrostática normal máxima (crítica)
P_v	Pressão vertical total
q	Sobrecarga
R_e	Rigidez da estrutura
R_{int}	Fator de redução na interface
RR	Rigidez relativa
S_u	Resistência não drenada ao cisalhamento.
t	Forças aplicadas no contorno do sistema
\mathbf{u}	Vetor deslocamento
\dot{u}	Velocidade plástica do sistema
$\dot{\mathbf{u}}$	Campo de velocidades do elemento finito
$\hat{\mathbf{u}}$	Campo de velocidades nodais
V_0	Velocidade de deslocamento
W_d	Peso do duto
W_{ext}	Trabalho das forças externas.
W_s	Peso do solo
W	Carga devido ao peso próprio do solo;
W_c	Carga vertical atuante no duto
\tilde{y}	Valor verdadeiro
$\mathbf{y}(p)$	Resposta calculada pelo modelo
\mathbf{y}^*	Valores observadosP: Pressão atuante no duto
z	Profundidade do elemento infinitesimal
α_k	Tamanho do passo

δp_i	Perturbação na variável
Δp	Variação na variável corrente
ε	Deformação
$\dot{\varepsilon}^p$	Taxas de velocidades plásticas do sistema
λ	Fator de Colapso do sistema
ϕ	Ângulo de atrito do material
ϕ_i	Ângulo de atrito na interface, entre o solo e a estrutura
ϕ_{solo}	Ângulo de atrito do solo
γ	Peso específico do material
μ	Coefficiente de atrito
ν	Coefficiente de Poisson
y^*	Valores observadosP: Pressão atuante no duto
η	Vetor normal à superfície Γ_t
$\dot{\gamma}$	Fator de plastificação
ψ_i	Ângulo de dilatação na interface, entre o solo e a estrutura
ψ_{solo}	Ângulo de dilatação do solo
σ_v	Tensão vertical total
σ_c	Tensão à compressão simples
$\hat{\sigma}$	Campo de tensões nodais
σ^2	Desvio padrão
ρ	Coefficiente de correlação
Ω_0	Corpo deformável (domínio) na sua configuração inicial
Ω_f	Corpo deformável (domínio) na sua configuração final
Γ	Contorno do elemento

CAPÍTULO 1 - Introdução

O emprego de dutos pelo homem antecede provavelmente a história escrita. Foram descobertos vestígios de redes de tubulações nas ruínas da Babilônia, na China antiga. Os primeiros dutos metálicos foram feitos de chumbo, séculos antes da Era Cristã, havendo instalações completas com esse material nas termas da Roma Antiga. A primeira produção de dutos de ferro fundido começou na Europa Central, por volta do século XV. Os dutos de aço, que hoje dominam largamente quase todos os campos de aplicação industrial, são de desenvolvimento relativamente recente, datando de 1825 o primeiro duto de aço, fabricado na Inglaterra (Telles, 2001).

Segundo Spangler (1973), dutos enterrados dos tipos utilizados em abastecimento de água, coleta de esgoto, drenagem, redes elétricas e eletrônicas, tubulações de gás, petróleo e muitos outros tipos de serviços, são serviços de transporte que desenvolveram a vida humana desde o começo da civilização.

Em todo o mundo, a utilização de dutos enterrados tem crescido. Isto se deve, principalmente: ao menor custo das tubulações; às facilidades de transporte, instalação e manutenção; e certamente devido ao enorme benefício que se pode tecnicamente tirar da interação existente entre o duto e o solo circundante. Esta interação, de quantificação essencial para o dimensionamento destas estruturas, tem sido alvo de inúmeros estudos realizados pela comunidade geotécnica mundial. Apesar de ter merecido toda essa atenção, vários aspectos da interação solo-duto continuam sem esclarecimentos, impedindo que o desenvolvimento dos processos de cálculo possa acompanhar com a mesma velocidade a evolução dos processos de construção e do desenvolvimento dos materiais com que hoje se fabricam os dutos. O principal motivo deste descompasso certamente repousa na dificuldade de medir os esforços que atuam nas paredes do duto (Viana, 1998).

Entre os estudos atuais realizados no mundo, podemos destacar os modelos numéricos, os quais tem como objetivo simular carregamentos em dutos enterrados *in situ* e obter um melhor entendimento sobre tais estruturas sujeitas a cargas verticais e horizontais, aplicadas pelo peso próprio do solo, ou carregamento externos. Tais modelos numéricos, utilizados em muitos estudos, reproduzem o comportamento e o carregamento do solo nos dutos enterrados. Para este estudo

são utilizados parâmetros do solo, da tubulação e da interface solo-duto. O estudo é usado em projetos, e análises de risco.

Para o estudo, é de fundamental importância conhecer o estado de tensões no solo. Isto permite avaliar o desempenho estrutural de dutos enterrados.

1.1. Objetivo e Metodologia

O presente trabalho tem por objetivo estudar os deslocamentos e deformações do conjunto solo-duto enterrado, ou semi-enterrado, quando submetido a esforços externos e tensões geradas pelo peso próprio do solo.

Faz-se, especificamente, a avaliação comparativa dos métodos numéricos e analíticos para resolução de problemas de dutos enterrados.

Para verificação e validação do estudo foram utilizados resultados de ensaios físicos. Os ensaios fornecem os parâmetros e resultados das análises tensão-deformação do conjunto solo-estrutura.

Através dos resultados destes pode-se verificar primeiramente, o comportamento do sistema solo-estrutura a um duto rígido carregado horizontalmente; e posteriormente, o desempenho de um duto flexível, sob ação do peso próprio do solo sobrejacente.

Os métodos numéricos e analíticos para a investigação na análise, com um duto rígido, temos:

- i) Método de análise limite numérica (ALN), utilizando-se o programa LIMAG (Farfán, 2000);
- ii) Método dos elementos finitos (MEF), através dos programas ABAQUS (Hibbit et al., 2000) e PLAXIS (BRINKGREV e Vermeer., 1998);
- iii) Método de análise limite por meio de procedimentos analíticos.

Para o segundo caso (duto flexível), utiliza-se os seguintes métodos:

- i) Método de análise limite numérica (ALN), através do programa LIMAG;
- ii) Método dos elementos finitos (MEF), por meio do programa: PLAXIS.

O ensaio com duto rígido utilizado no programa físico experimental foi realizado no Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT) em 1999, descrito por Rosas (2001). Este ensaio reproduz aproximadamente as condições reais de um duto que repousa no fundo marinho, que é utilizado para o transporte de óleo e gás das plataformas de exploração até os navios de estocagem.

Utiliza-se no estudo do comportamento do duto rígido programas numéricos que avaliam o comportamento mecânico do solo e do conjunto solo-estrutura através de formulações numéricas. Os programas PLAXIS, LIMAG e ABAQUS são utilizados para esta análise.

Para o experimento com duto rígido, é proposto ainda, um estudo inverso. Este estudo visa comparar parâmetros, que caracterizam o comportamento mecânico do solo, como: resistência não-drenada, módulo de elasticidade e peso específico do solo. Estes parâmetros são importantes para o entendimento do comportamento mecânico do solo e do conjunto solo-estrutura, em solos coesivos saturados em condições não-drenadas.

Para o problema com dutos flexíveis, são escolhidos os resultados de um ensaio de campo para investigar a ruptura de um duto enterrado, utilizado para drenagem de esgoto em Israel (Talesnick e Baker, 1999). Através de um estudo numérico, utilizando os programas LIMAG e PLAXIS, é verificada a possibilidade de reproduzir e analisar o comportamento do solo e da estrutura e, utilizando o programa PLAXIS, a possibilidade de simular o comportamento do conjunto solo-estrutura em todas as fases da instalação da tubulação, desde as etapas de escavação até a etapa de reaterro da trincheira.

1.2. Justificativas do Estudo

A sociedade, com necessidade de construir e manter em funcionamento dutos enterrados e ainda pelas necessidades futuras do desenvolvimento do país, deverá necessitar nos próximos anos, de maiores investimentos em construções de redes de tubulações de esgoto, água, óleo, gás, etc.

O estudo do comportamento mecânico de dutos enterrados é importante para o avanço dos conhecimentos sobre a interação solo-duto.

O estudo justifica-se, ainda, pelo propósito de fazer parte do projeto “PROCAD-CAPES - Análise do Comportamento Estrutural e Geotécnico de Dutos Enterrados”. Este projeto visa, conseqüentemente, o melhor entendimento do comportamento solo-estrutura, introduzindo benefícios aos procedimentos de projetos, visando a redução de custos e aumento de segurança. Evitando assim, possíveis rupturas, que ocasionem de graves conseqüências ao meio ambiente, tais como, os recentes vazamentos de dutos enterrados ocorridos em janeiro de 2000 no Rio de Janeiro / RJ, (Figuras 1.1 e 1.2) e em fevereiro de 2000 na Serra do Mar / PR (Figura 1.2).



Figura 1.1 - Acidente ocorrido na baía de Guanabara, Rio de Janeiro, 01/2000, (Época, 2000)



Figura 1.2 - Acidente ocorrido na baía de Guanabara, Rio de Janeiro, 01/2000, (Época, 2000)

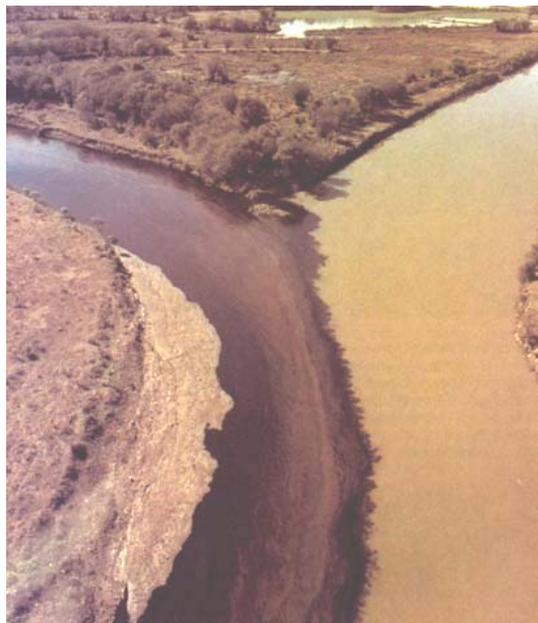


Figura 1.3 - Acidente ocorrido na Serra do Mar, Paraná, 02/2001, (Época, 2000)

1.3. Organização da Dissertação

Esta dissertação está dividida em cinco capítulos. O primeiro capítulo é mostrado um breve histórico dos estudos relacionados aos dutos enterrados, bem como os objetivos e justificativas para o desenvolvimento da pesquisa.

No segundo capítulo, é mostrado um estudo bibliográfico sobre o mecanismo de ruptura do conjunto solo-estrutura. Dando continuidade ao estudo bibliográfico é

relatado no terceiro capítulo os procedimentos para a identificação de parâmetros mecânicos através da solução do problema inverso.

No quarto capítulo quatro é verificado o estudo numérico através dos programas já descritos com os respectivos resultados e comparações entre os procedimentos adotados.

Para o quinto capítulo, são relatadas as principais conclusões e sugestões para futuros trabalhos.

Finalmente, nas referências bibliográficas, são descritas todas as obras e autores, citados nesta dissertação.

CAPÍTULO 2 - Estudo do Comportamento Solo-Estrutura

Este capítulo apresenta uma visão geral, sobre o comportamento de dutos enterrados, ou parcialmente enterrados, submetidos a carregamentos concentrados e distribuídos. Apresenta também, um estudo bibliográfico sobre o desenvolvimento dos métodos analíticos para estimativa de tensões atuantes em dutos enterrados, com o objetivo de esclarecer o mecanismo de ruptura do sistema solo-estrutura. Ainda neste capítulo, são relatados programas de ensaios tipo força vs. deslocamento, controlados por meio de ensaios experimentais e modelos numéricos, todos para estimar o comportamento de dutos em várias condições de embutimento.

2.1. Classificação dos Dutos Enterrados

Para propósitos de projeto é conveniente classificar os dutos como estruturas rígidas e flexíveis. As estruturas rígidas são assumidas como retentoras de tensões do solo sem sofrer deformações, diferenciando-se das flexíveis que se deformam.

Através de estudos sobre a rigidez, os dutos podem ser classificados, ainda, como estruturas: rígidas, flexíveis ou de rigidez intermediária. Dutos rígidos apresentam um comportamento semelhante à de uma viga, que sob carga vertical máxima não se deforma suficientemente para produzir uma resistência passiva no solo de magnitude apreciável. Dutos com rigidez intermediária são aqueles capazes de transferir uma quantidade significativa da carga ao solo lateral envolvente, em virtude da sua flexibilidade. Dutos flexíveis, por sua vez, são aqueles capazes de se deformar, transferindo ao solo lateral envolvente grande parte da carga incidente. (Viana, 1998).

As equações 2.1, 2.2 e 2.3 são utilizadas para o cálculo da rigidez relativa definida por Gumbel *et al.* (1998), baseada na deformação do conduto, caracterizando as estruturas enterradas em sua rigidez a flexão (rigidez da estrutura).

$$R_e = \frac{EI}{B^3} \quad 2.1$$

$$RR = \frac{R_e}{E_s^*} \quad 2.2$$

$$E_s^* = \frac{E_s}{(1-\nu)} \quad 2.3$$

Onde, R_e é a rigidez da estrutura, RR é a rigidez relativa, E_s^* é o módulo de deformabilidade do solo no estado plano de deformação (rigidez do solo circundante) e ν é o coeficiente de Poisson.

Ainda, segundo Gumbel *et al.* (1982) os valores da rigidez relativa classificam o comportamento dos dutos enterrados como descrito na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Comportamento dos dutos segundo a rigidez relativa (Viana, 1998)

RR	Comportamento dos dutos
$RR < 10$	A rigidez do duto é alta comparada com o solo envolvente, mais de 90% da carga é resistida pelo duto.
$10 < RR < 1000$	A proporção da carga que é suportada pelo duto reduz de 90% para 10%
$RR > 1000$	A proporção da carga que chega ao conduto é menor que 10%, a maior parte do carregamento vai para o solo envolvente.

2.2 - Tensões Atuantes em Dutos Enterrados

Um importante aspecto no projeto de dutos enterrados é a resposta da estrutura enterrada aos carregamentos impostos. Pesquisadores como: Jansen (1896); Marston (1930); Spangler e Handy (1973) e mais recentemente utilizando o método dos elementos finitos, destacando-se alguns trabalhos afins a esta dissertação, Talesnick e Baker (1999), Javenmard e Valsangkar (1994) e Thoda e Li (1994), definiram uma grande variedade de procedimentos de cálculo, utilizados na estimativa da reação estrutural devido a carregamentos.

2.2.1. O Arqueamento do Solo

O projeto de dutos enterrados deve ser analisado através do desempenho da estrutura e do solo. O fenômeno estrutural é usualmente referido como interação solo-estrutura.

É conhecido que o solo exerce pressão na estrutura e, como a estrutura é relativamente não-compressível, comparada ao solo, devido à diferença de rigidez, a estrutura irá concentrar tensões, formando com isso um ponto rígido no solo.

O processo de arqueamento do solo sobre a estrutura depende da rigidez do conjunto solo-duto e das pressões atuantes nos materiais. O arqueamento pode ser positivo ou negativo. O primeiro ocorre quando o duto é mais compressível que o solo envolvente. Neste caso, a carga atuante no duto é menor que a carga atuante no solo. O arqueamento é negativo quando o duto é mais rígido do que o meio envolvente, abrangendo a maioria dos casos, causando assim, uma maior concentração de tensões sobre o duto (Viana, 1998).

A compressão da estrutura depende diretamente da ação de arqueamento do solo. Foi observado por Winterkorn e Fang (1975), que este fenômeno se comporta estaticamente e é indeterminado para altos níveis de tensões. Portanto, para análises de dutos enterrados é importante à magnitude da ação do solo.

2.2.2. Modelos Analíticos para Determinação das Tensões nos Dutos

A seguir são mostrados alguns métodos analíticos para estimativa de tensões atuantes no topo de uma tubulação. Pode-se dividir os métodos em: Métodos Teóricos e Métodos Semi-Empíricos.

2.2.2.1. Modelos Teóricos

Consistem na aplicação do método do estado limite, onde são formuladas equações de equilíbrio de forças para estimativa da tensão atuante.

Determinação da tensão vertical atuante em dutos

O primeiro modelo teórico, proposto por Jansen (1896) para determinação da tensão vertical atuantes em dutos. Este modelo utiliza a técnica de equilíbrio limite com comportamento mecânico elastoplástico seguindo um critério de ruptura definido por Mohr-Coulomb. Para este caso são consideradas algumas simplificações, tais como: carregamento superficial atuante no eixo do duto, homogeneidade do solo e duto tipo rígido. O modelo foi desenvolvido para quantificar, de maneira racional, as cargas que agem sobre dutos enterrados. O conceito básico da teoria, no caso de tubulações enterradas, é que o carregamento, devido ao peso do solo acima do duto, sofre modificações através da transferência por atrito de parte desta carga para o solo adjacente (Terzaghi, 1943; Spangler e Handy, 1973; Viana, 1998).

Jansen (1896) assumiu que a tensão vertical que age em um elemento infinitesimal horizontal de solo é igual à diferença entre a tensão vertical de peso próprio do solo acima do elemento e a resistência ao cisalhamento que se desenvolve ao longo dos lados do elemento (paredes externas do duto). O autor considera que essa tensão vertical é uniforme distribuída ao longo da largura “ b ” do elemento e que a densidade do solo e as propriedades de atrito não variam com a profundidade (Viana, 1998). A Figura 2.1 ilustra o modelo de Jansen (1896).

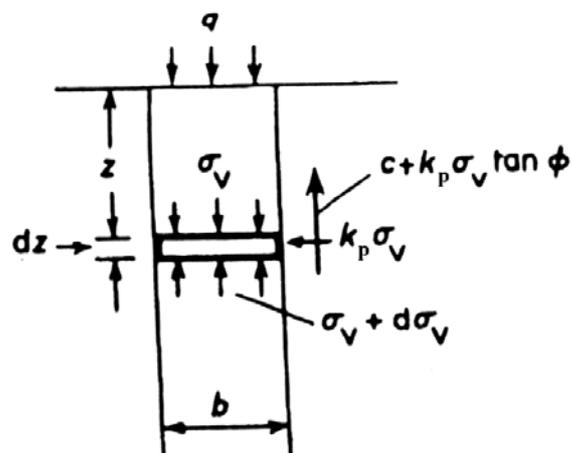


Figura 2.1 - Forças atuantes em um elemento infinitesimal de solo (Jansen, 1896)

Do equilíbrio das forças segundo a direção vertical tem-se a Equação 2.4.

$$b \gamma d_z = b(\sigma_v + d_z \sigma_v) - b \sigma_v + 2c d_z + 2k_p \sigma_v d_z \tan \phi \quad 2.4$$

Ao se aplicar um carregamento externo vertical “ q ”, pode-se determinar a tensão vertical total atuante no duto, como mostra a Equação 2.5:

$$\sigma_v = \frac{b \left(\gamma - 2 \frac{c}{b} \right)}{2k_p \cdot \tan \phi} \left[1 - \exp \left(-k_p \cdot \tan \phi \frac{2z}{b} \right) \right] + q \cdot \exp \left(-k_p \cdot \tan \phi \frac{2z}{b} \right) \quad 2.5$$

onde, σ_v é a tensão vertical total, k_p é o coeficiente de empuxo passivo do solo, q é a sobrecarga, γ é o peso específico do material, c é a resistência não drenada do solo, ϕ é o ângulo de atrito do solo, b é o diâmetro do duto e z é a profundidade do elemento infinitesimal.

Determinação da tensão horizontal atuante em dutos

Wantland (1979) relatou em seu trabalho que, Lyons (1973) realizou uma análise do tipo interação solo-duto em grandes e pequenos modelos de escala, para solos granulares e coesivos. Os testes foram realizados em dutos parcialmente enterrados em argila, com embutimento menor que o diâmetro. Neste ensaio foi determinado, primeiramente, o equilíbrio vertical do tubo, então, após atingir o equilíbrio, foi iniciado o carregamento horizontal. Neste ensaio Lyons observou que:

- i) a resistência lateral em argilas decresce com o aumento do diâmetro do tubo, e;
- ii) a resistência lateral em argilas aumenta com aumento do peso do tubo submerso.

Wantland (1979) relatou ainda que Karal (1977), aproximou-se de valores determinados no problema de estabilidade em solos granulares e coesivos, através do método analítico da Análise Limite (Limite Superior). Os resultados foram apresentados de forma paramétrica. A solução analítica de Karal (1977) teve resultados próximos aos medidos experimentalmente.

Wantland (1979), ainda em sua análise, preocupou-se com os efeitos de algumas variáveis no desenvolvimento da resistência durante o deslocamento lateral do tubo, tais como: peso do tubo; diâmetro do tubo; profundidade de embutimento; valor do carregamento e tipo de solo. Wantland (1979) definiu através do método analítico de Análise Limite (Limite Superior) que, para uma argila mole sob condições não drenadas e profundidade de embutimento inferior a duas vezes o diâmetro externo do duto, a capacidade de carga máxima para atingir a ruptura do solo é definida por:

$$F_h = (2 + \pi)S_u D \quad 2.6$$

Rosas (2001) relata em seu trabalho os resultados de modelo físico reduzido de laboratório (ensaio de carregamento horizontal “*versus*” deslocamento horizontal) de um duto rígido com profundidades distintas de enterramento realizado pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT). Foi analisado neste trabalho o comportamento físico da interação solo-duto de risers rígidos em condições de carregamento lateral.

O trabalho de Rosas (2001) propôs uma formulação baseada na mesma formulação determinada por Wantland (1979) com embutimento inferior a duas vezes o diâmetro externo, mostrada na Equação 2.7.

$$F_h = \mu N + \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 + 2S_u H \right) K_p \quad 2.7$$

Onde, H é a penetração inicial do duto sem considerar o enterramento devido ao carregamento cíclico, μ é o coeficiente de atrito, N é o peso do duto submerso.

Pode-se afirmar que a resistência lateral de solos coesivos inclui outros fatores, que não somente o atrito. Ficou claro a partir de experimentos relatados na bibliografia que a resistência lateral do solo depende não só do atrito solo-duto, como também, do embutimento do duto no solo. Por isso, é de se esperar que, a resistência lateral do solo para argilas moles seja maior que para argilas rijas, pois

em argilas moles o embutimento do duto será maior comparada com as das argilas rijas (Rosas, 2001; Wantland, 1979).

2.2.2.2. Modelos Semi-Empíricos

São aqueles em que as propriedades dos solos são estimadas com base em correlações de ensaios físicos a determinação de parâmetros, para em seguida serem aplicadas fórmulas teóricas adaptadas ou não.

I) Cargas Atuantes em Dutos Rígidos

Spangler e Handy (1973) definiram que dutos rígidos são estruturas que possuem alta resistência a deformações, e a sua ruptura é frágil com deformações muito pequenas e aparecimento de fraturas. Os exemplos desses tipos de dutos são: os cerâmicos, de concreto, ferro fundido, etc.

Considera-se no duto rígido enterrado que praticamente toda a carga é suportada pelo duto. Diferente do comportamento de um duto flexível carregado, que interage com o solo.

Matyas e Davis (1983), descreveram a aplicação da equação desenvolvida por Spangler e Handy (1973), Equação 2.8 para determinação da carga vertical atuante em dutos rígidos.

$$W_c = C_w \cdot \gamma \cdot B^2 \quad 2.8$$

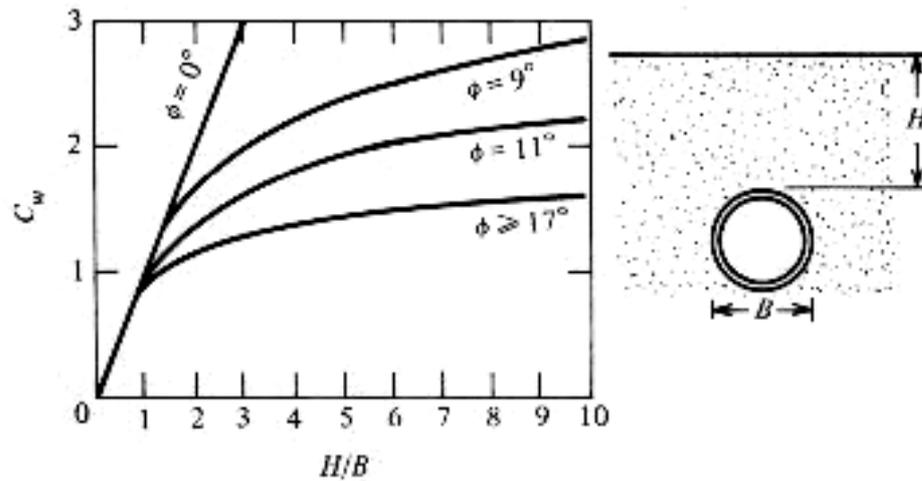
Onde, W_c é a carga vertical atuante no duto, B é a largura do berço, para o caso é o próprio diâmetro externo do duto (D), C_w é o fator de carregamento, dado por:

$$C_w = \frac{\exp\left[2.K_a \cdot \mu \cdot \frac{H}{B}\right]}{2.K_a \cdot \mu} \quad 2.9$$

sendo:

$$\mu = \tan \phi' \quad 2.10$$

O gráfico mostrado na Figura 2.2 relaciona o fator C_w ao de ângulo ϕ' do solo.



9°	11°	14°	17°	30°
Solos coesivos saturados	Solos coesivos não-saturados	Solos superficiais saturados	Solos granulares com parcelas de coesão	Solos granulares sem coesão

Figura 2.2 – Valores de C_w para diferentes tipos de solos, (Winterkorn e Fang, 1975)

Duto Rígido em Vala

Os dutos em vala são aqueles dispostos em uma vala relativamente estreita, preenchida com solo, e posteriormente compactado. Exemplos deste tipo de solução são vistos em canalizações de esgoto, de águas pluviais e de gás. Pode ser visto este tipo de instalação na Figura 2.3, que destaca as condições de instalações de dutos enterrados em valas e salientes.

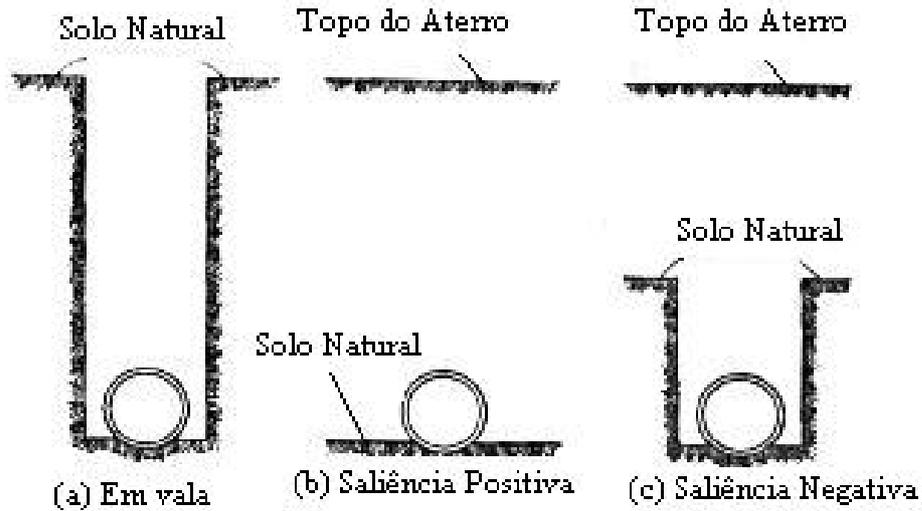


Figura 2.3 – Condições de instalações dos dutos (Spangler e Handy, 1973)

A Figura 2.4 mostra um ábaco para determinação do fator de carregamento em dutos rígidos em valas C_w correlacionado ao ângulo de atrito do solo circundante. Este fator é válido para $H/B > 1$, ou se, a largura da vala no topo do tubo for maior do que três vezes o diâmetro do duto.

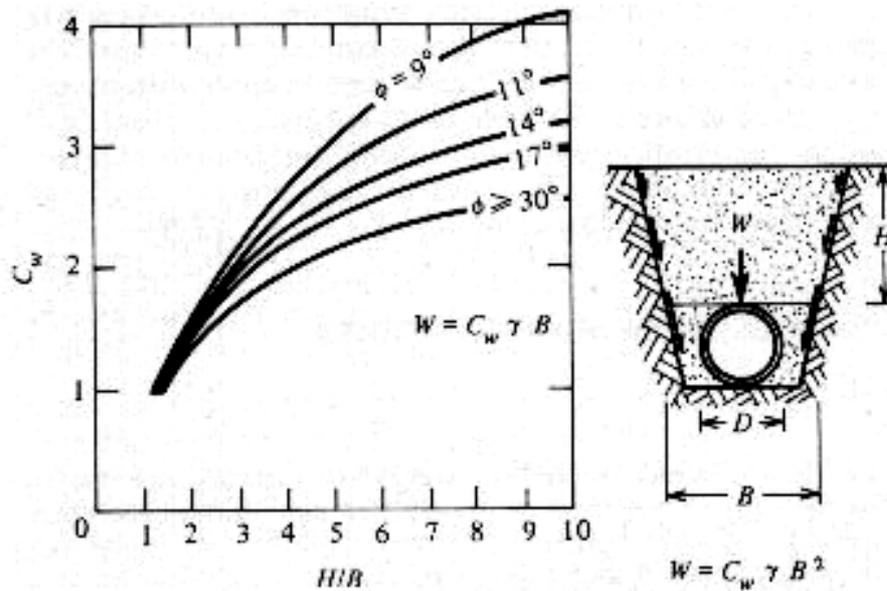


Figura 2.4 – Ábaco para determinação de C_w em relação a ϕ . Determinação do valor da carga máxima para dutos enterrados em valas (Winterkorn e Fang, 1975)

A Equação 2.8 também é utilizada para o cálculo de carga máxima em dutos enterrados em valas.

Duto Rígido Saliente

Dutos rígidos salientes são dispostos sobre a superfície do terreno, recobertos com aterro, e posteriormente compactados. Estes dutos são subdivididos em sua instalação como: salientes positivos ou negativos, como mostra a Figura 2.3. Os dutos com saliência positiva são aqueles instalados sobre uma fundação superficial, estando a geratriz superior do duto acima da superfície natural do solo. Os dutos com saliência negativa, por sua vez, são aqueles instalados em uma vala rasa, ficando a geratriz do duto abaixo da superfície natural do solo.

Instalações de dutos salientes são bastante comuns em bueiros de estradas de rodagem e ferrovias.

No caso de carregamento em dutos rígidos salientes, onde B será igual ao diâmetro externo do duto, pode-se calcular a carga máxima que um duto suporta, através do ábaco da Figura 2.5.

Para projetos com dutos enterrados, além da determinação das cargas atuantes no duto, é necessário o conhecimento das condições de berço em que está apoiada a estrutura. Após determinação da carga atuante no duto pelos métodos já vistos, estas cargas devem ser alteradas pelo fator de berço e por outros fatores mostrados na Figura 2.6, Tabela 2.2 e pela Equação 2.11.

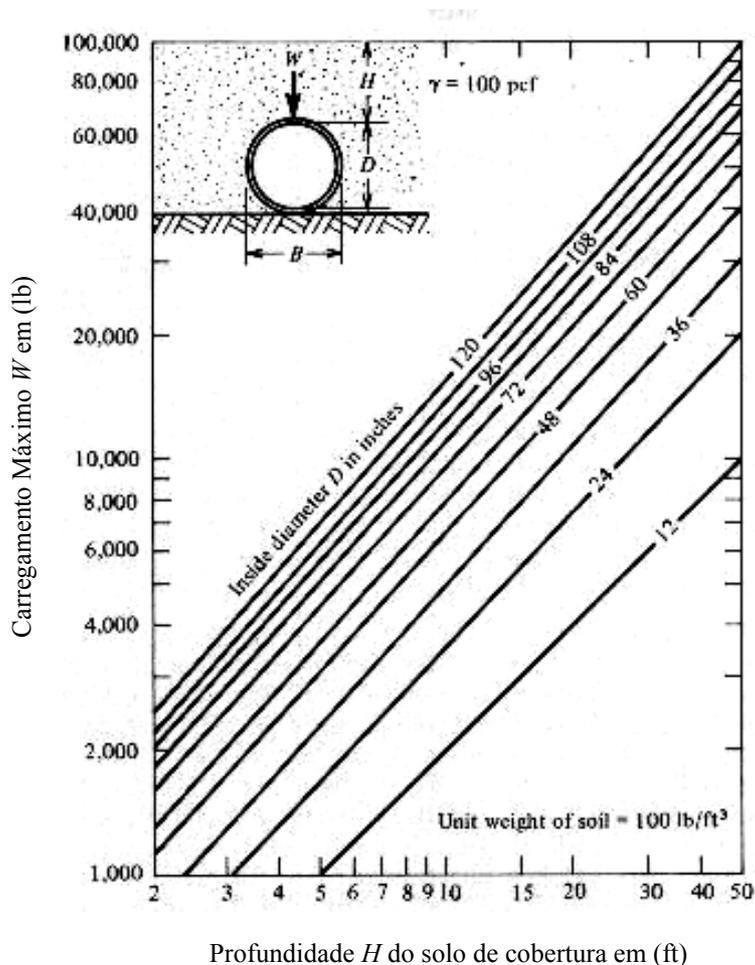
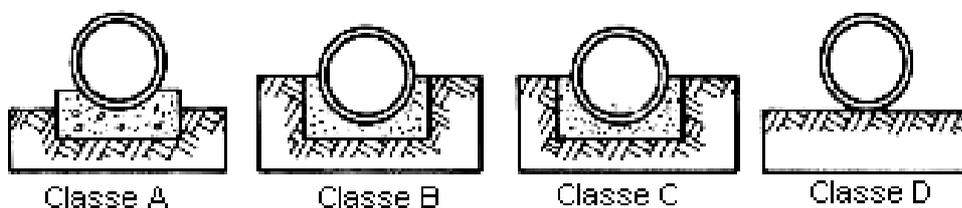


Figura 2.5 – Carga máxima de um duto enterrado saliente, para $\gamma = 100\text{lb/ft}^3$ (Winterkorn e Fang, 1975)

Para a Figura 2.5, acima de $\gamma = 100\text{lb/ft}^3$, acrescentar 10% de carga para cada acréscimo de 10lb/ft^3 .



- Classe A – berço de concreto;
- Classe B – material granular compactado;
- Classe C – material granular compactado do aterro;
- Classe D – plano

Figura 2.6 – Classes de Berços (Winterkorn e Fang, 1975)

Tabela 2.2 – Mostra os valores de L_f (fator de carga relacionada ao berço) (Winterkorn *et al.*, 1975)

	Classe A	Classe B	Classe C	Classe D
Dutos Salientes	4,8	2,6	2,0	1,2
Dutos em Valas(*)	4,8	1,9	1,5	1,1
	3,4			
	2,8			

(*) 4,8 para 1% de aço reforçado; 3,4 para 0,4 de aço reforçado e 2,8 sem reforço

$$D_{0,01} = \frac{W + P_{II} B}{L_f B} \cdot N^n \quad 2.11$$

Onde, $D_{0,01}$ é a carga para o aparecimento de fissuras, por esforços de tração no duto, com aberturas de 0,01 polegadas, W é a carga devido ao peso próprio do solo, P_{II} é a pressão vertical no topo do duto, devido a forças acidentais na superfície, N^n é o fator de segurança, o qual é usualmente 1, para aberturas de 0,01 polegadas.

II) Cargas Atuantes em Dutos Flexíveis

Para o estudo de projetos de dutos flexíveis enterrados, faz-se:

- i) a quantificação das pressões externas;
- ii) a determinação adequada da rigidez do duto; e
- iii) a verificação das deflexões do duto e dos coeficientes do conjunto solo-estrutura.

O comportamento típico de carregamentos de dutos flexíveis enterrados pode ser entendido através dos estágios (Figura 2.7):

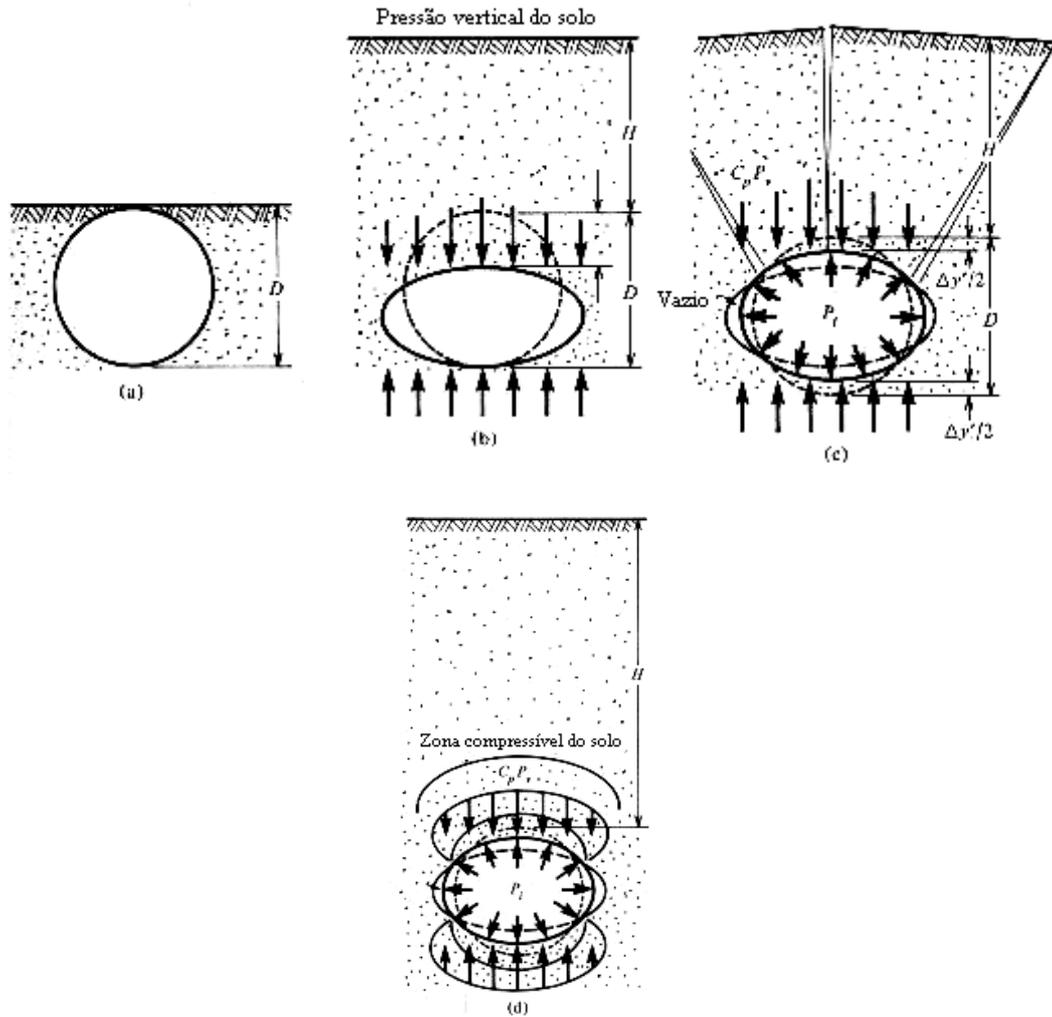


Figura 2.7 - Seqüência de carregamentos de dutos flexíveis enterrados (Winterkorn e Fang, 1975)

(a) o duto com sua forma geométrica inicial, sem pressões internas e com baixas pressões externas atuando em suas paredes;

(b) após o estágio “a”, é colocado um aterro de cobertura ao duto. Devido a este acréscimo de pressão, o duto se deforma a um valor $(\Delta x, \Delta y)$, o qual pode ser determinado por formulações experimentais descritas por Spangler e Handy (1973), equações 2.12, 2.13, obtidas através de ensaios de compressão em dutos;

$$\Delta y = 0.0186 \frac{W D^3}{EI} \quad 2.12$$

$$\Delta x = 0.0170 \frac{WD^3}{EI} \tag{2.13}$$

(c) no próximo estágio, após “b”, é verificado, para os dutos pressurizados, formações de tensões internas, as quais proporcionam uma regeneração da geometria do duto formando com isso, vazios ao lado de suas paredes externas. A ação produz a ruptura do solo em forma de cunha em sua porção superior. Fatores como: uma camada estreita de solo de cobertura ($0 < H < D$), e/ou, uma alta compactidade, contribuem a ruptura do solo. O coeficiente de transferência de pressão vertical (fator de arqueamento), está no intervalo de 1 a 1.5, ($1 < C_p < 1.5$). A Figura 2.8 mostra um ábaco para determinação de C_p ;

(d) uma alta espessura de cobertura de solo sobre a estrutura, maior do que o diâmetro do duto ($H/D > 1$), e posterior pressurização do duto, produz o estágio “d”. Portanto, após a pressurização do duto, haverá no solo, formação de uma zona comprimida, acima e abaixo do duto, com vazios nas paredes laterais. O coeficiente de transferência de pressão vertical (fator de arqueamento) para estas condições é de 1.5 a 2 ($1.5 < C_p < 2$).

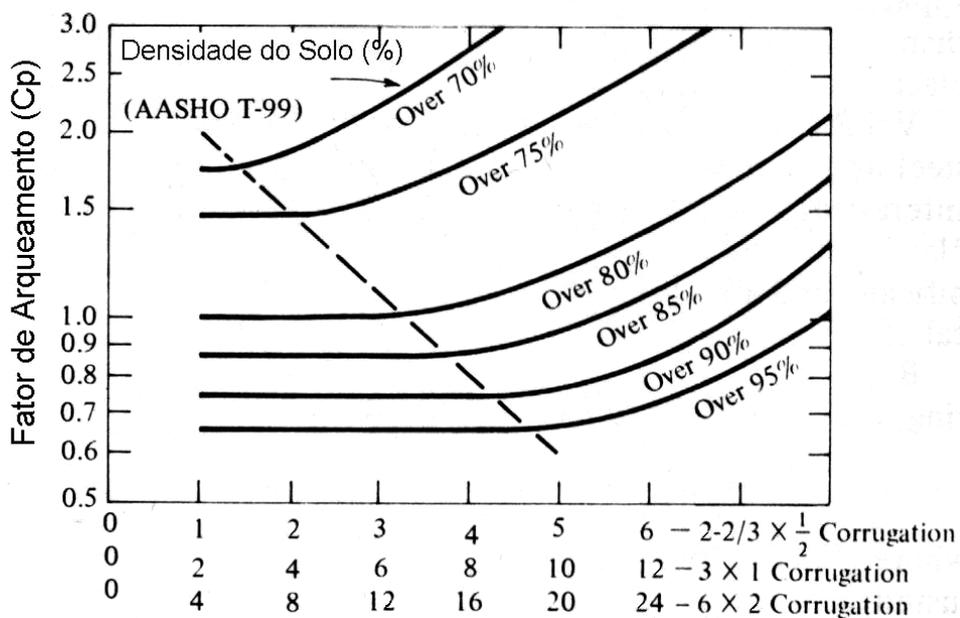


Figura 2.8 -Ábaco para determinação do fator de arqueamento de dutos flexíveis em função da flexibilidade do anel ou pelo diâmetro do duto (Winterkorn e Fang, 1975)

2.3. Projeto de Estruturas Enterradas em Argilas Moles.

É usual classificar o solo circundante como compressível ou não-compressível. Há muitos casos de solos moles não-compressíveis, onde o projeto pode ser baseado em uma pressão do solo hidrostática (Winterkorn e Fang, 1975), como mostra a Figura 2.9.

Se a estrutura está “flutuando” em um solo fluido viscoso, esta pode ser comparada a projetos submarinos com pressões hidrostáticas atuando na estrutura, sem a ação de efeitos de arqueamento, devido à baixa rigidez do solo.

Em um duto de parede fina, o desempenho da estrutura sob condição de carregamento hidrostático, pode ser dimensionado pela Equação 2.14 descrita por Winterkorn e Fang (1975) e desenvolvida por Bresse (1866).

$$\frac{P_n D^3}{EI} = 24 \quad 2.14$$

Onde: P_n é a pressão externa hidrostática normal máxima (crítica), E é o módulo de elasticidade e I o momento de inércia.

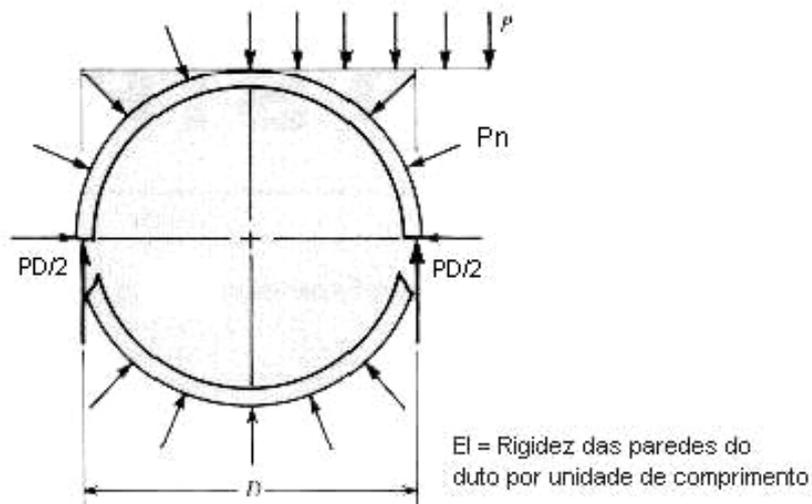


Figura 2.9 - Diagrama para um projeto de duto enterrado sujeito a pressões hidrostáticas externas (Winterkorn e Fang, 1975)

2.4. Projeto de Estruturas Enterradas em Solos Compressíveis

Os solos compressíveis podem ser comprimidos e deformados (consolidação do solo), onde tais deformações são usualmente de difícil determinação devido a fatores como: distribuições de pressões (variáveis não-lineares), taxa de fluxo, superfícies de drenagem e outras variáveis.

Em solos compressíveis a interação solo-estrutura é baseada primeiramente na compressão relativa da estrutura e do solo, como por exemplo, o desempenho de dois dutos, sendo um rígido e outro flexível, onde pode ser visto na Figura 2.10.

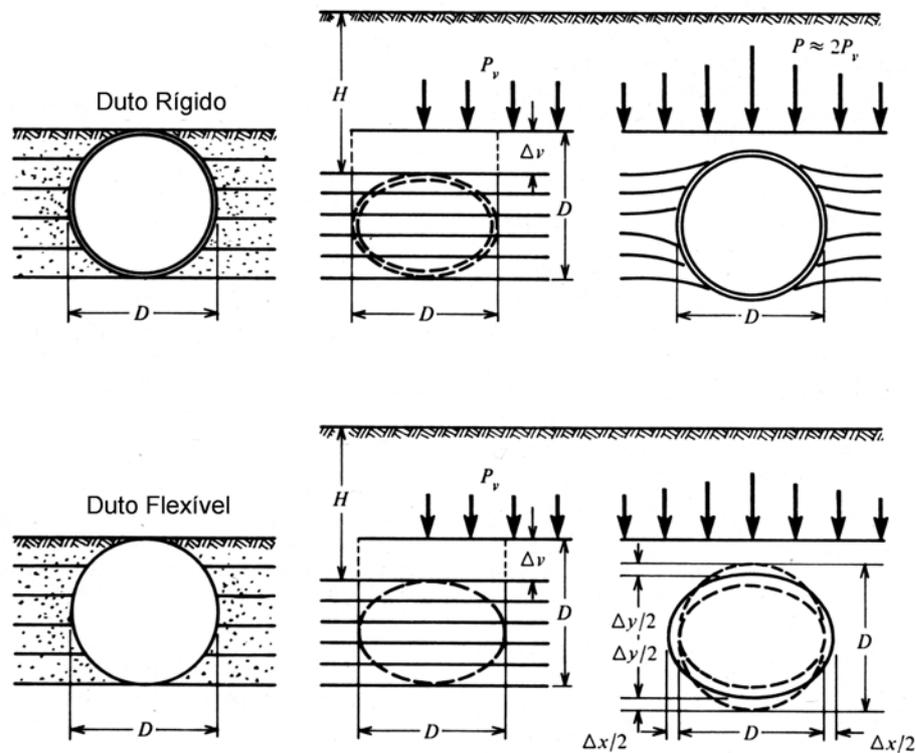


Figura 2.10 – Conceitual seqüência do desempenho de dutos em solos compressíveis (Winterkorn e Fang, 1975)

Onde: P_v é a pressão vertical total e P é a pressão atuante no duto.

Na Figura 2.10 os dutos estão enterrados em um solo compressível. Inicialmente considera-se que os dutos não sofrem nenhum tipo de deformação, com seções transversais circulares. Logo em seguida, é mostrada a compactação e a deformação de solos compressíveis, para dutos flexíveis e dutos rígidos. A deformação total na direção pode ser verificada por $e = \Delta v / D$.

Marston (1930) utilizou o método de solução de Boussinesq (1885) para a estimativa de tensões aplicadas no topo da seção transversal do duto por carregamentos desenvolvidos na superfície do solo. As cargas atuantes no topo dos dutos enterrados podem ser definidas pela soma da carga do prisma acima do conduto com influência de um fator, relacionado a ação de arqueamento do solo, chamado aqui de fator de arqueamento ($C_p \cong 2$, para dutos rígidos). Este fator pode aumentar ou reduzir as cargas atuantes no duto, como já visto na sub-seção 2.2.2.2, e por cargas externas atuantes na superfície, transmitida pelo solo a tubulação, onde pode-se determinar tal carga externa, equações 2.15 a 2.18 (Boussinesq, 1885; Newmark, 1942).

$$P = C_p P_v \quad 2.15$$

Sendo:

$$P_v = P_{dl} + P_{ll} \quad 2.16$$

$$P_{dl} = \gamma H \quad 2.17$$

$$P_{ll} = Q C_b / H^2 \quad 2.18$$

onde, P_{dl} é a pressão vertical devido ao peso próprio do solo, P_{ll} é a pressão devido a carregamentos atuantes na superfície do terreno, através na teoria elástica de Boussinesq, C_b é o coeficiente de Boussinesq.

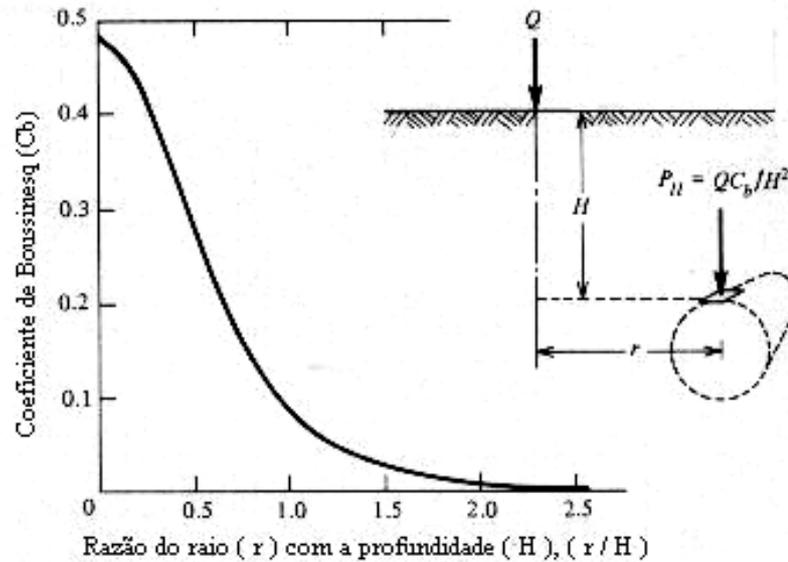


Figura 2.11 - Âbaco para determinação do coeficiente de Boussinesq. (Winterkorn e Fang, 1975)

Entretanto, a utilização do método de Boussinesq (1885) não leva em consideração a influência de tensões laterais e as deformações, as quais são desenvolvidas na massa do solo (Ng *et al.*, 1994).

Procedimentos semi-empíricos, para determinar o carregamento máximo suportado por estruturas enterradas, foram determinados inicialmente por Spangler e Handy (1973) (Equação 2.10). Estes procedimentos são aplicados a dutos rígidos e posteriormente aplicados a dutos flexíveis. Tais procedimentos ainda continuam sendo largamente aplicados para fins de projeto, justificados por sua praticidade. A principal deficiência desta teoria é o fato dos parâmetros serem de difícil quantificação e aplicadas somente a materiais granulares.

2.5 Estudo por Métodos Numéricos

Segundo Veiga (2000) métodos analíticos podem ser interessantes na fase de anteprojeto de dutos, por permitirem estimativas rápidas de esforços sobre a estrutura, ainda não considerados nas etapas de cálculo os efeitos de interação solo-duto.

O problema de tensões geradas pelo solo atuando em dutos enterrados é um problema típico de interação solo-estrutura envolvendo vários fatores complexos. Entretanto, projetos para tubulações enterradas, baseada no tradicional método de equilíbrio limite, tais como, a Teoria de Marston-Spangler, não podia tratar

suficientemente de efeitos desses fatores de pressões no solo, resultando em muitos sérios acidentes no Japão. Tohda (1994), estudou a pressão no solo em tubos rígidos enterrados através de ensaios de campo em escala real, modelos de centrífuga e análises elásticas. Esses estudos esclareceram os efeitos de quase todos os fatores na pressão do solo agindo em tubos rígidos enterrados e promoveu um novo conceito de projeto baseado na teoria da elasticidade para dutos rígidos. Após estes estudos experimentais, Thoda (1994) verificou numericamente o problema. A análise numérica foi feita utilizando programa com elementos isotrópicos em um plano de deformação. Solo e tubo foram considerados corpos isotrópicos e elásticos, obtendo resultados satisfatórios comparados aos experimentais.

Na geotecnia, o método de elementos finitos tem sido uma importante ferramenta na análise do adensamento de solos, obras de escavação ou aterros considerando a seqüência construtiva, análise de tensões de depósitos de solo submetidos a carregamentos e na investigação da interação solo-estrutura como, por exemplo, em estacas, barragens, muros de contenção, entre outros.

Os métodos numéricos superam os problemas não considerados por Marston (1930) e, também, podem ser usados para obter uma análise mais rigorosa do solo e de sistemas solo-estruturas. Muitos dos aspectos complexos do comportamento de dutos enterrados (não-linearidade e não-uniformidade dos materiais) podem ser incorporados na análise, mas a disponibilidade de cada solução é restrita e associada aos custos computacionais (Moore, 1987).

Ensaio como os de carregamentos transversais em escala real, foram desenvolvidos em Staffordshire, Inglaterra (Ng *et al.*, 1994), os quais foram comparados com modelos constitutivos elastoplásticos, foi verificado que tais modelos obtiveram resultados próximos aos ensaios experimentais.

Amado *et al.* (1998) analisou numérica e experimentalmente dutos enterrados em uma caixa de teste com areia de grandes dimensões. Apresentado as características do teste, os resultados dos ensaios de laboratório, a calibração do modelo hiperbólico e comparações entre resultados experimentais e analíticos, concluíram que:

- i) o modelo hiperbólico representou um resultado razoável, porém não conseguiu representar a curva deformação axial-deformação volumétrica em areias;
- ii) as tensões obtidas pelo MEF foram próximas às obtidas no teste;
- iii) na região menos compactada acima do duto, ocorreu uma diminuição das tensões devido ao efeito de arqueamento;
- iv) Ocorreu uma redução maior no volume vertical do duto e pequeno aumento do diâmetro horizontal, assim como uma concentração de deslocamento sobre o duto na região menos rígida.

Modelos numéricos têm sido utilizados em muitas pesquisas na tentativa de obter um melhor entendimento dos resultados de cargas laterais do solo, para uso em projetos e análises de risco. Entretanto, o método de elementos finitos 3D, a mais direta e completa maneira de analisar o comportamento de tubos carregados lateralmente, tem um alto custo para ser utilizado como uma ferramenta do dia-dia. (Ng *et al.*, 1994).

Alves (2002), utilizou o método de elementos finitos para modelagem de dutos. Os elementos finitos definidos para a modelagem foram elementos tipo casca tridimensional quadrilátero de quatro nós. Os elementos se enquadram no grupo de elementos de casca de aplicação geral, ou seja, eles servem tanto para análises de cascas espessas, quanto finas. Estes elementos levam em consideração a deformação por cisalhamento e a hipótese de deformações finitas.

CAPÍTULO 3 – Problema Inverso.

3.1 Introdução

O desenvolvimento de modelos analíticos e numéricos que simulem o comportamento do material tem como objetivo, melhorar a qualidade de seus resultados. Além disso, leis constitutivas mais complexas são necessárias para descrever o comportamento mecânico dos materiais, de forma mais realística.

Análises de problemas de engenharia, a partir de dados experimentais ou medidos *in situ*, são denominados análises de problema inverso (retroanálise). Isto consiste na avaliação dos parâmetros dos materiais os quais influenciam um determinado comportamento. Tais procedimentos conduzem a parâmetros mais realísticos. Conseqüentemente, ao problema de identificação do parâmetro, o modelo pode ser formulado como um problema de otimização.

Hoje em dia, para a solução direta de problemas de engenharia, é utilizada a simulação numérica computacional através do Método dos Elementos Finitos (MEF). Este método tem utilidade comprovada por inúmeros trabalhos realizados.

O MEF alcançou atualmente determinado nível de maturidade, tornando possível à resolução de problemas inversos. O objetivo dos problemas inversos é a determinação de parâmetros reais do material através da quantificação de um fenômeno ocorrido.

A identificação do parâmetro é um problema inverso, conduzindo a um melhor ajuste entre resultados experimentais e numéricos ou analíticos calculados. Conseqüentemente, o resultado de um fenômeno, o qual realça o comportamento do material, são dados principais do problema inverso, como pode ser visto na Figura 3.1. Nesta figura, p_1 , p_2 , p_3 e p_n , representam os parâmetros do material relevantes para a função $y(p_i)$, sendo que esta função representa a grandeza mecânica medida. Como por exemplo: deslocamento, vazão, etc.

Em relação à modelagem entre os resultados experimentais e os numéricos, ou analíticos, o problema inverso não possui uma solução exata. O problema, que pode ser resolvido por métodos de otimização, consiste na minimização do erro num intervalo medido.

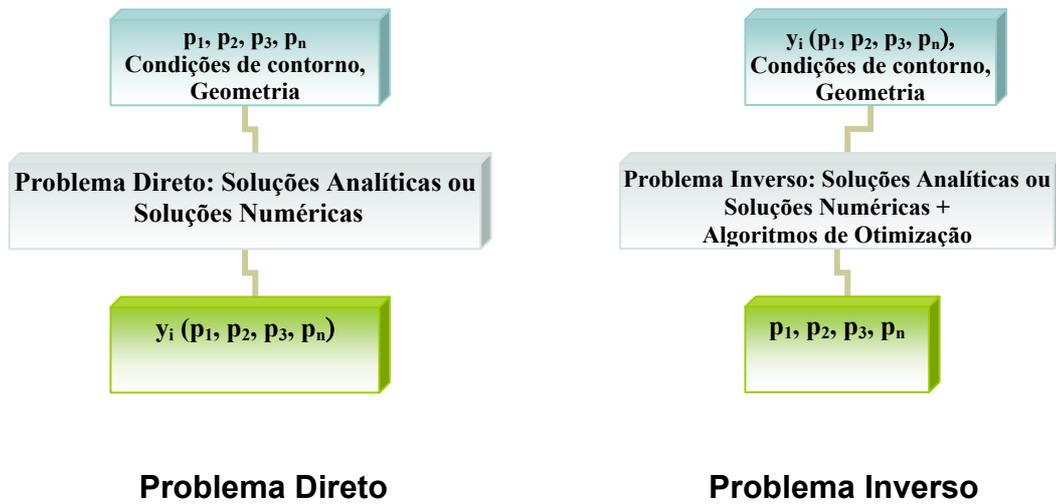


Figura 3.1 - Problema direto e problema inverso

A formulação indireta (Velloso, 2000), recorre a um modelo matemático onde são calculadas as grandezas correspondentes às observadas (força, deslocamento, etc.) em função dos parâmetros a estimar p_i . Determina-se então uma função objetivo, que represente o ajuste entre os valores observados, y^* , e a resposta calculada pelo modelo, $y(p_i)$ (Equação 3.1):

$$F(p) = f(y(p), y^*) \tag{3.1}$$

O problema de estimativa de parâmetros pode, então, ser formulado como um problema de otimização, onde se busca encontrar o vetor de parâmetros p que torne mínima a diferença entre os valores medidos no ensaio e os calculados pelo modelo matemático:

$$\begin{aligned} &\text{Determinar } p_i \in R^{np}, \text{ que} \\ &\text{Minimiza } F(p_i) \end{aligned} \tag{3.2}$$

onde, np é o número de parâmetros e $F(p_i)$ é denominada função objetivo.

As diversas formas da função dependem da qualidade da informação prévia disponível sobre o problema, caracterizando assim, diferentes métodos de estimativa

de parâmetros. Para o problema formulado pela Equação 3.2, a solução é obtida através do uso de algoritmo de otimização, que a partir de uma estimativa inicial do vetor de parâmetros $\mathbf{p}_{(0)}$, obtém-se por processos iterativos, o vetor de parâmetros estimados \mathbf{p}^* correspondente ao mínimo da função objetivo.

Após a determinação dos parâmetros ótimos, deve-se questionar quais conclusões podem ser tiradas no que diz respeito à qualidade do modelo que está sendo ajustado e da validade dos parâmetros. A análise de resíduos finais fornece uma medida da adequação do modelo ao fenômeno estudado. Entretanto, encontrar um bom ajuste entre os valores calculados pelo modelo matemático e medidos no experimento é uma condição necessária, mas não suficiente. Existe uma alta incerteza nos parâmetros calculados devido à má qualidade dos dados observados ou por características do próprio modelo. Uma das principais vantagens da abordagem formalizada da estimativa de parâmetros é a possibilidade de realizar uma interpretação das estimativas que é importante para avaliar sua qualidade (Velloso, 2000).

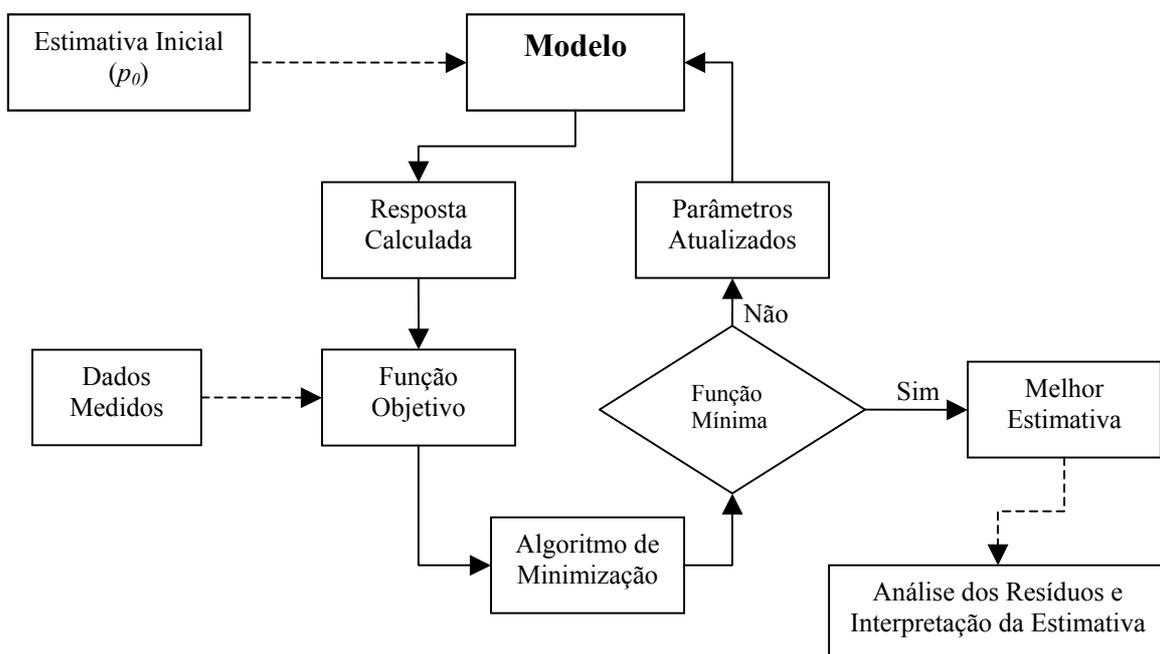


Figura 3.2 - Principais componentes de um problema de cálculo de parâmetros (Velloso, 2000)

3.2 Identificação dos Parâmetros

A solução de um problema inverso para materiais não-elásticos é dividida basicamente em quatro passos. Primeiro, um teste experimental ou ensaio de campo, onde as grandezas mecânicas são medidas, que devem realçar o comportamento do fenômeno em estudo. O próximo passo consiste em expressar um modelo matemático baseado nestes resultados experimentais. O terceiro passo consiste em identificar os parâmetros dos materiais relevantes ao fenômeno estudado (problema de identificação de parâmetro). Por fim, o modelo resultante deve ser testado e validado (Kleinermann *et al.*, 2001).

Assuma que um modelo pré-determinado relaciona algum parâmetro desconhecido, \mathbf{p} , a um certo conjunto de grandezas mecânicas, $\mathbf{y}(\mathbf{p})$. As grandezas medidas são representadas por \mathbf{y}^* . As diferenças entre grandezas medidas e as calculadas pelo problema inverso $\mathbf{y}^* - \mathbf{y}$ são consideradas como um valor de erro, que pode ser definido de maneira probabilística. Assim como em um caso particular de probabilidade de máxima aproximação, pode ser usado o método dos mínimos quadrados como mostra a Equação 3.3, onde σ^2 é a variação de medidas (desvio padrão) e \mathbf{I} é a matriz identidade. Assim a função objetivo é proporcional a σ^2 . A função a ser minimizada é mostrada na Equação 3.4. (Arora, 1989).

$$C_y = \sigma^2 \mathbf{I} \quad 3.3$$

$$F(p) = (\mathbf{y}_i^* - \mathbf{y}_i)^T C_y^{-1} (\mathbf{y}_i^* - \mathbf{y}_i) \quad 3.4$$

Temos para a soma das grandezas medidas, a soma dos resíduos expressos como:

$$F(p) = \sum_{i=1}^m (\mathbf{y}_i^* - \mathbf{y}_i)^T (C_y)^{-1} (\mathbf{y}_i^* - \mathbf{y}_i) \quad 3.5$$

onde: m é o número de medidas

3.3 Problema de Otimização sem Restrição

Pode-se definir o problema de otimização com ou sem restrição como, minimizar $f(\mathbf{p})$ com ou sem restrição do vetor de parâmetros \mathbf{p} . Pode-se verificar na Figura 3.3, os tipos de problemas de otimização. No trabalho são visados os problemas não-lineares sem restrições.

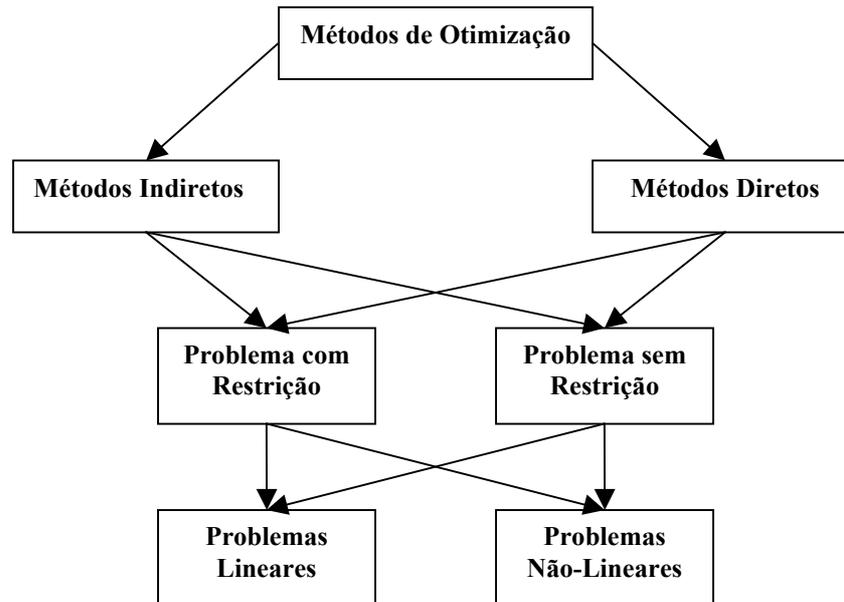


Figura 3.3 - Classes de problemas de otimização (Arora, 1989)

Problemas de otimização sem restrição são classificados como unidimensionais e multidimensionais (Figura 3.4).

Métodos numéricos para resolução de problemas de otimização têm sido desenvolvidos nas últimas décadas. Substanciais pesquisas foram desenvolvidas durante as décadas de 50 e 60, os quais mostram que problemas de otimização com restrições podem ser transformados em uma seqüência de problemas sem restrições. Devido a estas razões os métodos de otimização sem restrição ganharam considerável importância e esforço no desenvolvimento de eficientes algoritmos e programas computacionais. Portanto, há uma considerável importância no entendimento do método de otimização sem restrições.

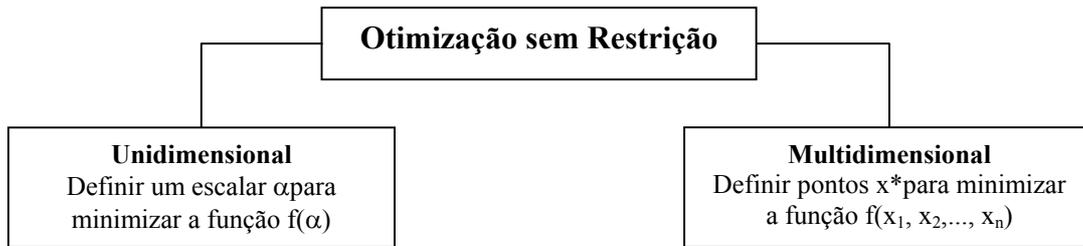


Figura 3.4 - Classificação dos problemas de otimização sem restrição (Arora, 1989)

3.3.1 Algoritmos de Otimização

O objetivo de um algoritmo de otimização sem restrição é resolver problemas do tipo apresentado na Equação 3.2. O algoritmo é utilizado para que, a partir de uma estimativa inicial dos parâmetros, $\mathbf{p}^{(0)}$, chega-se ao mínimo da função objetivo, $F(\mathbf{p})$ (Velloso, 2000).

Os métodos numéricos são descritos pela equação iterativa:

$$\mathbf{p}^{(k+1)} = \mathbf{p}^{(k)} + \Delta \mathbf{p} \quad k = 0, 1, 2, \dots \quad 3.6$$

onde, k representa a iteração e $\Delta \mathbf{p}$ é a variação na variável corrente (o vetor de parâmetros \mathbf{p}^k).

O processo iterativo descrito pela Equação 3.6 é repetido até que as condições ótimas, ou algum outro critério de parada, sejam satisfeitos (Arora, 1989).

Há diversos métodos de cálculo para determinação de $\Delta \mathbf{p}$ para problemas de otimização com ou sem restrições, podendo ser decomposto em duas partes como mostra a Equação 3.7:

$$\Delta \mathbf{p} = \alpha_k \mathbf{d}^k \quad 3.7$$

onde, $\mathbf{d}^{(k)}$ é um vetor denominado direção de busca e α_k é um valor escalar positivo, o qual determina o tamanho do passo na direção $\mathbf{d}^{(k)}$.

O processo de determinação de $\Delta \mathbf{p}$ é separado em dois subproblemas: a determinação da direção e a determinação do tamanho do passo. O processo de movimento de um ponto a um próximo é ilustrado na Figura 3.5.

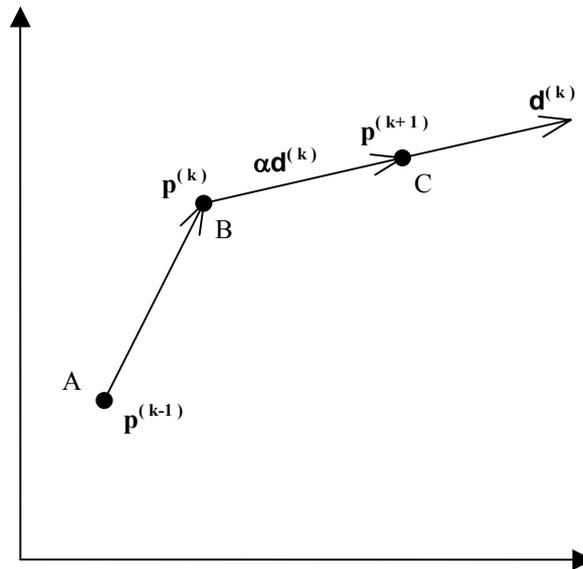


Figura 3.5 - Diagrama conceitual dos passos iterativos de um método de otimização

A idéia básica dos métodos numéricos para problemas de otimização não-lineares é de um começo com uma estimativa razoável. A função e suas derivadas serão desenvolvidas de um ponto inicial a um novo ponto. O processo será contínuo até atingir o ponto ótimo.

Alguns aspectos básicos dos problemas de determinação de parâmetros devem ser considerados na escolha do método de otimização, tais como:

- i) Um número relativamente pequeno de variáveis (os parâmetros);
- ii) Função objetivo altamente não linear (embora contínua e diferenciável), cujo cálculo é freqüentemente muito demorado;
- iii) Um número pequeno de restrições, muitas vezes nenhuma. As restrições são geralmente de limites superior e inferior.

3.3.2. Evolução Numérica dos Gradientes

Para a determinação do gradiente de uma função complexa ou desconhecida será possível determinar valores aproximados por diferenças finitas, esta função é assumida ser uma função contínua e diferenciável.

A derivada parcial de uma função multivariável $f(p)$ com a variável p_i definida como:

$$\frac{\partial f}{\partial p_i} = \lim_{\delta p_i \rightarrow 0} \frac{f(p_1, \dots, p_i + \delta p_i, \dots, p_n) - f(p_1, \dots, p_i, \dots, p_n)}{\delta p_i} ; \quad i = 1, 2, 3, \dots, n \quad 3.8$$

onde, δp_i é uma pequena perturbação na variável p_i . Utilizando esta definição de derivada parcial pode-se evoluir numericamente o gradiente da função.

O gradiente de uma função pode ser aproximado pelo método de diferenças finitas progressiva, pelo qual, a mudança de Δp_i é somado a p_i e a derivada parcial no ponto (p_1, \dots, p_n) é calculada como:

$$\frac{\partial f}{\partial p_i} \approx \frac{f(p_1, \dots, p_i + \Delta p_i, \dots, p_n) - f(p_1, \dots, p_i, \dots, p_n)}{\Delta p_i} ; \quad i = 1, 2, 3, \dots, n \quad 3.9$$

A Equação 3.9 é utilizada para todo $p_i, i = 1$ a n , para o cálculo das derivadas parciais.

Utilizando o método de diferenças finitas regressiva, onde a mudança de Δp_i é subtraída de p_i , a derivada parcial no ponto (p_1, \dots, p_n) é calculada como:

$$\frac{\partial f}{\partial p_i} \approx \frac{f(p_1, \dots, p_i, \dots, p_n) - f(p_1, \dots, p_i - \Delta p_i, \dots, p_n)}{\Delta p_i} ; \quad i = 1, 2, 3, \dots, n \quad 3.10$$

Utilizando uma aproximação por diferenças finitas central, a mudança $\frac{1}{2}\Delta p_i$ é subtraída e somada a p_i , a derivada parcial no ponto (p_1, \dots, p_n) é calculada como:

$$\frac{\partial f}{\partial p_i} \approx \frac{f(p_1, \dots, p_i + \frac{1}{2} \Delta p_i, \dots, p_n) - f(p_1, \dots, p_i - \frac{1}{2} \Delta p_i, \dots, p_n)}{\Delta p_i} ; \quad i = 1, 2, 3, \dots, n \quad 3.11$$

Note que se a perturbação Δp_i na variável p_i for muito grande, então o gradiente será impreciso. Também, se Δp_i for muito pequeno, então devido a perda de significantes dígitos, o gradiente poderá ser totalmente impreciso. Usualmente, para funções pouco não-lineares, a perturbação de 1% ($\Delta p_i = 0,01 p_i$) é suficiente, (Arora, 1989).

3.4. Análise de Sensibilidade

O primeiro passo de análise de estruturas complexas será a discretização das equações do contínuo através de equações de um elemento finito, ou por diferenças finitas, ou modelo similar. O problema de sensibilidade é então equivalente ao problema matemático de se obter as derivadas das soluções dessas equações em relação a seus parâmetros (Equação 3.12).

$$\mathbf{J}_{ij} = \frac{\partial \mathbf{y}_i(p)}{\partial \mathbf{p}_j} = \begin{bmatrix} \frac{\partial y_1(p)}{\partial p_1} & \dots & \frac{\partial y_1(p)}{\partial p_{np}} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \frac{\partial y_n(p)}{\partial p_1} & \dots & \frac{\partial y_n(p)}{\partial p_{np}} \end{bmatrix} \quad 3.12$$

Estes coeficientes mostram o impacto de uma pequena variação no parâmetro p_j na resposta calculada pelo modelo no ponto de calibração i , $\mathbf{y}_k(p)$ (Velloso, 2000).

Em alguns casos é vantajoso diferenciar as equações do contínuo que governam a estrutura em relação as variáveis do problema antes do processo de discretização. Uma vantagem é que os resultados das equações de sensibilidade são igualmente aplicáveis em várias técnicas de análises (Arora, 1989).

A simples técnica de calcular as derivadas das funções em relação a suas variáveis pode ser realizada através de uma aproximação por diferenças finitas (Equação 3.13). Esta técnica pode ter um alto custo computacional, mas é de fácil

aplicação e muito popular. Infelizmente, aproximações por diferenças finitas, às vezes, possuem problemas de precisão em sua análise.

$$\frac{\partial y_i(p)}{\partial p_j} = \frac{y_i(p_1, \dots, p_j + \Delta p_j, \dots, p_{nx}) - y_i(p_1, \dots, p_{nx})}{\Delta p_j} \quad 3.13$$

Como os coeficientes de sensibilidade podem ser determinados sem os dados coletados, o projeto de experimentos pode ser melhorado pela inspeção dos tipos de dados (módulo de elasticidade do material, peso específico, coesão, etc.) e pontos no espaço e no tempo que produzem maiores coeficientes de sensibilidade. Entretanto, esta análise reflete a sensibilidade somente em um ponto no espaço de parâmetros. Para problemas não lineares de estimativa de parâmetros, os coeficientes de sensibilidade variam se calculados para outras combinações de parâmetros. Logo essas análises devem ser repetidas para diversas hipóteses sobre os parâmetros e ao final do processo de otimização (Velloso, 2000).

3.4.1. Identificabilidade

Existem alguns parâmetros que não são possíveis estimar de forma única todos os valores a partir das medidas. Podem-se estimar apenas alguns destes parâmetros, ou funções deles. Isso é parte do problema de identificabilidade, como pode ser visto no exemplo abaixo:

$$y_i = (p_1 + p_2) f(t_i) \quad 3.14$$

onde, p_1 e p_2 são os parâmetros a serem estimados e $f(t)$ é uma função qualquer conhecida de t . Neste modelo, somente (p_1+p_2) pode ser estimado dadas às medidas de y_i vs. t_i (Velloso, 2000).

3.5. Análise de Resíduos

O resíduo, diferença entre os valores medidos e calculados, é dado pela soma do erro no modelo (Velloso, 2000):

$$e_m = \tilde{y} - y(p) \quad 3.15$$

e dos erros nos dados:

$$e_d = y^* - \tilde{y} \quad 3.16$$

onde, \tilde{y} é valor verdadeiro.

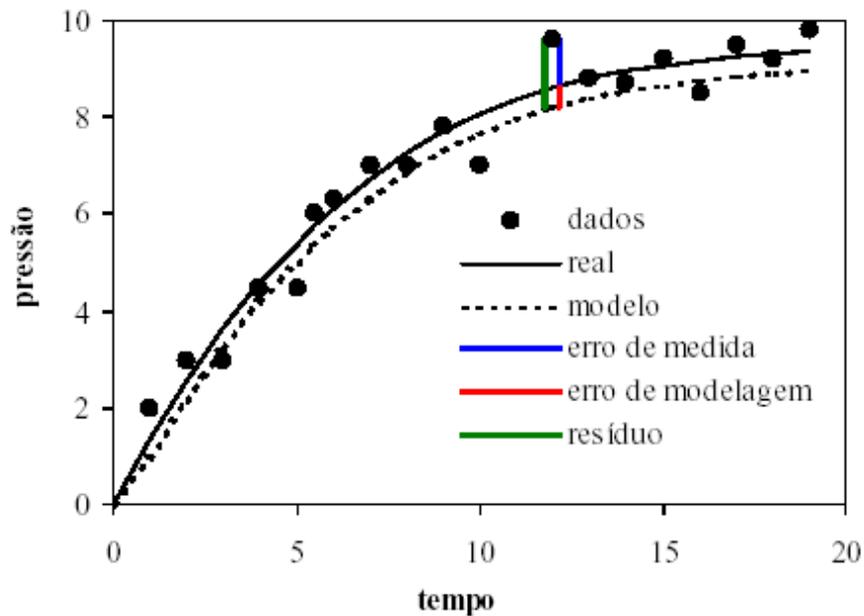


Figura 3.6 - Definição de resíduo, erro de medida e erro de modelagem (Velloso, 2000).

3.6 - Interpretação das Estimativas

O objetivo da interpretação é determinar a incerteza dos parâmetros estimados, a qual pode ser aumentada pela baixa sensibilidade ou por uma alta correlação entre estes parâmetros.

O valor de p que melhor se ajusta a uma série de medidas difere do valor que melhor ajusta outra série de medidas. O que se deseja é obter uma estimativa dos parâmetros que não somente se ajustem bem os dados, mas que também não variem excessivamente de uma série de medidas para outra.

A interpretação da matriz de covariância dos parâmetros estimados, C_p , fornece um critério para a avaliação dos resultados do problema inverso. Para o método dos mínimos quadrados a matriz de covariância dos parâmetros estimados é dada pela Equação 3.17 (Beck e Arnold, 1977).

$$C_p = \sigma_0^2 [\mathbf{J}^T \mathbf{J}]^{-1} \quad 3.17$$

Onde, σ_0^2 é o desvio padrão das medidas e \mathbf{J} é a matriz de sensibilidade.

A medida da covariância pode ser dada por um coeficiente adimensional, chamado coeficiente de correlação, como mostra a Equação 3.18 (Beck e Arnold, 1977).

$$\rho_{ij} = \frac{c_{p_{ij}}}{\sqrt{c_{p_{ii}} c_{p_{jj}}}} \quad \therefore \quad -1 \leq \rho_{ij} \leq 1 \quad 3.18$$

Coefficientes de correlação assumem valores entre -1 e 1. Um coeficiente de correlação zero indica que não há correlação entre os parâmetros i e j , um valor maior do que 0.9, indica alta correlação, isto é, se dois ou mais parâmetros são correlacionados. Uma resposta similar do modelo pode ser obtida pelo acréscimo de um parâmetro e decréscimo de outro. Numa retroanálise um alto coeficiente de correlação pode estar relacionado ao projeto inadequado do experimento (dados insuficientes) ou ser inerente ao modelo. Neste caso nenhum projeto de experimento poderá produzir parâmetros não correlacionados (Beck e Arnold, 1977).

CAPÍTULO 4 - Estudos Físicos, Analíticos e Numéricos, e seus Resultados

O capítulo quatro trata de conceitos básicos sobre o Método de Elementos Finitos (MEF) e da Análise Limite Numérica (ALN) e exemplos de aplicação através destes métodos. O objetivo principal é mostrar de forma clara os resultados obtidos nessa dissertação. Consecutivamente, são mostrados e comparados, os resultados numéricos e experimentais. Após essa análise, é realizado um estudo inverso de um dos problemas: duto rígido com 100% de seu diâmetro embutido. O estudo inverso visa a obtenção dos parâmetros através do resultado força vs. deslocamento de um ponto monitorado do duto.

4.1. Formulação Matemática para Problemas de Engenharia

4.1.1. Introdução

As condições básicas necessárias para a resolução de problemas de engenharia segundo a mecânica dos corpos deformáveis deverá ser em: satisfazer as relações de equilíbrio, de compatibilidade tensão-deformação e os critérios de escoamento dos materiais.

A Mecânica dos Meios Contínuos tem como preocupação básica o desenvolvimento de modelos matemáticos que possam representar adequadamente a situação física real de componentes sujeitos a esforços mecânicos. O objetivo pode ser a determinação do campo de deslocamentos, as deformações e esforços internos no sistema devido à aplicação de cargas.

A discretização de problemas contínuos tem sido abordada de forma diferente por matemáticos e engenheiros. Os matemáticos têm desenvolvido técnicas gerais aplicáveis diretamente as equações diferenciais que regem o problema, tais como: aproximações por diferenças finitas, métodos de resíduos ponderados, técnicas aproximadas para determinar pontos estacionários de funcionais. Os engenheiros procuram abordar os problemas estabelecendo analogias entre os elementos discretos reais e porções finitas de um domínio contínuo.

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é, seguramente, o processo que mais tem sido usado para a discretização de meios contínuos. A sua larga utilização se

deve também ao fato de poder ser aplicado, além dos problemas clássicos da mecânica estrutural elástico-linear, para os quais foi inicialmente desenvolvido, mas também para problemas tais como: problemas não lineares, estáticos ou dinâmicos; mecânica dos sólidos; mecânica dos fluidos; eletromagnetismo; transmissão de calor; filtração de meios porosos; campo elétrico; acústica; etc.

4.1.2. Equações Básicas da Elasticidade

A teoria da elasticidade infinitesimal trata do estudo das deformações e da distribuição dos esforços internos num sólido, quando sujeito a cargas externas. As limitações da teoria restringem a aplicação apenas para pequenas deformações.

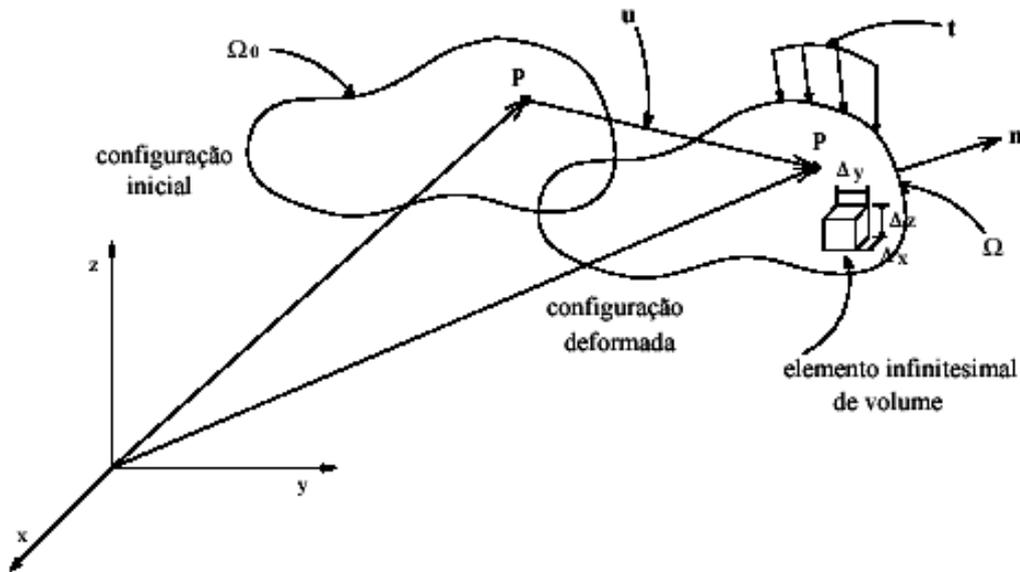


Figura 4.1 - Descrição da deformação de um corpo

Equações de Compatibilidade Cinemática

Considera-se um corpo deformável (ou estrutura) na sua configuração inicial Ω_0 mostrada na Figura 4.1, que se deforma sob a ação de um sistema de forças atingindo a configuração final deformada Ω_f . O vetor \mathbf{u} denota o deslocamento de um ponto genérico \mathbf{P} de sua posição na configuração inicial para a nova posição na configuração deformada.

Este vetor deslocamento é tratado como uma função contínua da posição inicial, isto é, para cada ponto da peça existe um vetor \mathbf{u} (x, y, z). Esta descrição é possível devido à hipótese de um meio contínuo, que desconsidera a microestrutura do material.

A partir dos deslocamentos, podem-se calcular as deformações em qualquer ponto da estrutura. As equações deformação vs. deslocamentos para elasticidade infinitesimal linear tridimensional são:

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial u_x}{\partial x} \quad 4.1$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{\partial u_y}{\partial y} \quad 4.2$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{\partial u_z}{\partial z} \quad 4.3$$

$$\varepsilon_{xy} = \varepsilon_{yx} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \right) \quad 4.4$$

$$\varepsilon_{yz} = \varepsilon_{zy} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_y}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial y} \right) \quad 4.5$$

onde, u_x , u_y e u_z são as componentes do vetor deslocamento \mathbf{u} nas direções x , y e z , respectivamente. Estas equações representam adequadamente as deformações somente se forem bem pequenas.

As relações de compatibilidade, podem ser colocadas matricialmente, como mostra a Equação 4.6, na forma:

$$\{\varepsilon\} = \nabla \{u\} \quad 4.6$$

onde:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ 2\varepsilon_{xy} \\ 2\varepsilon_{xz} \\ 2\varepsilon_{yz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial z} & \frac{\partial}{\partial y} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_x \\ u_y \\ u_z \end{Bmatrix} \quad 4.7$$

Equações de Equilíbrio Estático

O tensor de tensão de Cauchy expressa os esforços internos em uma partícula de um sólido, para todas as direções. A força interna distribuída de um ponto sobre seu vizinho é determinada pela direção do vizinho “n” através da fórmula de Cauchy:

$$\begin{cases} t_x = \sigma_{xx}n_x + \sigma_{xy}n_y + \sigma_{xz}n_z \\ t_y = \sigma_{yx}n_x + \sigma_{yy}n_y + \sigma_{yz}n_z \\ t_z = \sigma_{zx}n_x + \sigma_{zy}n_y + \sigma_{zz}n_z \end{cases} \quad 4.8$$

ou

$$t = \sigma n \quad 4.9$$

$$\begin{Bmatrix} t_x \\ t_y \\ t_z \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} n_x \\ n_y \\ n_z \end{Bmatrix} \quad 4.10$$

onde, t é a força distribuída, e σ é o tensor tensão. Na superfície do corpo, tomando n_x, n_y e n_z como as componentes do vetor normal \mathbf{n} à superfície, t_x, t_y e t_z tem que equilibrar as forças aplicadas. A tensão em um ponto tem que ser representada por um tensor para poder expressar o vetor força em qualquer direção. Para o estudo do estado de tensões no interior do corpo deformado, isola-se um elemento infinitesimal de um volume de dimensões $\Delta x, \Delta y, \Delta z$.

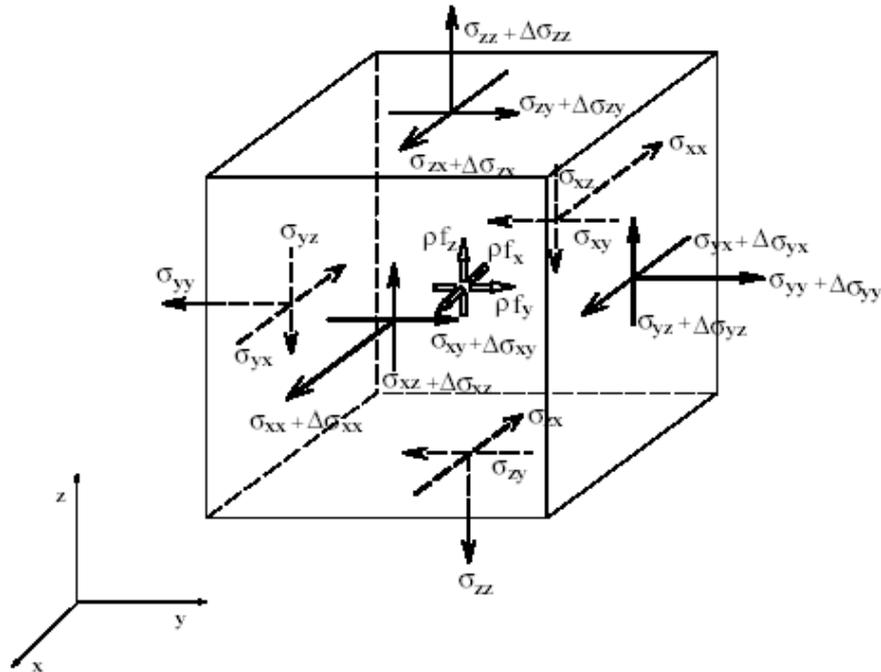


Figura 4.2 - Estado de tensões em um elemento infinitesimal

As tensões atuantes sobre este elemento de volume são mostradas na Figura 4.2. Observe que σ_{ij} representam os incrementos de tensão, devido à presença das forças de corpo ρf_i , por exemplo. Substituindo os incrementos de tensão:

$$\Delta \sigma_{ij} \quad \text{por} \quad \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_k} dx_k, \quad \text{e} \quad 4.11$$

Escrevendo as equações de equilíbrio nas direções x, y e z obtém-se as equações de equilíbrio para tensões, também chamadas de equações diferenciais de equilíbrio, ou seja:

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zx}}{\partial z} + \rho f_x = 0 \\ \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zy}}{\partial z} + \rho f_y = 0 \\ \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + \rho f_z = 0 \end{cases} \quad 4.12$$

$$\sigma_{xz} = \sigma_{zx}, \quad \sigma_{zy} = \sigma_{yz}, \quad \sigma_{yx} = \sigma_{xy} \quad 4.13$$

A equação 4.13, expressa a condição de simetria das componentes do tensor tensão.

Para deformações planas, onde, a espessura da estrutura é grande comparada com as dimensões nas direções “x” e “y”, e onde os carregamentos apenas no plano transversal da estrutura, pode-se assumir que o deslocamento “u_z” na direção “z” é desprezível e que os deslocamentos “u_x” e “u_y” são funções de “x” e “y”, somente. Neste caso:

$$\varepsilon_{zz} = \varepsilon_{xz} = \varepsilon_{yz} = 0 \quad 4.14$$

as tensões são agrupadas, similarmente ao estado de tensões planas, como:

$$\{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix} \quad 4.15$$

sendo que σ_{zz} depende das outras componentes de tensão, sendo dada por:

$$\sigma_{zz} = \nu(\sigma_{xx} + \sigma_{yy}) \quad 4.16$$

em vista das deformações serem:

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{xy} \end{Bmatrix} \quad 4.17$$

a equação constitutiva é dada por:

$$\{\sigma\} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \{\varepsilon\} \quad 4.18$$

$$\{\sigma\} = [\mathbf{D}] \{\varepsilon\} \quad 4.19$$

onde, $[\mathbf{D}]$ é a matriz constitutiva do material (matriz de rigidez).

4.2. Introdução ao Método dos Elementos Finitos

O método, dos Elementos Finitos, surgiu como uma nova possibilidade para resolver problemas de engenharia. Este prevê a divisão do domínio em um número finito de pequenas regiões denominadas elementos. A subdivisão do domínio constitui a malha de elementos finitos (Zienkiewicz e Taylor, 2000).

Segundo o princípio dos trabalhos virtuais o equilíbrio de um corpo será satisfeito quando o incremento do trabalho das forças externas for igual ao incremento do trabalho interno (energia potencial), ou seja:

$$\int_{\Omega} \partial \varepsilon^T \sigma \, d\Omega = \int_{\Omega} \partial \mathbf{U}^T \mathbf{f}_{\Omega} \, dv + \int_{\Gamma} \partial \mathbf{U}^T \mathbf{f}_{\Gamma} \, d\Gamma + \sum_i \partial \mathbf{U}^T \mathbf{f}_i \quad 4.20$$

onde, σ é o campo de tensões internas em equilíbrio com as forças aplicadas $f_{\Omega}, f_{\Gamma}, f_i$ e $\partial\varepsilon$ é o campo de deformações virtuais compatível com os deslocamentos virtuais ∂U .

Sendo:

$$\partial U^T = \langle \partial u(x, y, z), \partial v(x, y, z), \partial w(x, y, z) \rangle$$

$$\partial \varepsilon^T = \langle \partial \varepsilon_{xx}, \partial \varepsilon_{yy}, \partial \varepsilon_{zz}, \partial \varepsilon_{xy}, \partial \varepsilon_{yz}, \partial \varepsilon_{zx} \rangle$$

$$\sigma^T = \langle \sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}, \sigma_{xy}, \sigma_{yz}, \sigma_{zx} \rangle$$

$$f_{\Omega} = \langle f_{\Omega_x}, f_{\Omega_y}, f_{\Omega_z} \rangle$$

$$f_{\Gamma} = \langle f_{\Gamma_x}, f_{\Gamma_y}, f_{\Gamma_z} \rangle$$

$$f_i = \langle f_{i_x}, f_{i_y}, f_{i_z} \rangle$$

O problema mostrado na Figura 4.3 pode ser formulado como, dada uma determinada geometria com cargas $(f_{\Omega}, f_{\Gamma}, f_i)$, sob condições de suporte (Γ_u) , a lei constitutiva do material e a condição das tensões iniciais do corpo. Calcular os deslocamentos “ \underline{U} ” do corpo, as deformações “ $\underline{\varepsilon}$ ” e as tensões “ σ ”.

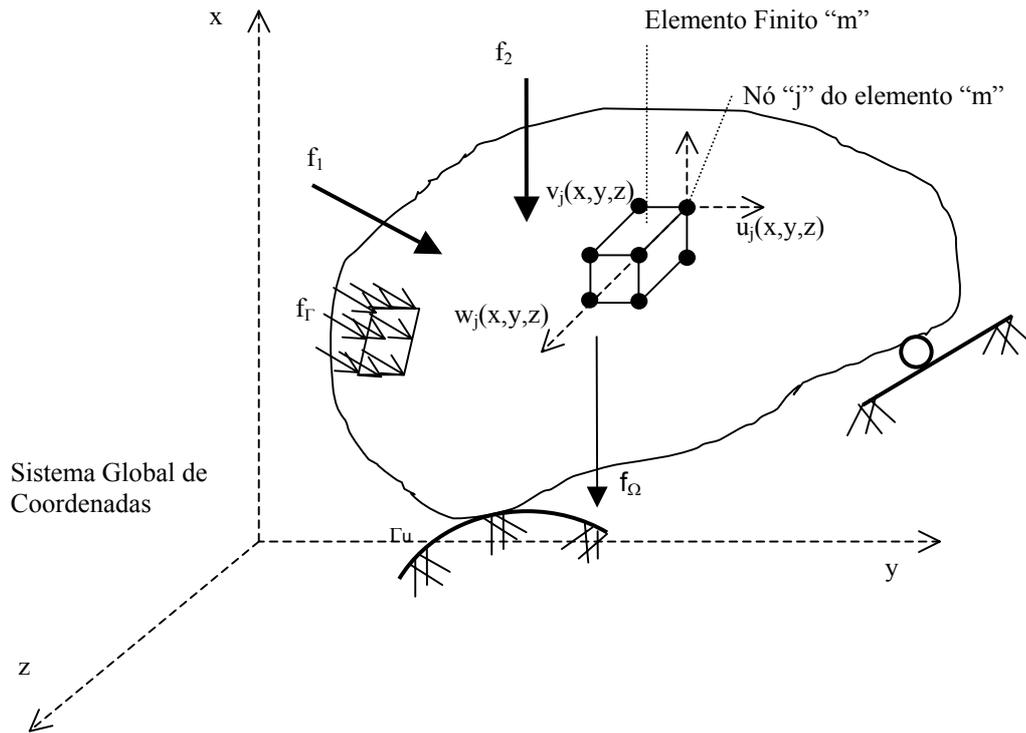


Figura 4.3 - Uma região plana de tensões dividida em elementos finitos

A formulação do método dos elementos finitos parte da equação de trabalho virtuais (Equação 4.20) que considera o corpo (Figura 4.3) como uma montagem de elementos discretos interconectados pelos nós. Os deslocamentos medidos num sistema de coordenadas locais qualquer, dentro de cada elemento, são medidos em função dos deslocamentos dos “n” nós do elemento. Assim, para o elemento “m” temos:

$$\mathbf{u}^{(m)}(x, y, z) = \mathbf{H}^{(m)}(x, y, z) \hat{\mathbf{U}} \quad 4.21$$

onde, $H^{(m)}$ é a matriz de interpolação de deslocamentos do elemento m , e $\hat{\mathbf{U}}$ corresponde ao vetor nodal de todos os nós do elemento m no sistema de coordenadas globais, ou seja:

$$\hat{\mathbf{U}} = \langle \hat{\mathbf{U}}_1, \hat{\mathbf{U}}_2, \hat{\mathbf{U}}_3, \dots, \hat{\mathbf{U}}_n \rangle \quad 4.22$$

A montagem da matriz (\mathbf{H}) constitui um passo importante na resolução do elemento finito devido à dependência da geometria do elemento, do número de nós e dos graus de liberdade, considerados na análise.

O campo de deformações do elemento m em função dos deslocamentos nodais $\hat{\mathbf{U}}$ será expresso como:

$$\varepsilon^{(m)}(x, y, z) = \nabla u^{(m)}(x, y, z) \quad 4.23$$

$$\varepsilon^{(m)} = \nabla \mathbf{H}^{(m)} \hat{\mathbf{U}} \quad 4.24$$

$$\varepsilon^{(m)} = \mathbf{B}^{(m)}(x, y, z) \hat{\mathbf{U}} \quad 4.25$$

A relação constitutiva para o elemento finito m considerado as tensões iniciais do elemento será:

$$\sigma^{(m)} = \mathbf{E}^{(m)} \varepsilon^{(m)} + \sigma_i^{(m)} \quad 4.26$$

onde, $\mathbf{E}^{(m)}$ é a matriz elástica e $\sigma_i^{(m)}$ é o campo de tensões iniciais no elemento m . Portanto, a Equação 4.26 expressa como uma soma das integrações dos elementos finitos no volume total do corpo será:

$$\sum_m \int_{\Omega^{(m)}} \partial \varepsilon^{(m)T} \sigma^{(m)} d\Omega^{(m)} = \sum_m \int_{\Omega^{(m)}} \partial U^{(m)T} f_B^{(m)} d\Omega^{(m)} + \sum_m \int_{\Gamma_1^{(m)}, \dots, \Gamma_q^{(m)}} \partial U^{(m)} f_\Gamma^{(m)} d\Gamma^{(m)} + \sum_m \partial U_i^T f_i \quad 4.27$$

$$\begin{aligned} \sum_m \int_{\Omega^{(m)}} \partial \hat{\mathbf{U}}^T \mathbf{B}^{(m)T} \left[\mathbf{E}^{(m)} \mathbf{B}^{(m)} \hat{\mathbf{U}} + \sigma_i^{(m)} \right] d\Omega^{(m)} &= \sum_m \int_{\Omega^{(m)}} \partial \hat{\mathbf{U}}^T \mathbf{H}^{(m)T} f_B^{(m)} d\Omega^{(m)} + \\ \sum_m \int_{\Gamma_1^{(m)}} \partial \hat{\mathbf{U}}^T \mathbf{H}_\Gamma^{(m)T} f_\Gamma^{(m)} d\Gamma^{(m)} &+ \partial \hat{\mathbf{U}}_i^T f_c \end{aligned} \quad 4.28$$

$$\begin{aligned} \sum_m \int_{\Omega^{(m)}} \mathbf{B}^{(m)T} \mathbf{E}^{(m)} \mathbf{B}^{(m)} \hat{\mathbf{U}} d\Omega^{(m)} &= \sum_m \int_{\Omega^{(m)}} \mathbf{H}^{(m)T} f_B^{(m)} d\Omega^{(m)} + \sum_m \int_{\Gamma_1^{(m)}} \mathbf{H}_\Gamma^{(m)T} f_\Gamma^{(m)} d\Gamma^{(m)} + f_c \\ &- \sum_m \int_{\Omega^{(m)}} \mathbf{B}^{(m)T} \sigma_i^{(m)} d\Omega^{(m)} \end{aligned} \quad 4.29$$

$$\sum_m K^{(m)} \hat{\mathbf{U}} = \sum_m f_B^{(m)} + \sum_m f_\Gamma^{(m)} + f_c - \sum_m f_i^{(m)} \quad 4.30$$

$$\sum_m K^{(m)} \hat{\mathbf{U}} = \sum_m f_B^{(m)} + \sum_m f_\Gamma^{(m)} + f_c - \sum_m f_i^{(m)} \quad 4.31$$

$$K \hat{\mathbf{U}} = R \quad 4.32$$

$$K = \sum_m \int_{\Omega^{(m)}} \mathbf{B}^{(m)T} \mathbf{E}^{(m)} \mathbf{B}^{(m)} d\Omega^{(m)} \quad 4.33$$

$$R = R_B + R_\Gamma + R_c - R_i \quad 4.34$$

$$R_B = \sum_m \int_{\Omega^{(m)}} \mathbf{H}^{(m)T} f_B^{(m)} d\Omega^{(m)} \quad 4.35$$

$$R_\Gamma = \sum_m \int_{\Omega^{(m)}} \mathbf{H}_\Gamma^{(m)T} f_\Gamma^{(m)} d\Gamma^{(m)} \quad 4.36$$

$$R_i = \sum_m \int_{\Omega^{(m)}} \mathbf{B}^{(m)T} \sigma_i^{(m)} d\Omega^{(m)} \quad 4.37$$

$$R_c = F_c \quad 4.38$$

4.3. Estudo pelo Método da Análise Limite

O método da análise limite baseia-se nas condições básicas da mecânica dos corpos deformáveis (equações de equilíbrio, equações de compatibilidade e critério de escoamento), considerando a relação tensão-deformação dos solos de forma idealizada e pressupondo um fluxo plástico associado (Finn, 1967 e Chen, 1990).

Esta suposição permite a demonstração dos teoremas limite. Os teoremas limite (teoremas do limite superior e inferior) aplicados convenientemente a problemas geotécnicos de estabilidade (ex: problemas de capacidade de carga, estabilidade de taludes, etc.), servem para obter soluções aproximadas que se aproximam tanto pela região superior ou inferior à carga real de colapso da estrutura analisada.

A teoria de análise limite considera o comportamento tensão-deformação dos materiais de maneira idealizada, como rígido perfeitamente plástico, com o objetivo de calcular a carga do limite plástico. Esta carga fornece uma aproximação da carga de colapso real (Farfán, 2000).

A aplicação dos teoremas de análise limite é válida para corpos materiais que cumpram as seguintes propriedades ideais:

- i) o comportamento plástico do material é perfeitamente ou idealmente plástico, ou seja, a superfície de escoamento no espaço das tensões é fixa;
- ii) a superfície de escoamento é convexa e as taxas de deformação plástica são deduzidas da função de escoamento através da lei de fluxo associado;
- iii) as mudanças na geometria do corpo são consideradas desprazíveis, quando o carregamento atinge o carregamento limite ou a carga de colapso. Portanto, o princípio dos trabalhos virtuais pode ser aplicado.

Teorema do limite inferior (Teorema estático)

O fator de carga de colapso estático que corresponde a uma distribuição de tensões estaticamente admissíveis (σ), devem satisfazer as seguintes condições:

- i) as equações de equilíbrio no volume;
- ii) as equações de equilíbrio no contorno;
- iii) nenhuma parte do meio seja violada a condição de escoamento, não será maior que o fator carga de colapso da estrutura.

Teorema do limite superior (Teorema cinemático)

O fator de carga de colapso cinemático determinado pela igualdade da taxa do trabalho externo e a taxa de dissipação interna de um campo de velocidade cinematicamente admissível (\dot{u}), devem satisfazer as seguintes condições::

- i) a condição de contorno em velocidades;
- ii) a relação de compatibilidade entre deformação e velocidade, não é menor que o fator de carga de colapso da estrutura. A dissipação da energia num fluxo plástico associado pode ser calculada por uma lei de fluxo idealizado num campo de velocidade distribuído no meio do problema em questão.

4.3.1. Formulação Matemática

O problema de análise limite em termos matemáticos se reduz à solução do seguinte sistema (Farfán, 2000):

dado:

f em Ω (no domínio)

t em Γ_t (no contorno), tal que: $\Gamma = \Gamma_t + \Gamma_u$

Determinar:

$$\lambda, \sigma, \dot{u}, \dot{\varepsilon} \text{ e } \dot{\gamma}$$

tal que:

$$\text{Equilíbrio Estático} \quad \rightarrow \quad \begin{cases} \nabla^T \sigma = \lambda f, & \text{em } \Omega \\ \sigma \eta = \lambda t, & \text{em } \Gamma_t \end{cases} \quad 4.39$$

$$\text{Critério de Escoamento} \quad \rightarrow \quad f(\sigma) \leq 0, \quad \text{em } \Gamma \quad 4.40$$

$$\text{Consistência Cinemática} \quad \rightarrow \quad \begin{cases} \dot{\varepsilon} = \nabla \dot{u}, & \text{em } \Omega \\ \dot{u} = 0, & \text{em } \Gamma_u \end{cases} \quad 4.41$$

$$\text{Lei de Fluxo} \quad \rightarrow \quad \dot{\varepsilon}^p = \dot{\gamma} \frac{\partial f}{\partial \sigma} \begin{cases} \dot{\gamma} = 0, & \text{se } f(\sigma) < 0 \\ \dot{\gamma} > 0, & \text{se } f(\sigma) = 0 \end{cases} \quad 4.42$$

onde, f são as forças de massa aplicadas no domínio, t são as forças aplicadas no contorno do sistema, η é o vetor normal à superfície Γ_t ;

$\sigma, \dot{u}, \dot{\varepsilon}^p$ o campo de tensões, velocidade e taxas de deformações plásticas do sistema, λ é o fator de colapso do sistema e $\dot{\gamma}$ o fator de plastificação.

A formulação implementada por Farfán (2000), no programa Limag é mostrada resumidamente abaixo:

Análise Limite Numérica: Formulação para o contínuo convencional

Segundo o princípio dos trabalhos virtuais, tem-se:

$$\int_V (\delta \varepsilon^T \sigma) d\Omega = \lambda \left[\int_{\Omega} (\delta u^T \mathbf{f}) d\Omega + \int_{\Gamma_t} (\delta u^T \mathbf{t}) d\Gamma_t \right] \quad 4.43$$

Considerando a discretização numérica para o campo das tensões e velocidades:

$$\sigma = \mathbf{H}_{\sigma} \hat{\sigma} \quad ; \quad \dot{\mathbf{u}} = \mathbf{H}_u \hat{\mathbf{u}} \quad 4.44$$

onde, σ é o campo de tensões do elemento finito, $\dot{\mathbf{u}}$ o campo de velocidades do elemento finito, $\hat{\sigma}$ o campo de tensões nodais, $\hat{\mathbf{u}}$ o campo de velocidades nodais; $\mathbf{H}_{\sigma}, \mathbf{H}_u$ são matrizes das funções de interpolação do campo das tensões e o campo das velocidades respectivamente.

O vetor da taxa de velocidades de deformação é definido como:

$$\dot{\varepsilon} = \nabla_u \dot{\mathbf{u}} = \nabla_u \mathbf{H}_u \hat{\mathbf{u}} = \mathbf{B}_u \hat{\mathbf{u}} \quad 4.45$$

Substituindo as equações 4.44 e 4.45 em 4.43, tem-se:

$$\int_{\Omega} \delta u^T \mathbf{B}_u^T \mathbf{H}_{\sigma} \hat{\sigma} d\Omega = \lambda \delta \mathbf{u}^T \left[\int_{\Omega} \mathbf{H}_u^T \mathbf{f} d\Omega + \int_{\Gamma_t} \mathbf{H}_u^T \mathbf{t} d\Gamma_t \right] \quad 4.46$$

simplificando:

$$\int_V (\mathbf{B}_u^T \mathbf{H}_\sigma) \hat{\sigma} \, d\Omega = \lambda \left[\int_\Omega \mathbf{H}_u^T \mathbf{f} \, d\Omega + \int_{\Gamma_t} \mathbf{H}_u^T \mathbf{t} \, d\Gamma_t \right] \quad 4.47$$

colocando a equação de equilíbrio na forma compacta:

$$[\mathbf{G}] \hat{\sigma} = \lambda \{p\} \quad 4.48$$

onde:

$$[\mathbf{G}] = \int_V (\mathbf{B}_u^T \mathbf{H}_\sigma) \, d\Omega \quad e \quad \{p\} = \left[\int_\Omega \mathbf{H}_u^T \mathbf{f} \, d\Omega + \int_{\Gamma_t} \mathbf{H}_u^T \mathbf{t} \, d\Gamma_t \right] \quad 4.49$$

Farfán (2000), implementou duas formas de aproximação do campo de tensões dos elementos. No primeiro, caso denominado interpolação constante-bilinear, a matriz de interpolação das tensões \mathbf{H}_σ é formada por submatrizes unitárias constantes e a matriz de interpolação das velocidades “ \mathbf{H}_u ” é formada por funções bilineares. Este tipo de elemento também é conhecido como elemento de tensão constante ($\sigma = \text{constante}$). No segundo caso, denominado interpolação bilinear-bilinear, é considerado $\mathbf{H}_\sigma = \mathbf{H}_u$. Isto significa que, as tensões são interpoladas com a mesma função isoparamétrica bilinear das velocidades.

Deste modo, o problema de otimização com elementos interpolados bilinear-bilinear ($\mathbf{H}_\sigma = \mathbf{H}_u$), considerando a Equação 4.49 e a equação do critério de deslocamento, é colocado numa forma compacta (equações 4.50 e 4.51) (Farfán, 2000).

Assim:

maximizar: λ

sujeito à:

$$\begin{cases} [G]\{\hat{\sigma}\} = \lambda\{p\} \\ f(\hat{\sigma}) \leq 0 \end{cases} \quad 4.50$$

onde:

$$[G] = \int_{\Omega} (\mathbf{B}_u^T \mathbf{H}_{\sigma}) d\Omega \quad 4.51$$

As variáveis do problema de otimização são as tensões nodais. Quando os elementos são considerados com tensões constante, o problema é formulado da seguinte forma:

$$\left[\int_{\Omega} \delta u^T \mathbf{B}_u^T d\Omega \right] \sigma = \lambda \delta u^T \left[\int_{\Omega} \mathbf{H}_u^T \mathbf{f} d\Omega + \int_{\Gamma_t} \mathbf{H}_u^T \mathbf{t} d\Gamma_t \right] \quad 4.52$$

simplificando (4.52):

$$\int_{\Omega} \mathbf{B}_u^T d\Omega \sigma = \lambda \left[\int_{\Omega} \mathbf{H}_u^T \mathbf{f} d\Omega + \int_{\Gamma_t} \mathbf{H}_u^T \mathbf{t} d\Gamma_t \right] \quad 4.53$$

$$[G] = \int_{\Omega} \mathbf{B}_u^T d\Omega \quad 4.54$$

O problema de otimização fica na forma:

maximizar: λ

sujeito à:

$$\begin{cases} [G]\{\sigma\} = \lambda \{p\} \\ f(\sigma) \leq 0 \end{cases} \quad 4.55$$

onde:

$$[G] = \int_{\Omega} \mathbf{B}_u^T \mathbf{d}\Omega \quad 4.56$$

Portanto, as variáveis do problema são as tensões dos problemas. (Farfán, 2000).

4.4. Resultados Experimentais

O estudo objetiva analisar o comportamento do solo interagindo com dutos enterrados, através de ferramentas numéricas. Inicialmente, são mostrados os problemas físicos escolhidos para os estudos numéricos e seus resultados. O primeiro experimento trata de um problema de dutos enterrados em solos coesivos marinhos. São mostrados detalhes do experimento e seus resultados. O problema físico seguinte é tratado da mesma forma, Este caso trata de dutos flexíveis enterrados a uma profundidade maior que o diâmetro da tubulação.

4.4.1. Análise Física Experimental Duto Rígido

O primeiro problema escolhido para o estudo dos métodos numéricos trata de um ensaio experimental realizado no Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT), em 1999, descrito por Rosas, (2000). Este ensaio reproduz

aproximadamente as condições reais de um duto que repousa no fundo marinho, o qual é utilizado para o transporte de óleo e gás das plataformas de exploração até os navios de estocagem. Para esta operação são utilizados dois tipos de dutos:

- i) rígidos em catenária (*Risers Rígidos*);
- ii) sub-horizontais, que repousam no leito marinho (Figura 4.4). Estes dutos cobrem grandes distâncias e encontram-se submetidos à ação de ondas e correntes marinhas.

O ensaio foi realizado em laboratório, utilizando modelo com escala reduzida (figuras 4.5 e 4.6). O modelo utiliza uma caixa de ensaio de 1,5m de comprimento por 1,0m de altura e 1,0m de profundidade, preenchida de solo retirado do fundo do mar, em águas profundas “*offshore*”.

A configuração do modelo consiste basicamente em um duto rígido de 12cm de diâmetro externo, 9cm de diâmetro interno e 0,95m de comprimento, apoiado no solo em duas posições distintas de enterramento, com 50% e 100% do diâmetro enterrado.

O duto foi submetido a cargas laterais (horizontais) aplicadas através de um sistema de carregamento controlado (Figura 4.5), acompanhado da leitura dos deslocamentos.

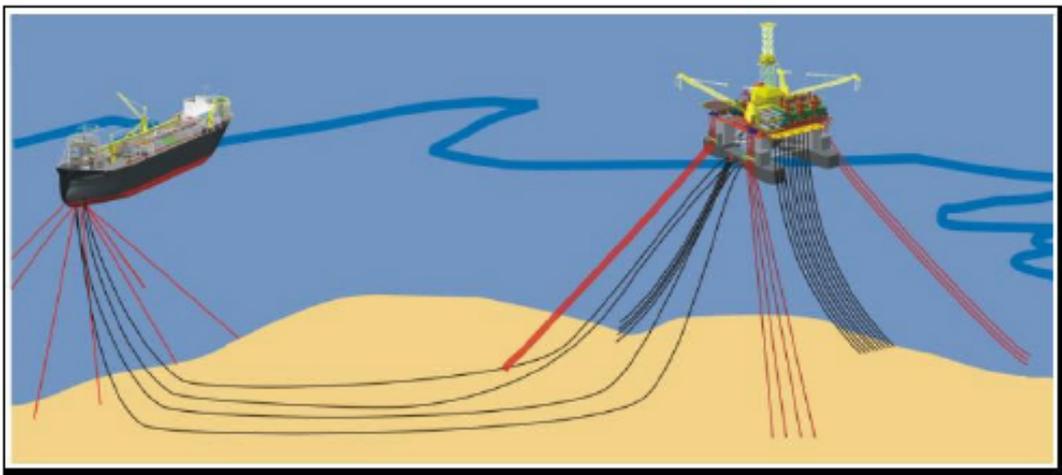


Figura 4.4 - Dutos de transporte de gás e óleo entre a plataforma de exploração e o navio de armazenamento (Rosas, 2000)

A Figura 4.5, mostra o sistema de aplicação de cargas, onde ao aplicar um determinado carregamento ao suporte de massa deste dispositivo, este irá transferir

parte do carregamento, através de um dispositivo provido de roldanas e cabo de aço, ao duto na direção horizontal.

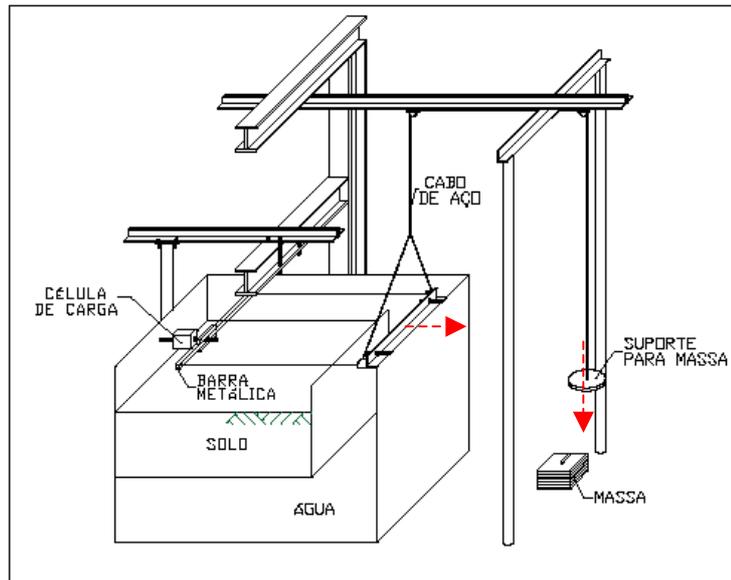


Figura 4.5 - Sistema de aplicação de carga (Rosas, 2000)

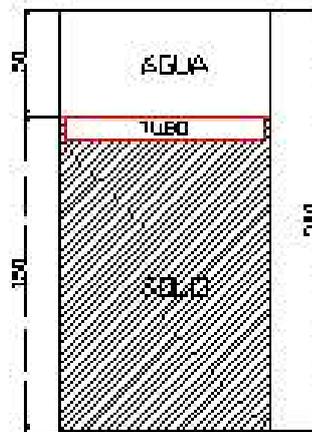


Figura 4.6 - Representação da caixa do ensaio físico

As propriedades do solo e do duto e a geometria do ensaio experimental realizado são descritas no trabalho de Rosas (2001) (tabelas 4.1 e 4.2).

Tabela 4.1 - Parâmetros do solo (Rosas, 2000)

Parâmetros do Solo (Argila Marinha) e Geometria do Modelo Experimental	
Peso Específico dos Sólidos (γ_s)	27,60 kN/m ³
Peso Específico Saturado (γ_{sat})	16,70 kN/m ³
Peso Específico Aparente Seco (γ_d)	10,50 kN/m ³
Umidade (h)	59,40 %
Cisalhamento não-drenado (S_u)	3,00 kN/m ²
Módulo de Elasticidade (E) ($E \approx 550S_u$)	1650,00 kN/m ²
Coefficiente de Poisson (ν)	0,49
Dimensões da caixa de ensaio	1,00 m x 1,50 m x 1,00 m

Tabela 4.2 - Parâmetros do duto (Rosas, 2000)

Parâmetros do Duto (Risers Rígido)	
Peso específico (γ)	0,26 kN/m ³
Diâmetro externo do duto	0,12 m
Espessura do duto	0,03 m
Módulo de Elasticidade do Aço (E)	2,1E+08 kN/m ²
Área	4,94E-3 m ²
Momento de Inércia (I)	6,95E-6 m ⁴
Coefficiente de Poisson (ν)	0,33

Os ensaios de carregamento fornecem os gráficos das figuras 4.7 e 4.8, com os resultados de força e deslocamento para ruptura do solo com 50 e 100% do diâmetro do duto de embutimento respectivamente.

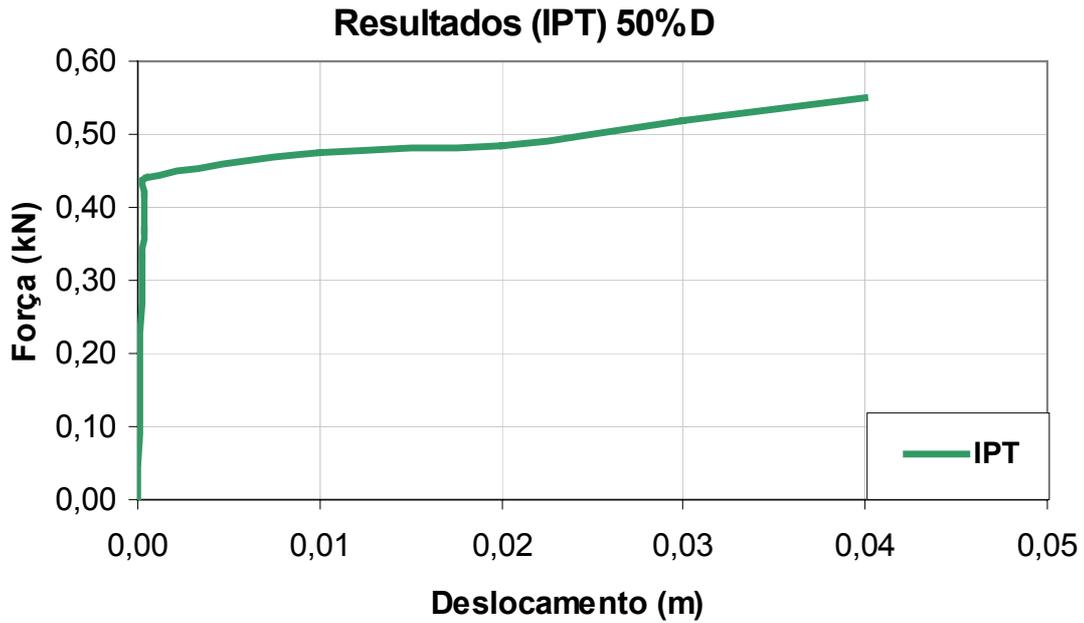


Figura 4.7 - Análise com 50%D do duto enterrado (Rosas, 2000)

Os resultados força *versus* deslocamento para o duto rígido com 100% de seu diâmetro embutido (Figura 4.8), mostra que, por causa do desconfinamento superficial do duto, ocorreu um problema de imprecisão no início do ensaio.

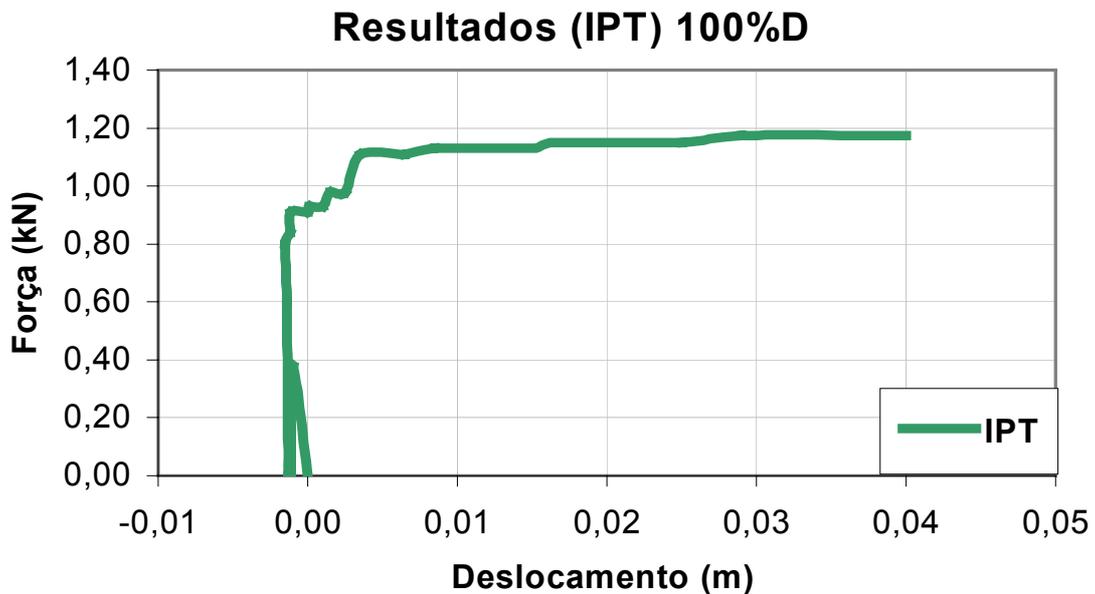


Figura 4.8 - Análise com 100%D do duto enterrado (Rosas, 2000)

Tabela 4.3 - Resultados dos ensaios experimentais

Embutimento	Deslocamento (m)	Força (kN)
50%D	0,000342	0,48
100%D	0,00144	0,98

4.4.2. Análise Física Experimental Duto Flexível

Talesnick e Baker (1999), relatam a ruptura de um duto flexível, de grande diâmetro, utilizado na coleta de esgoto urbano. O projeto consiste de uma longa rede de dutos, aproximadamente 3,5 km, enterrado em um solo predominantemente coesivo na região central de Israel trabalhando sob a ação da gravidade para o transporte do efluente. O duto atingiu o colapso antes mesmo de entrar em funcionamento, devido à deformações excessivas da tubulação.

O duto possui 1,2 m de diâmetro interno. A parede do duto é composta de aço, com espessura de 6,4mm e revestimentos externo de concreto e interno de alumínio com espessuras de 25mm e 20mm, respectivamente.

O projeto consiste, de um sistema de vala (trincheira), com profundidade entre 4,5m e 5,5m, dependendo da topografia do terreno. O solo natural é composto de argila muito plástica.

Após a escavação, o duto foi instalado diretamente em solo granular grosseiro (pedregulho) e preenchido, na região do duto, por um material granular mais fino (areia), com compactação variada ao nível do duto (Figura 4.9). Os parâmetros dos materiais utilizados estão descritos na Tabela 4.4.

Alguns parâmetros, de essencial importância na análise numérica não foram informados, como o peso específico e o coeficiente de empuxo no repouso do material de reaterro. Através de simulações numéricas com faixas de valores dos parâmetros conhecidos por literatura pôde-se identificar estes parâmetros. Esse procedimento e seus resultados serão mostrados na sub-seção 4.7.1.2.

Tabela 4.4 - Parâmetros relatados no trabalho de Talesnick e Baker (1999)

Tipo de Solo	γ [kN/m ³]	ν [-]	E [kN/m ²]	c [kN/m ²]	ϕ [°]
Argila	19*	0,33*	2500	25	0.1**
areia compacta	17,1	0,32	35000	0,1	28
areia fofa	14	0,3	20000	0,1	30
pedregulho	15	0,3	100000	0,1	35

Duto	
Índice de Rigidez do Duto (EI)	13,5 kN.m

* Valores identificados na dissertação através de análises numéricas mostradas na sub-seção 4.7.1.2.

** Valor de ângulo de atrito adotado neste trabalho, diferente de zero, utilizado no PLAXIS, para evitar problemas em suas formulações numéricas.

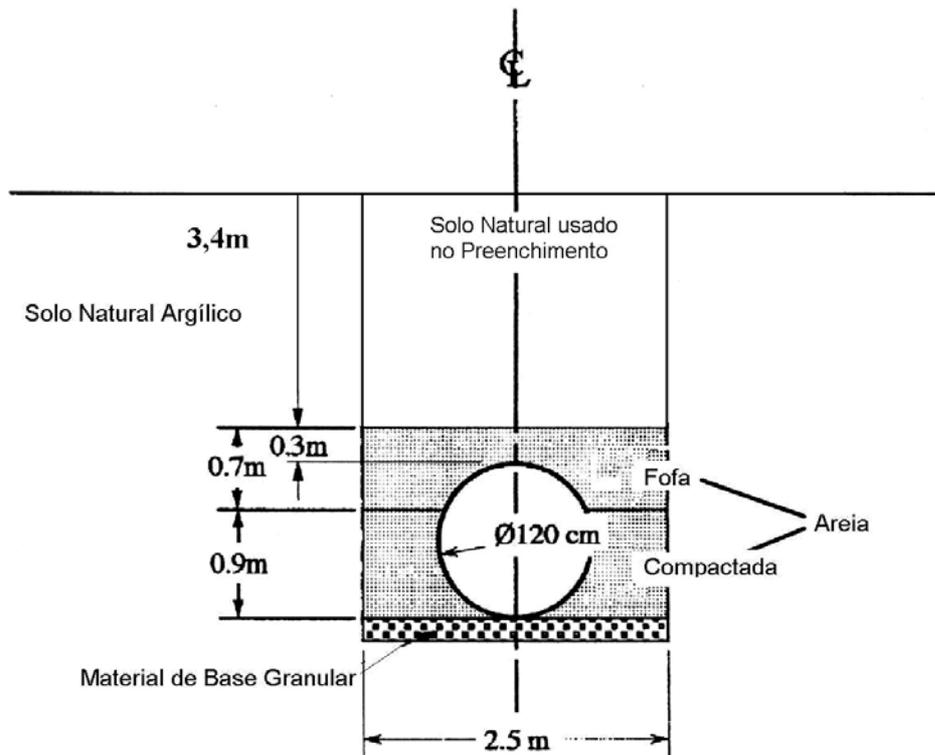


Figura 4.9 - Projeto do sistema de trincheira, (Talesnick e Baker, 1999)

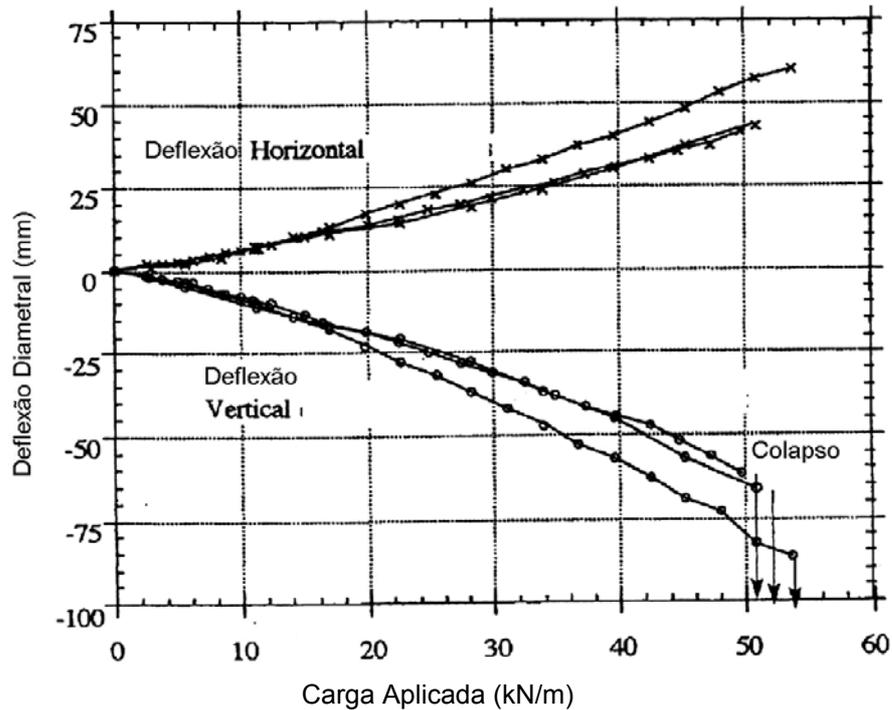


Figura 4.10 - Teste de Carga - Deformação do duto (Talesnick e Baker, 1999)

A Verificação dos resultados através de investigações de campo, indicam que as deflexões diametrais verticais do duto ultrapassaram o valor de 3%, tendo em alguns pontos valores superiores a 8%. Na direção horizontal, as deflexões médias são de 2%.

Segundo a norma americana (*American Association of State Highway on Transportation of Officials (ASSHTO), "Designation T280"*), o limite das aberturas por fissuração, causados por esforços de tração, para este tipo de duto flexível, é de 0,3 mm. Isto equivale a 1,2% da deflexão vertical. A Figura 4.10 mostra os resultados dos ensaios diametrais realizadas no duto.

4.5. Resultados Através do Método da Análise Limite Analítica

Esta dissertação aplica através do método de análise limite analítica, as condições do teorema do limite superior (Finn, 1967). Consecutivamente, no próximo sub-capítulo será aplicado o método da análise limite numérica segundo a formulação de Araújo (1997) e Farfán (2000).

Para obter uma solução analítica através do teorema superior da análise limite foram assumidas, em cada caso (duto enterrado com 100% e 50% de embutimento de seu diâmetro), campos de deslocamentos/velocidades cinematicamente compatíveis com as condições de contorno (figuras 4.11 - b e 4.12 - b). Na avaliação do trabalho realizado pelas forças externas (W_{ext}), foram consideradas as forças devidas ao peso do solo mobilizado, peso do duto e a força horizontal (P_h) (figuras 4.11 e 4.12).

Devido à geometria do problema em estudo, o cálculo da energia de dissipação interna (D_{int}) considera-se somente a energia dissipada ao longo da superfície de ruptura. É assumida nula a parcela corresponde à energia de dissipação radial. Da aplicação do teorema do limite superior, a força horizontal necessária para levar o sistema à iminência de ruptura será determinado a partir da igualdade do trabalho externo com a energia de dissipação interna.

4.5.1. Análise do duto a 100% do diâmetro

A Figura 4.11, mostra a geometria do problema analisado, a superfície de ruptura assumida, assim como, todas as grandezas necessárias para a obtenção do trabalho externo e a energia de dissipação interna. A Equação 4.57 mostra o trabalho externo realizado pelas forças questão (peso próprio e força horizontal). A Equação 4.59 mostra a energia de dissipação na superfície AB (Figura 4.11 -b).

$$W_{ext} = \langle P_h - (W_s + W_d) \rangle \left\{ \begin{matrix} V_o \\ V_o \end{matrix} \right\} \quad 4.57$$

$$W_{ext} = P_h V_o - \left(\frac{1}{8} \pi D^2 \gamma + W_d \right) V_o \quad 4.58$$

$$D_{int} = S_u D \left(\frac{\pi}{2} \right) V_o \quad 4.59$$

Onde, W_d é o peso do duto, W_s é o peso do solo; S_u é a resistência não drenada ao cisalhamento, D é o Diâmetro do duto, γ é o peso específico do solo, P_h é a força horizontal, V_o é a velocidade de deslocamento, W_{ext} é o trabalho das forças externas e D_{int} é a energia interna de dissipação.

Da igualdade das equações 4.57 e 4.59, pode-se obter o valor da carga de ruptura do sistema (Equação 4.60):

$$P_h = S_u D \left(\frac{\pi}{2} \right) + \left(\frac{1}{8} \pi \cdot D^2 \gamma + W_d \right) \quad 4.60$$

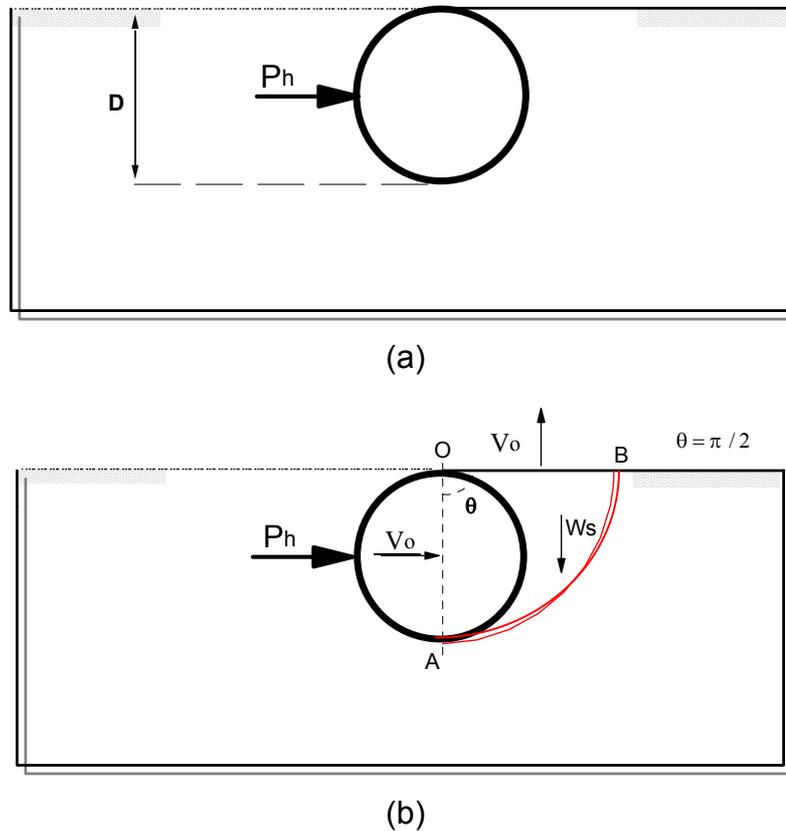
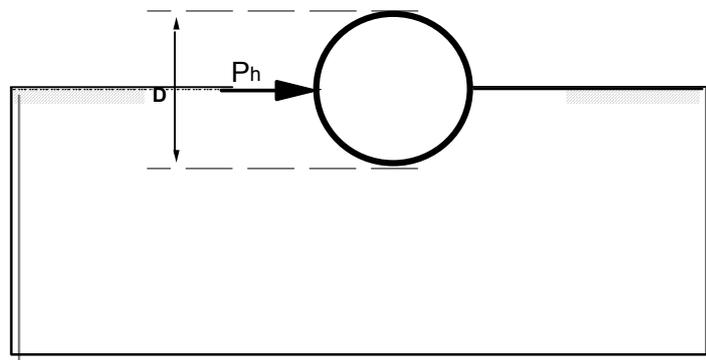


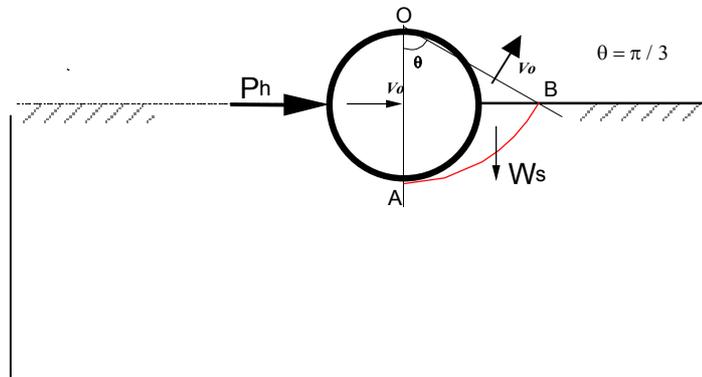
Figura 4.11 – Duto enterrado 100% D. (a) Geometria do problema;(b) Mecanismo de colapso circular e campo de velocidades cinematicamente admissíveis

4.5.2. Análise do duto a 50% do diâmetro

De forma similar ao problema com 100% do diâmetro a Figura 4.12 mostra a geometria do problema, a superfície de ruptura assumida e todas as grandezas necessárias para a obtenção do trabalho externo e a energia de dissipação interna, considerando 50% de embutimento. Nas equações 4.61 e 4.63, estão as expressões correspondentes ao trabalho externo e a energia de dissipação interna na superfície AB, respectivamente (Fig. 4.12-b).



(a)



(b)

Figura 4.12 – Duto enterrado 50% D. (a) Geometria do problema. (b) Mecanismo de colapso circular e campo de velocidades cinematicamente admissíveis

$$W_{ext} = \langle P_h, -(W_s + W_d) \rangle \left\{ \begin{matrix} V_o \\ V_o \sin(\theta) \end{matrix} \right\} \quad 4.61$$

$$W_{ext} = P_h V_0 - \left(\frac{\pi D^2 \gamma}{24} + W_d \right) V_0 \frac{\sqrt{3}}{2} \quad 4.62$$

$$D_{int} = S_u D \left(\frac{\pi}{3} \right) V_0 \quad 4.63$$

Igualando as equações 4.61 e 4.63, para obter o valor da carga P_h :

$$P_h = S_u D \left(\frac{\pi}{3} \right) + \left(\pi D^2 \gamma + W_d \right) \frac{\sqrt{3}}{48} \quad 4.64$$

A Tabela 4.5 mostra os valores obtidos para as cargas de colapso, para as duas profundidades de embutimento. As cargas de colapso determinadas experimentalmente no IPT são também incluídas nesta tabela para efeitos de comparação.

Tabela 4.5 – Resultados do Ensaio Físico e Análise Limite Analítica

% D enterrado	Análise Limite	Ensaio Físico
	Força (kN)	Força (kN)
50% D enterrado	0,57	0,48
100% D enterrado	0,81	0,98

4.6. Resultados Através do Método da Análise Limite Numérica

Para resolução dos problemas (duto rígido e duto flexível), são utilizados os programas:

- i) Mtool: programa gráfico interativo para geração de malhas de elementos finitos bidimensionais;
- ii) LIMAG (Limit Analysis for Geotechnics): utiliza a técnica de Análise Limite Numérica. Desenvolvido por Farfán (2000), busca uma solução mista com aproximação nos campos estáticos e cinemáticos para o problema de análise limite. Para a otimização, é utilizado o programa MINOS, que resolve problemas de otimização com ou sem restrições, lineares e não-lineares. O programa utiliza o algoritmo da projeção do Lagrangeano aumentado (Farfán, 2000);
- iii) Mview: programa gráfico interativo para visualização de resultados de uma análise de elementos finitos. São fornecidas informações qualitativas e quantitativas da malha e dos resultados.

4.6.1. Modelo Duto Rígido

Para o problema duto rígido é adotado na geração da malha, elementos bidimensionais retangulares (bilineares) com quatro nós. Utiliza-se uma geometria com refinamento crescente na região do duto e com carregamento distribuído na face externa do duto.

A análise mecânica para o solo é definida como elastoplástica com critério de ruptura tipo Mohr-Coulomb. O modelo é função dos parâmetros de resistência, ângulo de atrito interno entre as partículas (ϕ) e coesão (c), e parâmetros elásticos, módulo de elasticidade (E) e coeficiente de Poisson (ν)

Para o duto é adotado o critério de ruptura definido pelo modelo de Drucker-Prager (Equação 4.65).

$$f(J_1, J_3)_{D-P} : \sqrt{J_{2D}} - \alpha J_1 - k \leq 0 \quad 4.65$$

Onde, k e α são parâmetros do material.

Os parâmetros do critério de Drucker-Prager (k, α) foram ajustados por Desai e Siriwardane (1984), para o estado plano de deformação em função dos parâmetros de Mohr-Coulomb (c, ϕ). Assim (Farfán, 2000):

$$k = \frac{3c}{\sqrt{9 + 12 \tan^2(\phi)}} \quad ; \quad \alpha = \frac{\tan(\phi)}{\sqrt{9 + 12 \tan^2(\phi)}} \quad 4.66$$

Após a simulação foram obtidos valores próximos aos determinados experimentalmente (Tabela 4.6).

As figuras 4.13 e 4.15, mostram as malhas originais dos elementos finitos e condições de contorno dos problemas com embutimentos de 50% e 100% do diâmetro dos dutos. Os carregamentos aplicados ao modelos estão nas direções horizontal (carregamentos externos aplicados aos dutos); e vertical (peso próprio do duto).

Após a simulação numérica é possível visualizar a distribuição dos campos de deslocamentos (figura 4.14 e 4.16) e de forças.

Embutimento de 50% do diâmetro do duto

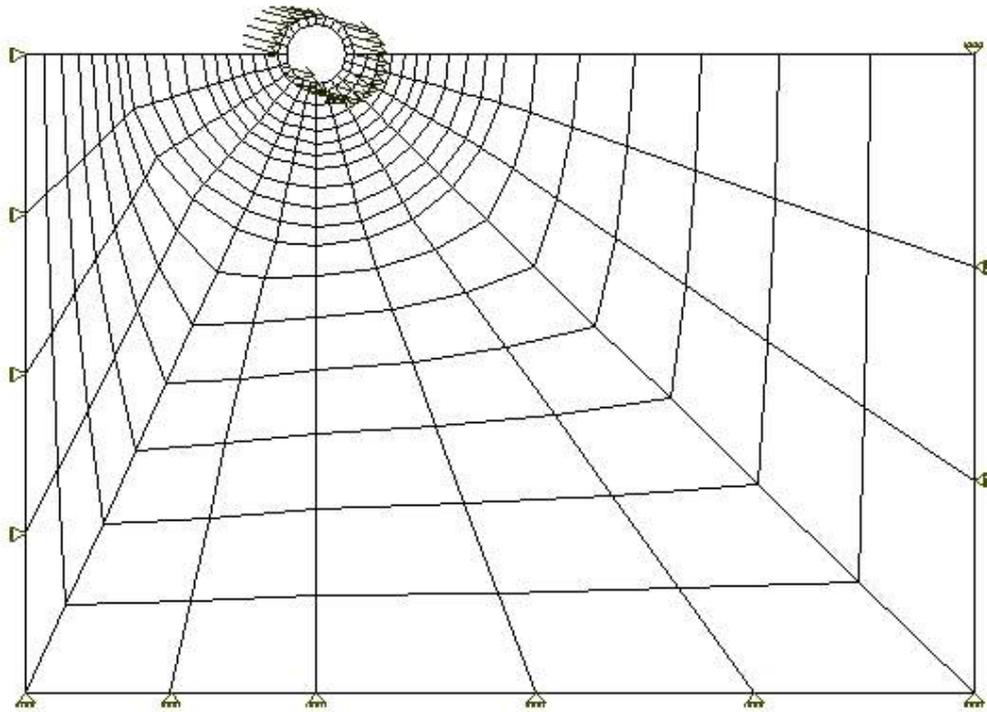


Figura 4.13 - Malha de Elementos Finitos e condições de contorno

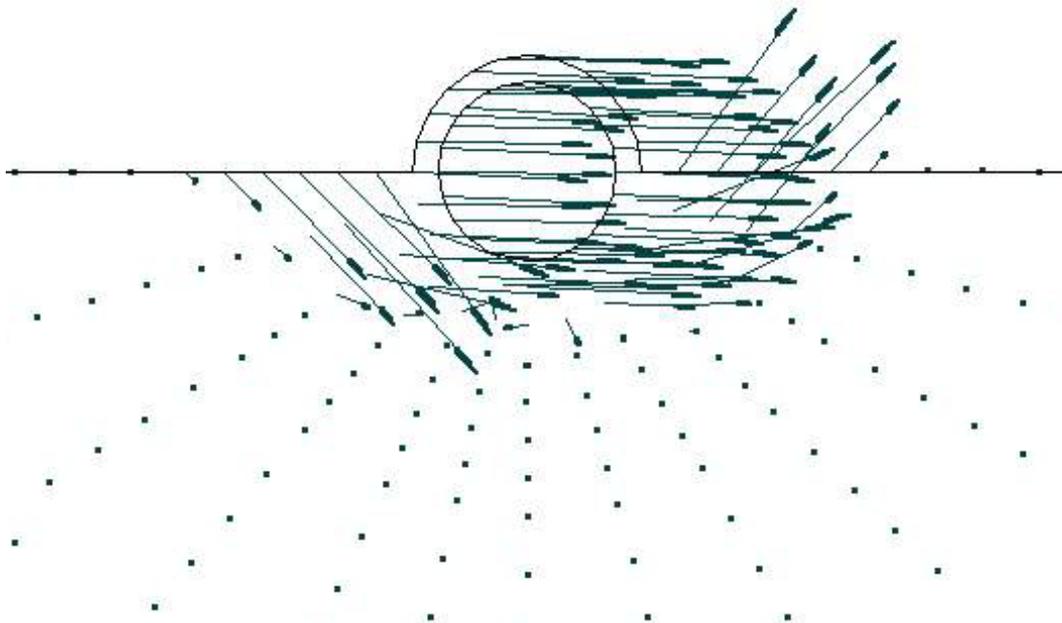


Figura 4.14 - Distribuição do campo de velocidades

Embutimento de 100% do diâmetro do duto

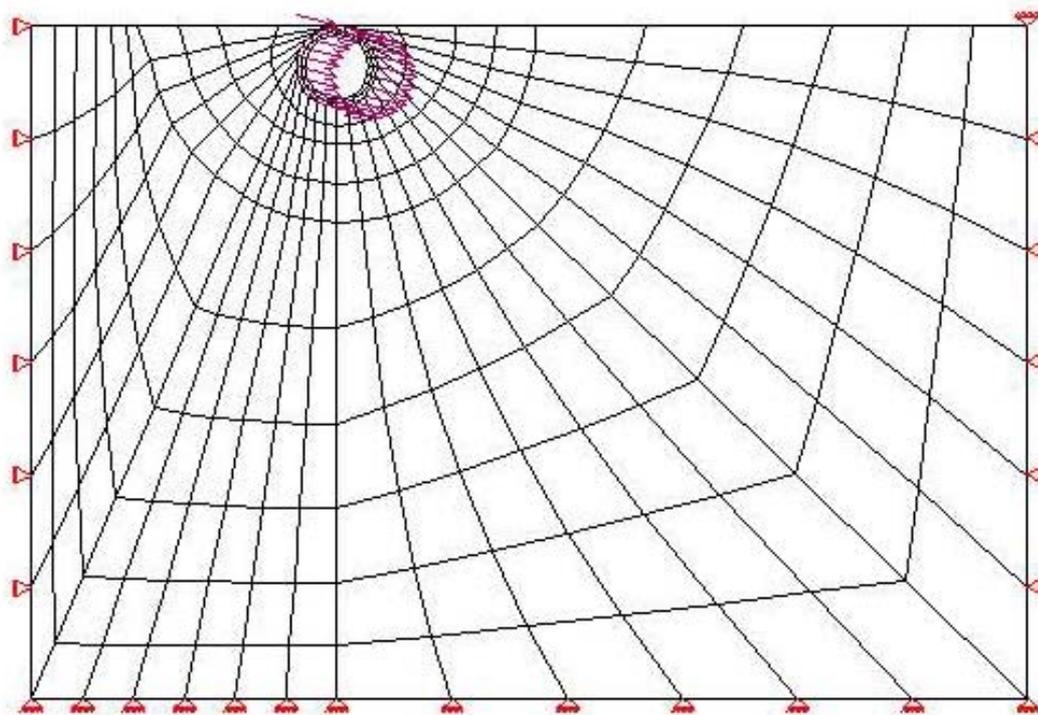


Figura 4.15 - Malha de Elementos Finitos e condições de contorno

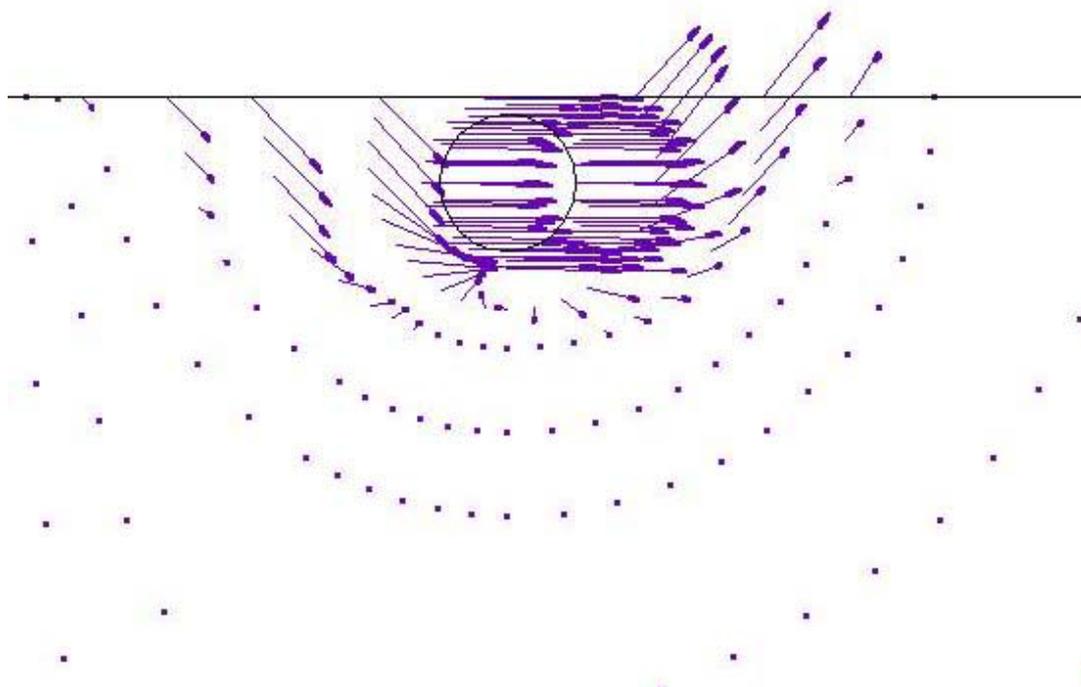


Figura 4.16 - Distribuição do campo de velocidades

Tabela 4.6 – Resultados: Análise Limite Analítica, Numérica e Ensaio Físico (IPT)

Embutimento	Análise Limite (LIMAG)	Análise Limite (Analítico)	Ensaio Físico
	Força (kN)	Força (kN)	Força (kN)
50% D enterrado	0,54	0,57	0,48
100% D enterrado	0,93	0,81	0,98

4.6.2. Modelo Duto Flexível

Para o problema duto flexível utiliza-se malha de elementos finitos semelhante ao adotado para dutos rígidos.

A análise mecânica para o solo também é elastoplástica com critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Para o duto é adotado o critério de Hoek-Brown (Equação 4.65) devido a alta rigidez do duto. Os parâmetros, já definidos anteriormente, são mostrados nas Tabelas 4.1 e 4.2 (Farfán, 2000).

Para o problema duto flexível é utilizado no solo o modelo mecânico elastoplástico com critério de ruptura tipo Mohr-Coulomb e Druker-Prager para o duto, mesmo modelo adotado para o problema com duto rígido. A diferença se dá na heterogeneidade do solo, composto por vários materiais. As propriedades mecânicas dos solos são descritas na Tabela 4.4.

Na Figura 4.17 é verificada a distribuição das camadas de solo, de forma a reproduzir o projeto inicial.

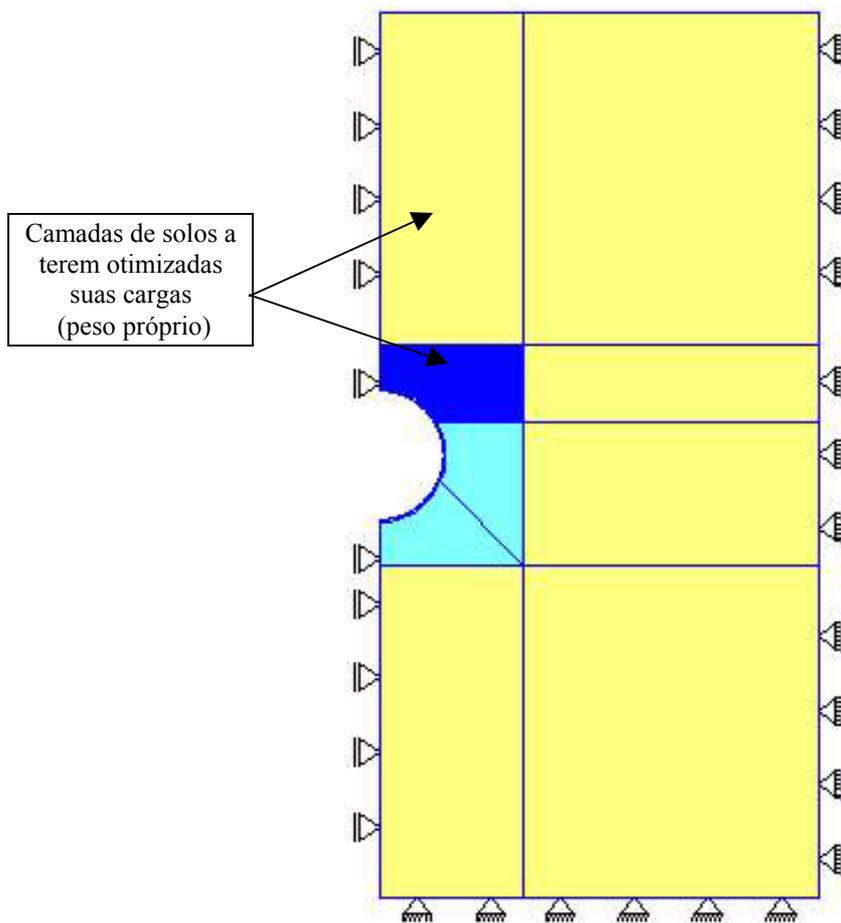


Figura 4.17 - Condições de contorno do problema

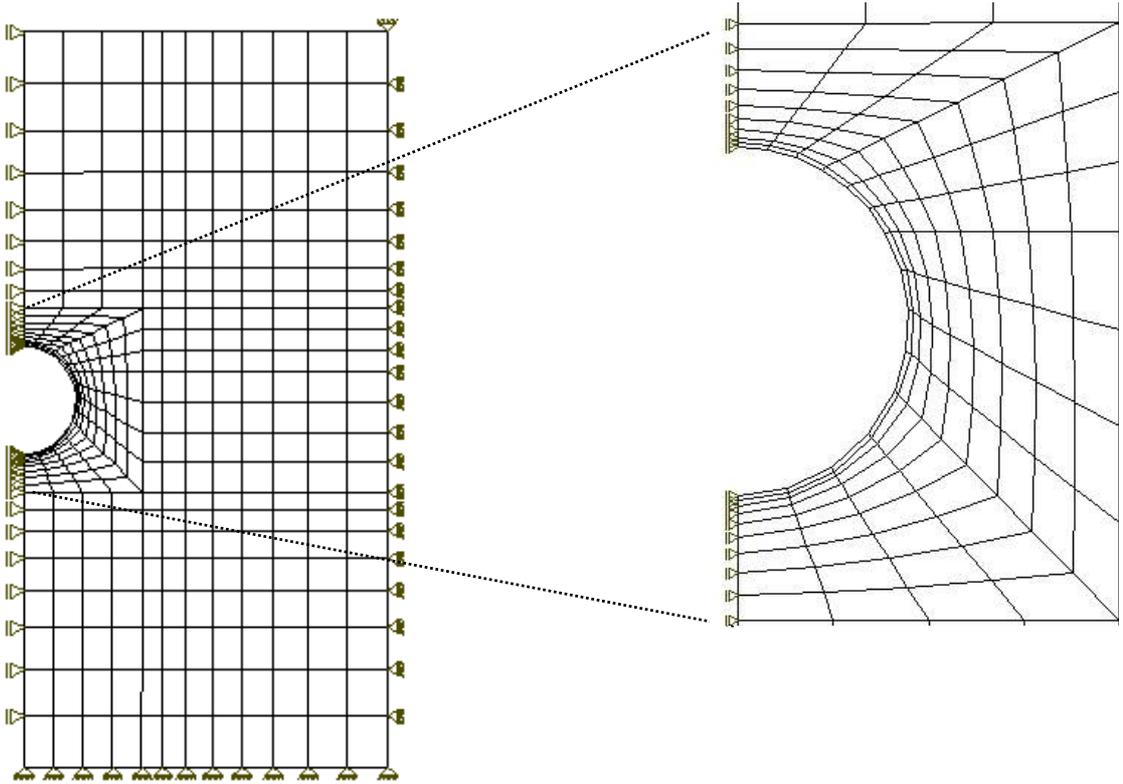


Figura 4.18 - Geração da malha

Na discretização da malha (Figura 4.18) foi dado refinamento na região próxima ao duto. Isto se justifica pela pequena espessura do duto (6,4mm) e a transição dos elementos que se iniciam no duto e se estendem aos limites do modelo geométrico adotado. Neste caso os elementos devem ser de melhor regularidade possível. Isto se deve à possíveis problemas de incompatibilidade das equações devido a grandes diferenças de unidades.

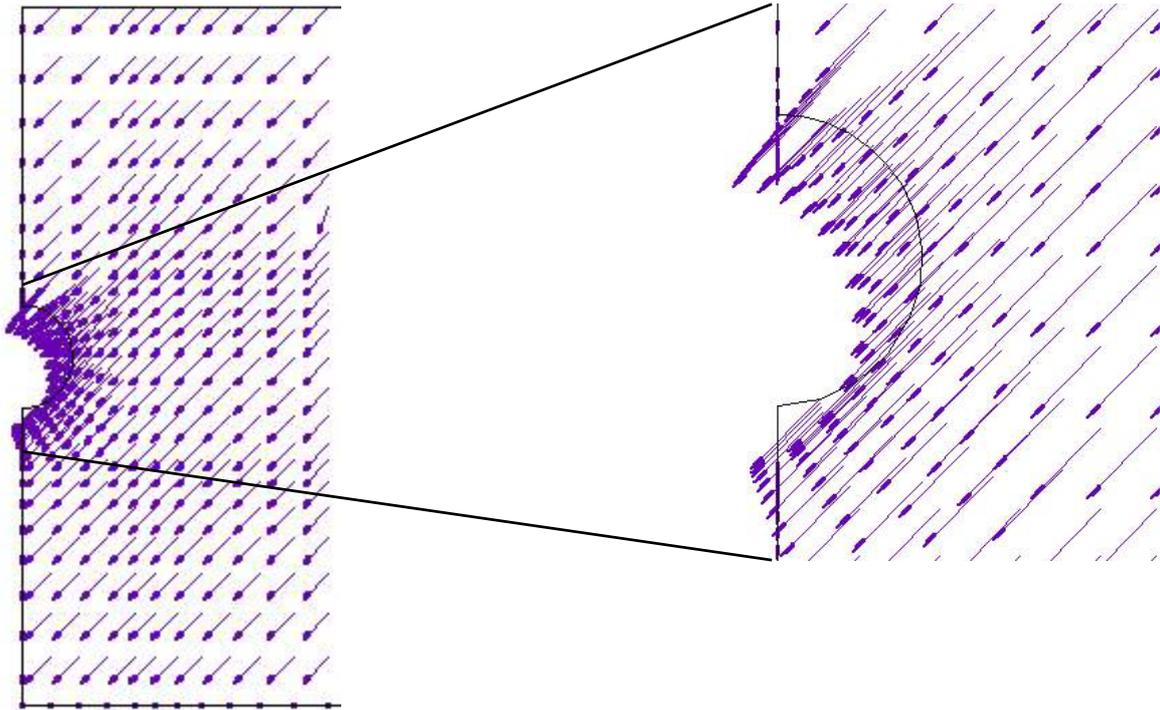


Figura 4.19 – Campo de velocidades

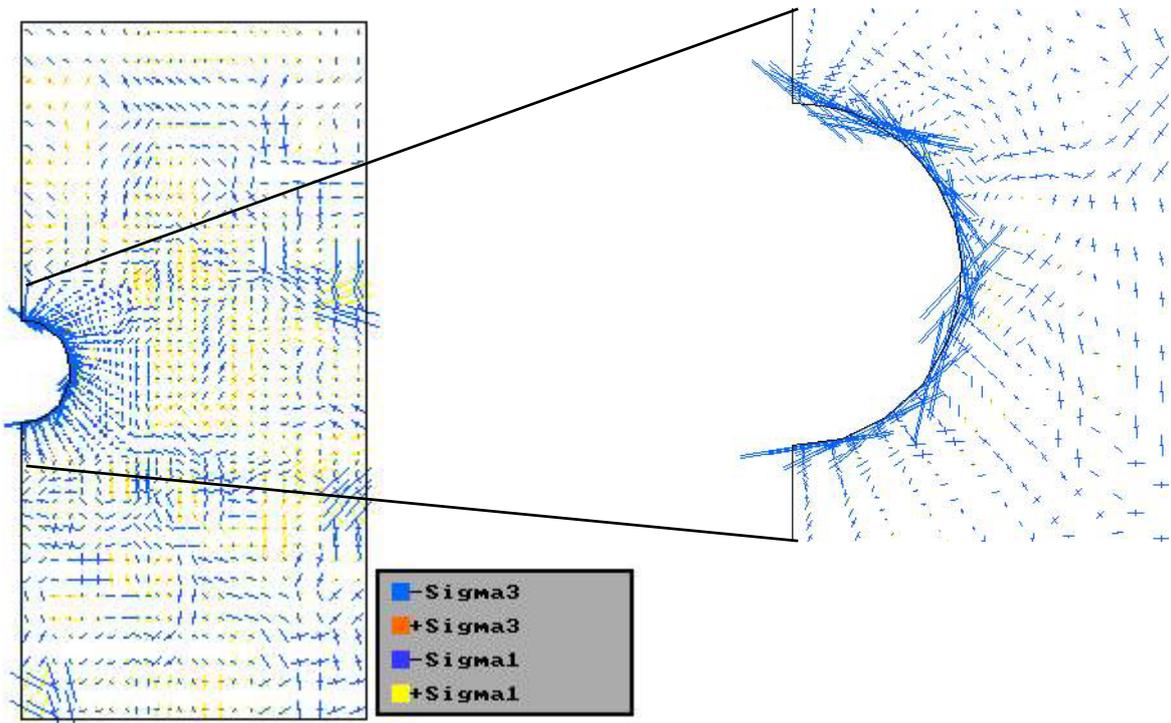


Figura 4.20 – Distribuição das tensões principais nodais

É verificado nas figuras 4.19 e 4.20, que as tensões geradas pelo solo estão concentradas na região do duto. Isto ocorre devido a diferença de rigidez entre solo-duto, gerando assim deformações excessivas no duto.

Na determinação do fator de colapso, o peso próprio do solo sobrejacente ao duto é otimizado. Para isto, são selecionados apenas os elementos acima do duto que proporcionarão carregamento ao duto (Figura 4.17). Os resultados comprovam a ruptura do duto para a condição de projeto descrita em 4.4.2.

A carga de colapso atinge o valor de $\lambda = 0.754$, ou seja, o duto entra em colapso com 75,4% da carga aplicada, determinada em projeto.

4.7. Resultados Através do Método dos Elementos Finitos

A seguir são mostrados os resultados obtidos através de dois programas comerciais PLAXIS/Versão 7.2 e ABAQUS/Versão 6.1, que utilizam a formulação pelo MEF.

A idéia inicial para resolução dos problemas de análise direta, foi utilizar o programa PLAXIS, que fornece resultados satisfatórios para análises diretas nos dois modelos experimentais de dutos, descritos anteriormente. Entretanto, pela necessidade de trabalhar na análise inversa, com dados de entrada e saída mais precisos, foi utilizado o programa ABAQUS.

Por motivos descritos posteriormente na sub-seção 4.8 o estudo direto com o programa ABAQUS é utilizado apenas para o modelo físicos de duto rígido.

Veremos, a seguir, os resultados obtido através dos programas:

- i) PLAXIS, para os dois modelos;
- ii) ABAQUS, para o problema particular (duto rígido).

4.7.1. Resultados Através do Programa PLAXIS

O programa PLAXIS é um programa comercial geotécnico. O programa foi desenvolvido por Brinkgreve e Vermeer (1998) e utiliza a formulação do Método de Elementos Finitos, permitindo análises de cinco diferentes modelos de comportamento de materiais: linear-elástico, Mohr-Coulomb, materiais com amolecimento e materiais com comportamento dependente do tempo.

Nas análises para duto rígido e flexível, o solo é modelado através de modelo mecânico elastoplástico com critério de ruptura Mohr-Coulomb. Para o duto utiliza-se o modelo mecânico tipo linear elástico.

Pode-se utilizar, em uma análise 2D (estado de deformação plana), geração de uma malha com elementos triangulares com seis ou quinze nós. O elemento triangular de seis nós fornece uma interpolação de segunda ordem para os deslocamentos. Para o triângulo de quinze nós, tem-se interpolações de quarta ordem e a integração envolve doze pontos de tensões. O modelo adotado nas análises em particular utiliza elementos triangulares de seis nós, por não mostrarem um ganho considerável de qualidade no refinamento de dados em relação aos elementos triangulares de quinze nós.

O programa PLAXIS permite a utilização de cargas estáticas e dinâmicas concentradas e distribuídas. A definição do projeto pode ser elaborado em etapas, onde é verificado o comportamento do modelo durante as etapas construtivas, com informações de deslocamentos e tensões ao longo do contínuo por nós ou elementos.

Para a análise de dutos é utilizada a ferramenta de túneis, considerando o duto como um túnel de pequenas dimensões e com revestimento das paredes igual ao material do próprio duto. Foram definidos dois modelos de duto rígido e flexível, nas sub-seções 4.7.1.1 e 4.7.1.2, consecutivamente.

A interface entre o solo e o duto é determinada no programa pelas propriedades associadas à resistência do solo. Cada parâmetro tem um fator de redução associado à interface, aplicados pelas seguintes regras:

$$c_i = R_{\text{int}} c_{\text{solo}} \quad 4.67$$

$$\tan \phi_i = R_{\text{int}} \tan \phi_{\text{solo}} \leq \tan \phi_{\text{solo}} \quad 4.68$$

$$\psi_i = 0^\circ \text{ para } R_{\text{int}} < 1, \text{ por outro lado, } \psi_i = \psi_{\text{solo}} \text{ para } R_{\text{int}} = 1 \quad 4.69$$

onde, c_i é a coesão na interface, entre o solo e a estrutura, R_{int} é o fator de redução na interface, entre o solo e a estrutura, c_{solo} é a coesão do solo, ϕ_i o ângulo de atrito na interface, entre o solo e a estrutura, ϕ_{solo} o ângulo de atrito do solo, ψ_i o ângulo de dilatação na interface, entre o solo e a estrutura e ψ_{solo} o ângulo de dilatação do solo.

4.7.1.1. Modelo Duto Rígido

Em função do tipo de solo e do tipo de carregamento imposto pelo duto sobre o solo marinho, considera-se que a sollicitação é não drenada, ou seja, para o solo argiloso o carregamento é aplicado rapidamente sem que haja tempo de ocorrer drenagem.

As propriedades do solo e do duto inclusive a geometria do modelo experimental necessárias como dados de entrada são mostradas nas Tabelas 4.1 e 4.2.

A carga utilizada reproduz o carregamento aplicado no modelo experimental (figuras 4.7 e 4.8), correspondentes a 0,452 kN e 0,98 kN para 50% e 100% de embutimento do diâmetro do duto, respectivamente.

Considerado o solo como um meio elástico, isotrópico e homogêneo, pode-se determinar o coeficiente de empuxo no repouso K_o , com valor de 0.96, para um coeficiente de Poisson de 0.49.

Duto com 50% de Embutimento

A Figura 4.21 mostra o modelo inserido no programa PLAXIS para 50% de embutimento do diâmetro do duto.

Como a ferramenta adotada foi a de túneis, existe a necessidade de ter um material de cobertura e preenchimento ao duto para geração da malha. Por esta razão, é utilizado, neste caso, água para tal função. Posteriormente, após geração das tensões iniciais, são retirados os materiais de cobertura e preenchimento para a continuidade do estudo sem cobertura e preenchimento.

Nos dois níveis de embutimento do duto, 50% e 100% do diâmetro, não é utilizada a ferramenta de interface entre o solo e o duto nas simulações numéricas feitas pelo programa PLAXIS. Quando ativada, esta ferramenta reduz os parâmetros de resistência através de um coeficiente determinado empiricamente.

No modelo matemático o solo é separado através das linhas, que formam três retângulos inscritos (Figura 4.21) com o objetivo de melhorar a discretização da malha próxima ao duto (Figura 4.22).

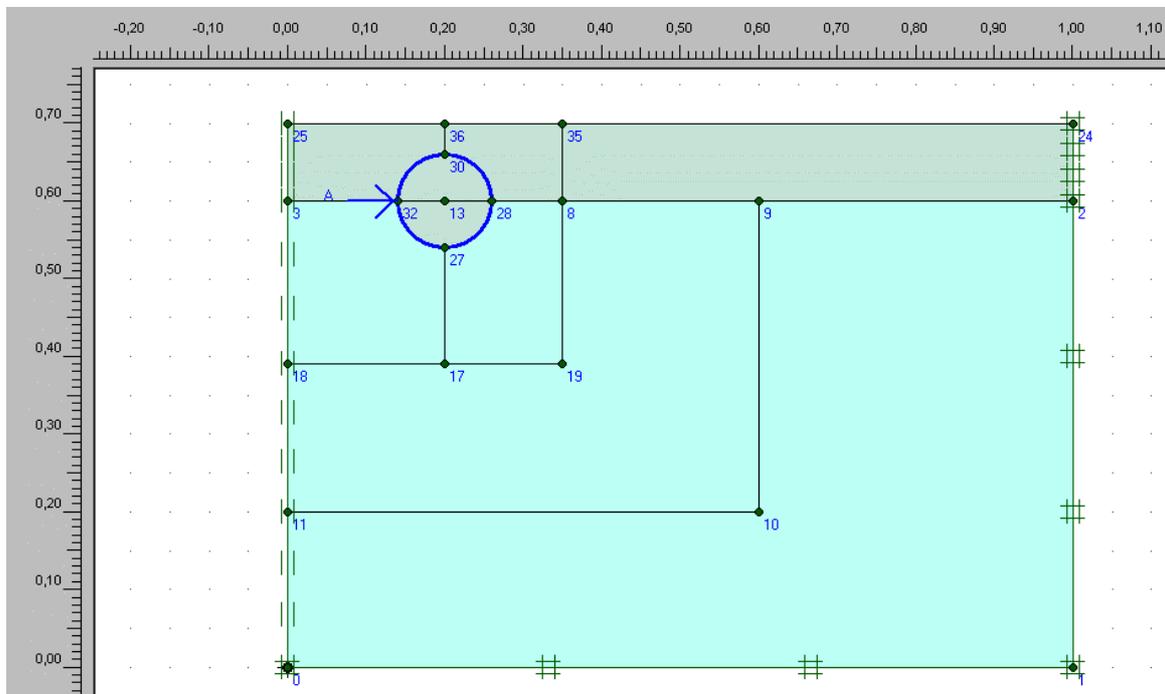


Figura 4.21 - Modelo matemático para 50% de embutimento do duto

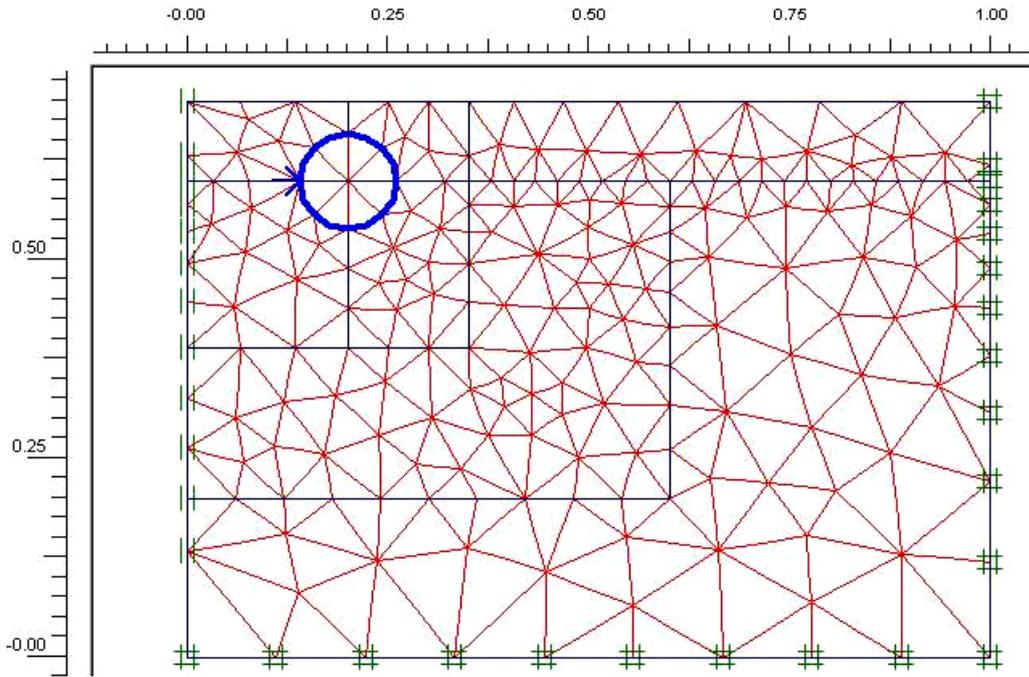


Figura 4.22 - Geração da malha de Elementos Finitos

As figuras 4.23 e 4.24 mostram graficamente os resultados obtidos para deslocamentos e pontos de plastificação para 50% de embutimento do diâmetro do duto, respectivamente.

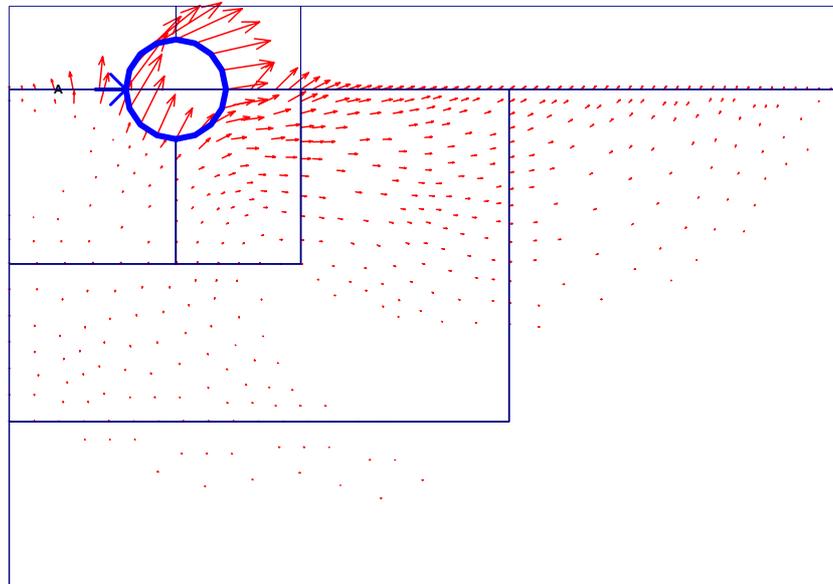


Figura 4.23 – Campo de deslocamentos

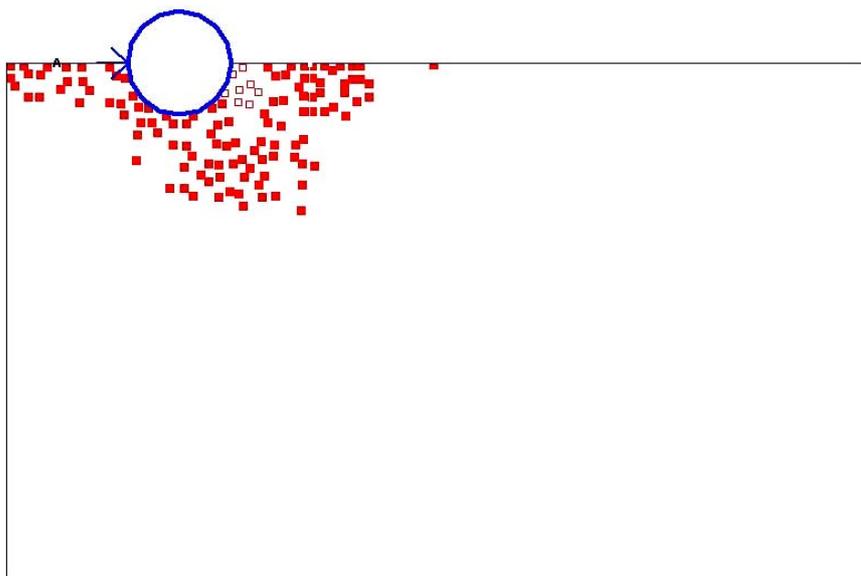


Figura 4.24 - Pontos de plastificação

Os pontos de plastificação, quadrados abertos, mostrados na figura 4.24, indicam que nos pontos de Gauss, as tensões atingem a superfície de ruptura definida por Mohr-Coulomb. Entretanto, os sólidos indicam que o critério de tensão *cut-off* foi aplicado, isto é, que as tensões principais no plano principal tendem à tração. No entanto, como teoricamente solos são materiais que não resistem à tração, estas tensões são definidas como nulas.

Duto com 100% de Embutimento

A Figura 4.25 mostra o modelo matemático inserido no programa PLAXIS para 50% de embutimento do diâmetro do duto ao modelo de duto rígido.

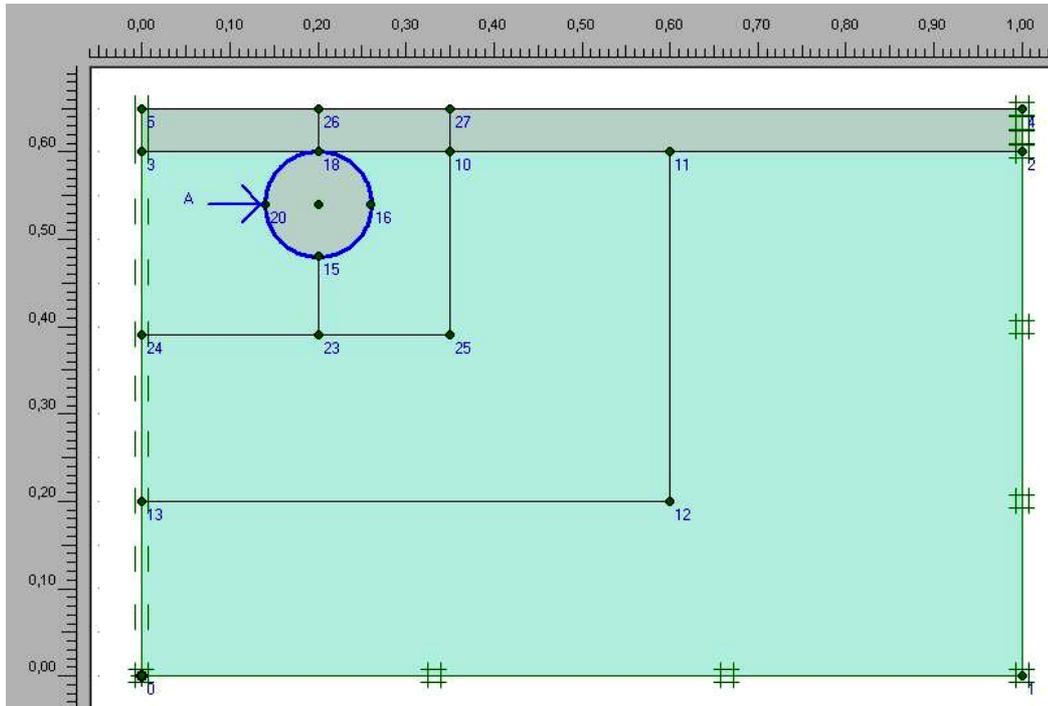


Figura 4.25 - Modelo matemático para 100% de embutimento do duto

Após o modelo matemático é mostrado na Figura 4.26 a discretização da malha de elementos finitos. Esta malha segue a mesma metodologia de subdividir a geometria para melhor discretizar a região próxima ao duto.

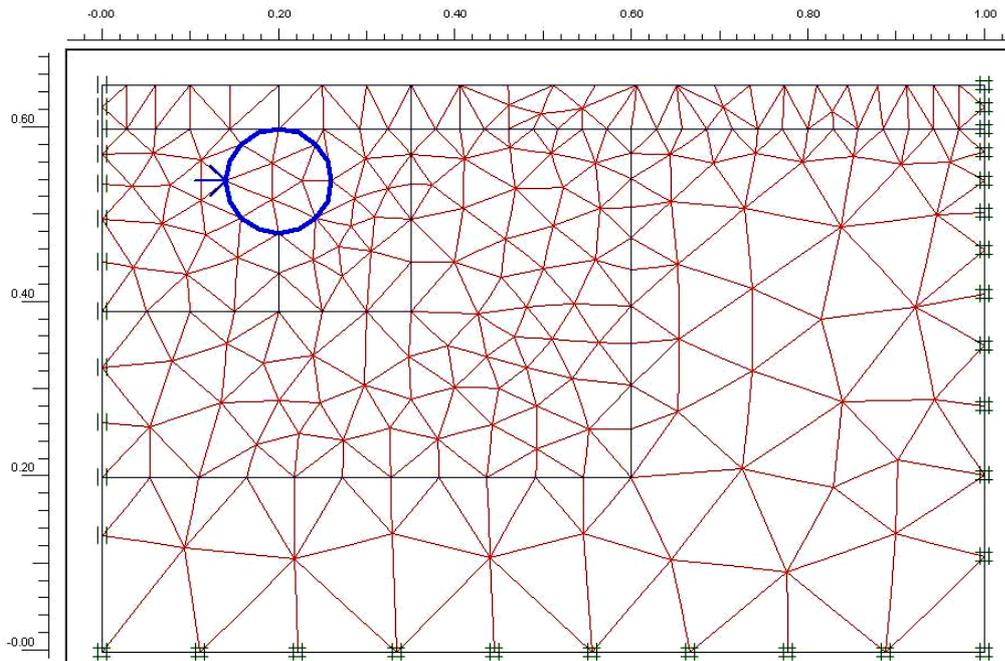


Figura 4.26 - Geração da malha de Elementos Finitos

As figuras 4.27 e 4.28 mostram graficamente os resultados obtidos para deslocamentos e pontos de plastificação para o problema com 100% de embutimento do diâmetro do duto, respectivamente.

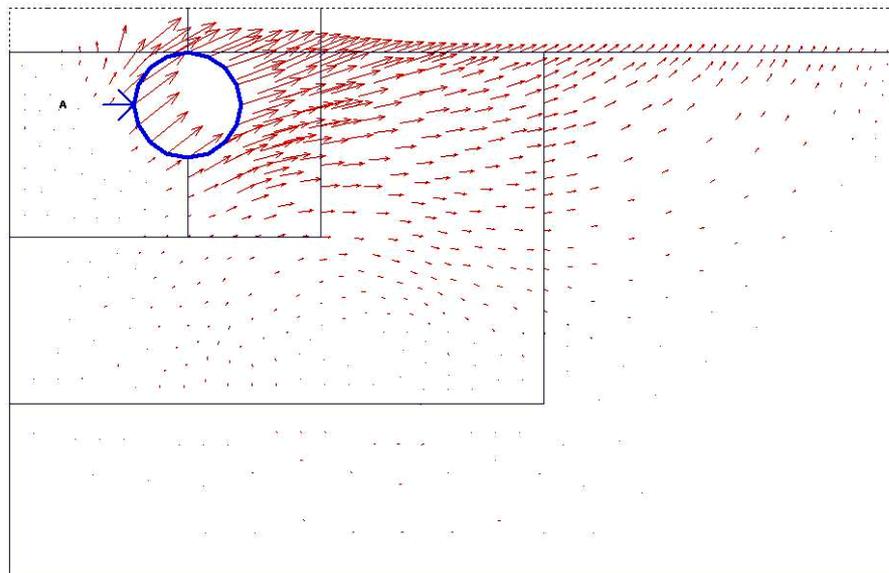


Figura 4.27 - Campo de deslocamentos

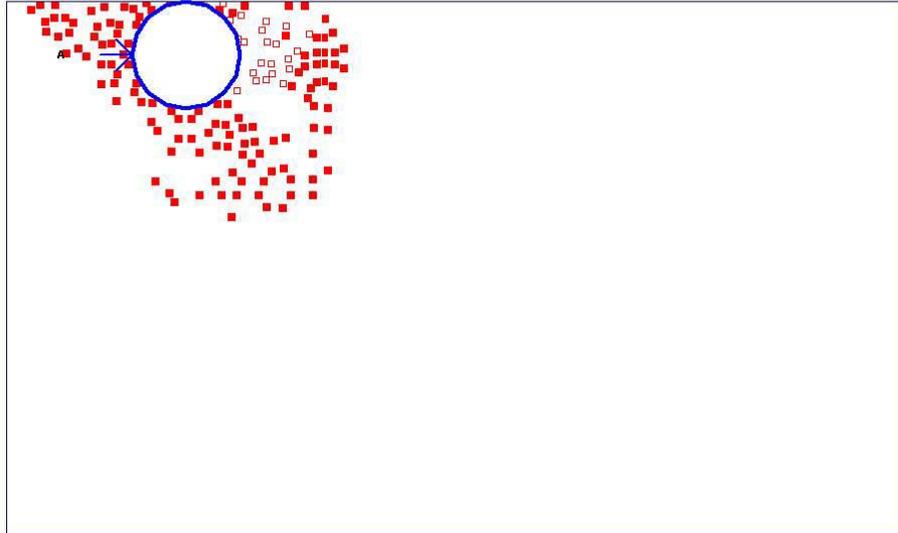


Figura 4.28 - Pontos de plastificação

Na Tabela 4.7 estão descritos os resultados encontrados na simulação numérica do programa PLAXIS para o caso de duto rígido.

Tabela 4.7 - Valores dos Ensaios Físicos e da Simulação Numérica (PLAXIS)

Embutimento	Ensaio Físico		Numérico (PLAXIS)	
	Força (kN)	Deslocamento (m)	Força (kN)	Deslocamento (m)
50 %D	0,045	0,000342	0.0403	0,002094
100%D	0,98	0,00144	0.922	0,001075

É verificado que os resultados obtidos através do programa PLAXIS mostram-se próximos dos resultados obtidos pelos ensaios físicos. Porém, é verificado que, para o caso com 50% de embutimento do duto, o resultado de deslocamento mostra-se fora do campo de exatidão encontrado nos demais. Isto pode ser justificado pela utilização de valores de parâmetros muito pequenos ao mecanismo de ruptura.

4.7.1.2. Modelo Duto Flexível

O modelo de duto flexível, relata a ruptura de um duto flexível ocorrido em Israel. A simulação numérica realizada trata de um problema de interação solo-duto, onde é de fundamental importância a quantificação das cargas atuantes e a capacidade da estrutura em absorver as tensões.

As tensões absorvidas pelo duto geram deflexões, que devem ser controladas, para não ultrapassar o limite de aberturas na região tracionada do duto, definida por norma, ou até a ruptura completa do duto.

Para o duto flexível, pode-se simular, através do PLAXIS, o processo executivo em etapas (escavação, instalação do duto e reaterro). Com esta ferramenta é verificado o processo de evolução das tensões e deformações no solo e no duto durante o processo construtivo. Na Figura 4.29 pode-se visualizar o modelo matemático do problema para a etapa inicial (a) sem ter havido a escavação; e posteriormente o modelo final de projeto (b).

Após definição do modelo matemático, pode-se gerar a malha para as condições iniciais (Figura 4.30) e posteriormente aplicar as etapas construtivas.

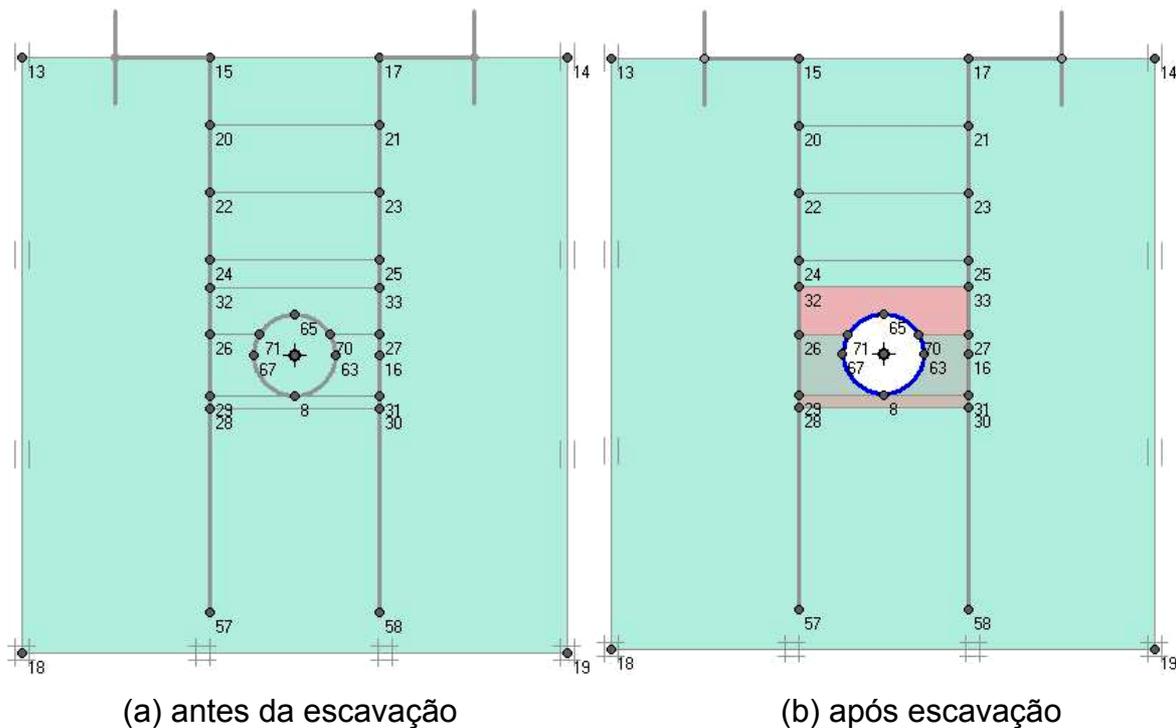


Figura 4.29 - Modelo matemático do problema

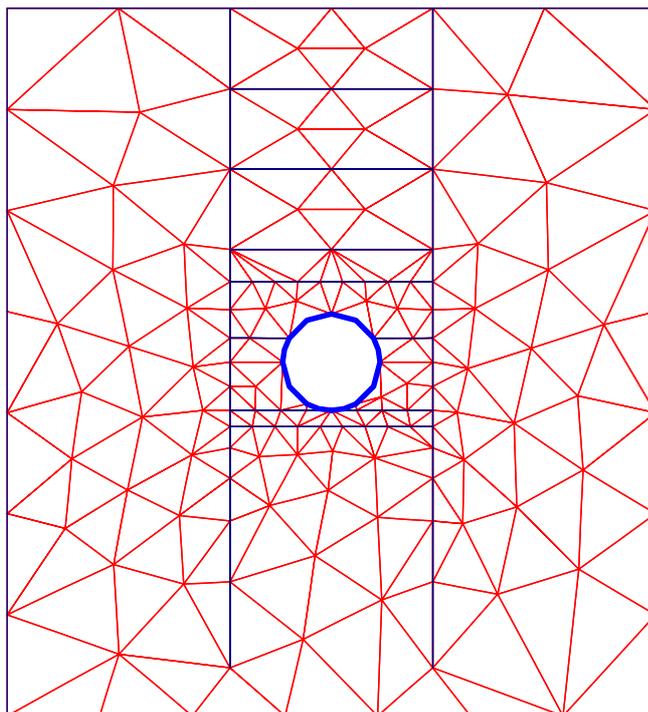


Figura 4.30 - Geração da malha

Os parâmetros do solo descritos na sub-seção 4.3.2, não são suficientes para simular numericamente o comportamento do conjunto solo-duto pelo programa PLAXIS. Neste sentido, através de análises paramétricas, pôde-se determinar: peso específico γ_{aterro} e o coeficiente de empuxo no repouso K_0 do solo coesivo (argila muito plástica). Estes parâmetros puderam ser obtidos através de simulações numéricas entre intervalos de valores comuns ao material, demonstrados nos gráficos das figuras 4.31 e 4.32.

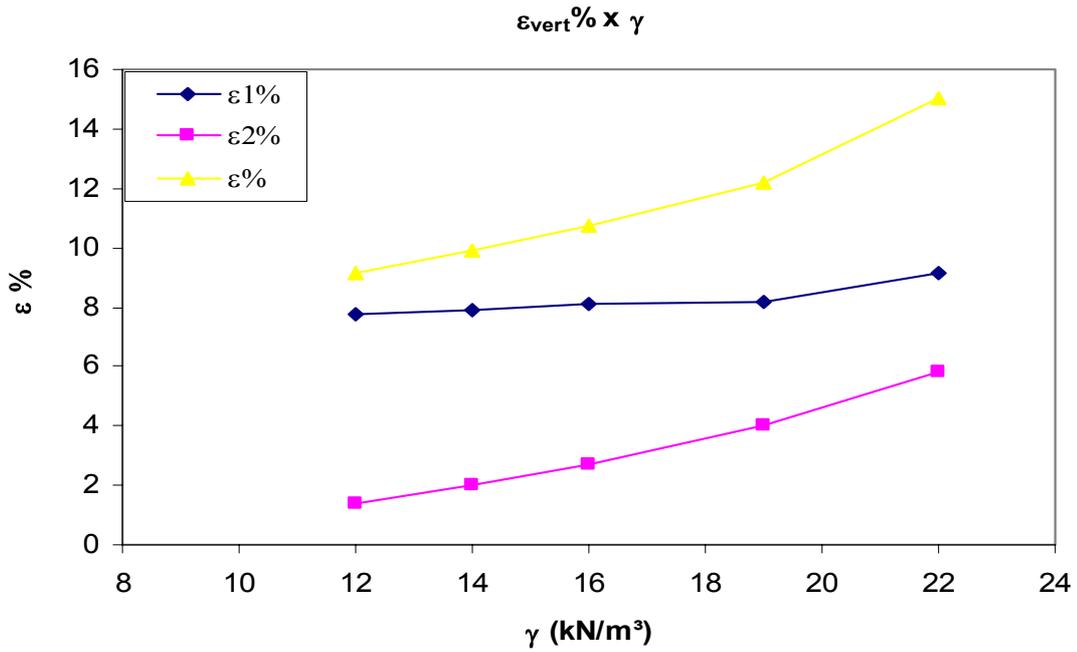


Figura 4.31 – Gráfico deformação vs. γ_{aterro}

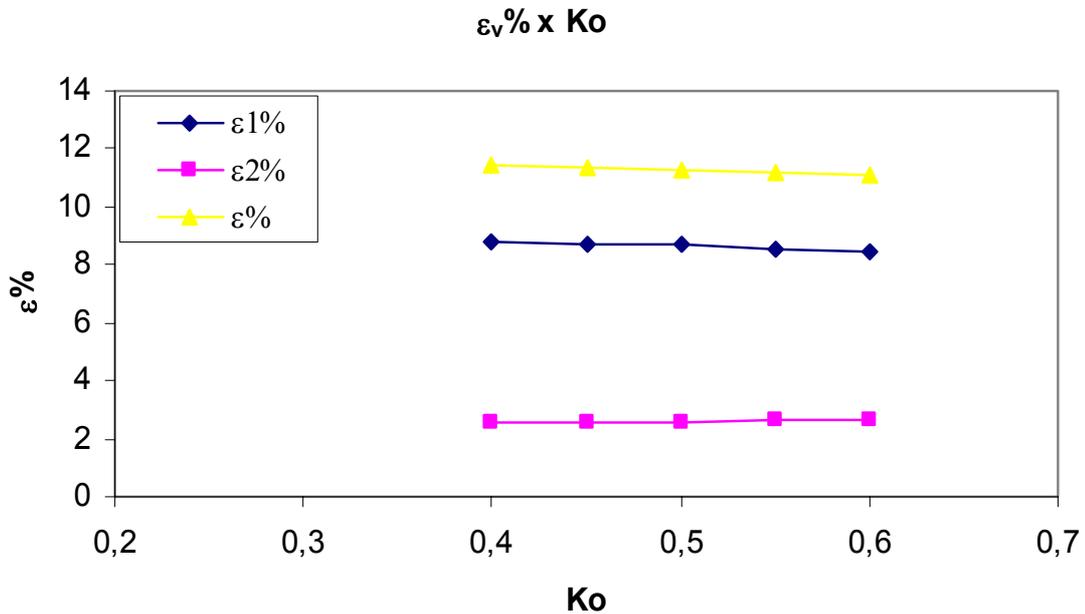


Figura 4.32 – Gráfico deformação vs. K_0 , para um $\gamma_{\text{aterro}} = 19\text{kN/m}^3$

Através dos gráficos das figuras 4.31 e 4.32 puderam-se verificar a influência da deformação do duto em função do peso específico e do coeficiente de empuxo no repouso do aterro, respectivamente.

O coeficiente de empuxo no repouso (K_0), é determinado após a estimativa do peso específico. É verificado que pequenas variações no valor de K_0 pouco

influenciam a deflexão do duto. Isto indica, que o parâmetro possui baixa sensibilidade aos resultados do problema.

Pode ser verificada, ainda, na Figura 4.33, a influência do peso específico do aterro de cobertura nas tensões verticais atuantes ao longo da profundidade no eixo do duto e a uma distância de duas vezes de seu diâmetro.

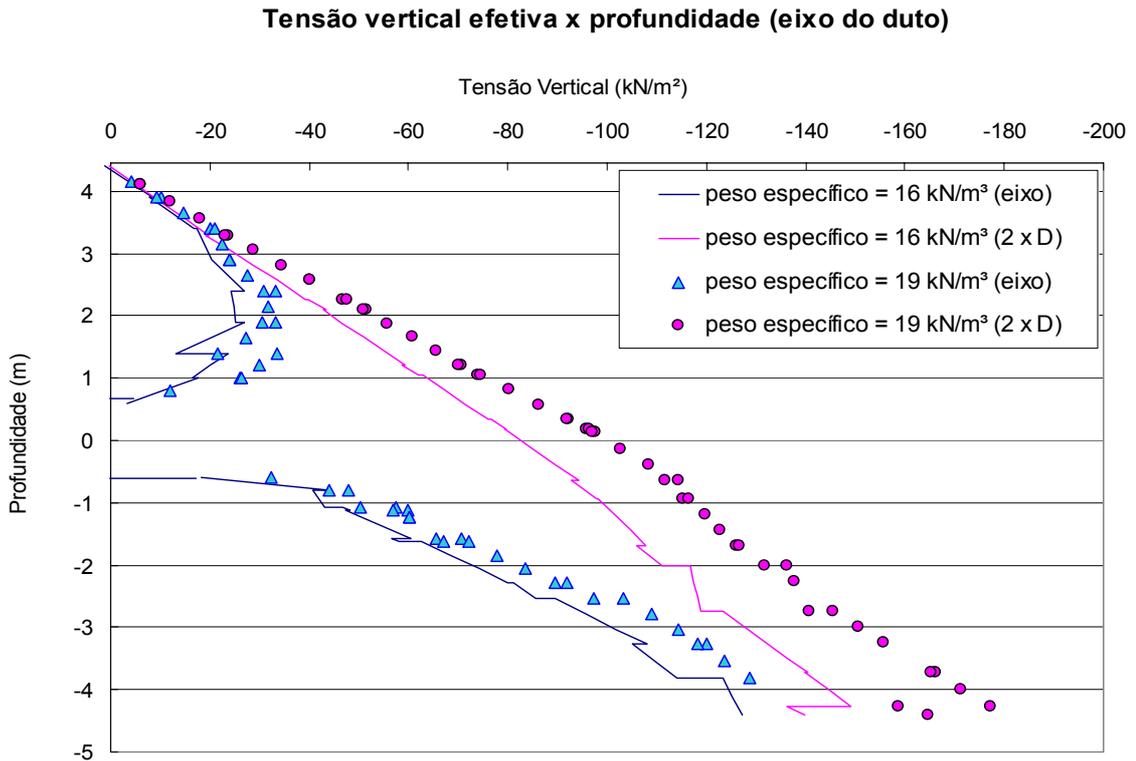


Figura 4.33 – Distribuição da tensão vertical ao longo da profundidade no eixo do duto e a 2D de seu eixo

É verificado na Figura 4.34, a influência do peso específico na tensão horizontal atuante ao longo da distância horizontal em relação ao eixo do duto.

Tensão Horizontal Efetiva x Profundidade (Eixo do Duto)

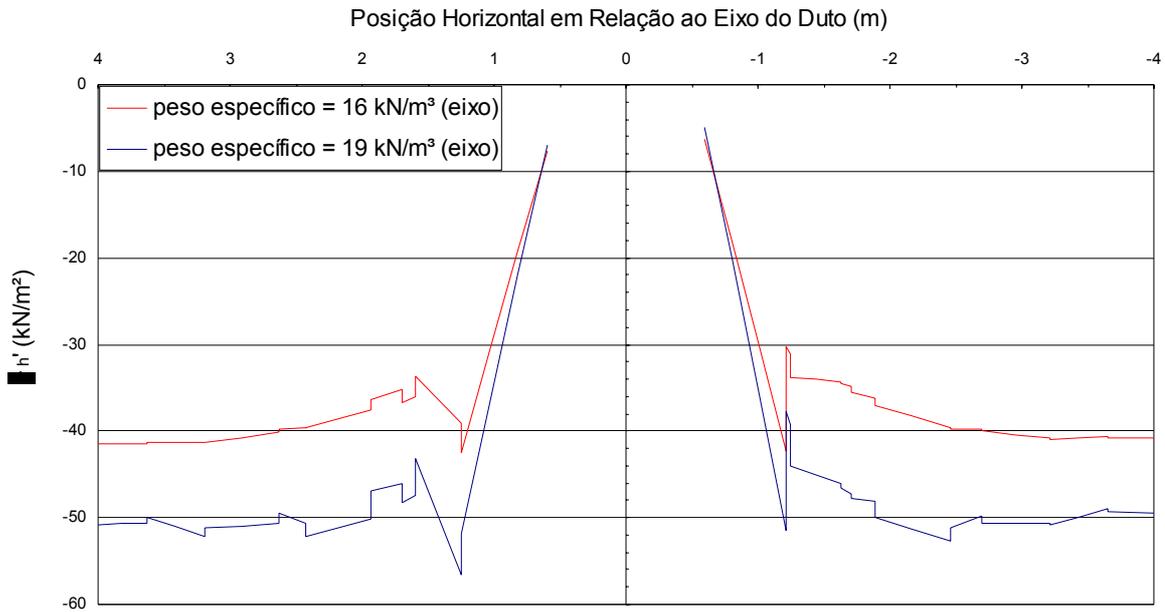


Figura 4.34 – Distribuição da tensão horizontal ao longo da distância horizontal em relação ao eixo do duto

Através das análises valores de deflexões do duto flexível foi determinado o valor de 19 kN/m³ para o peso específico do solo e 0,5 para o coeficiente de empuxo do solo.

Com a identificação de todos os parâmetros necessários mostrados na Tabela 4.4, pôde-se simular numericamente as etapas de construção do problema e obter os valores finais do problema. Nas figuras 4.35, 4.36 e 4.37 são verificados os deslocamentos do problema após aos estágios construtivos.

Os pontos de plastificação podem ser vistos na Figura 4.38, onde é mostrado a concentração das tensões na região do duto.

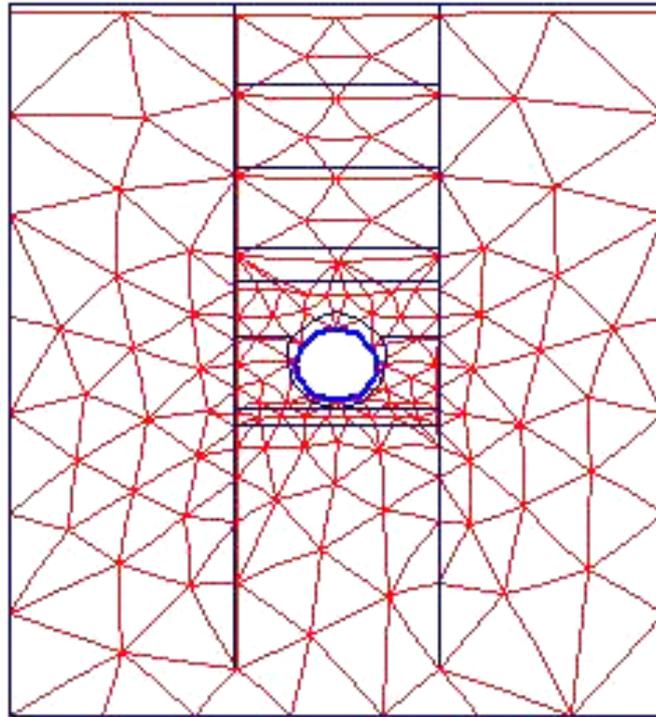


Figura 4.35 - Deformação da malha ao final do projeto com escala de deformações 2 vezes a deformação real

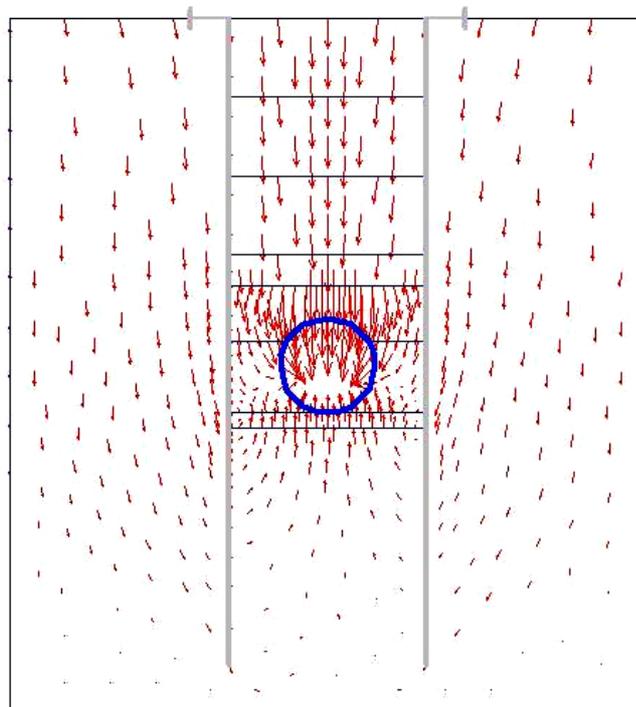


Figura 4.36 - Trajetória de deslocamentos ao final do projeto

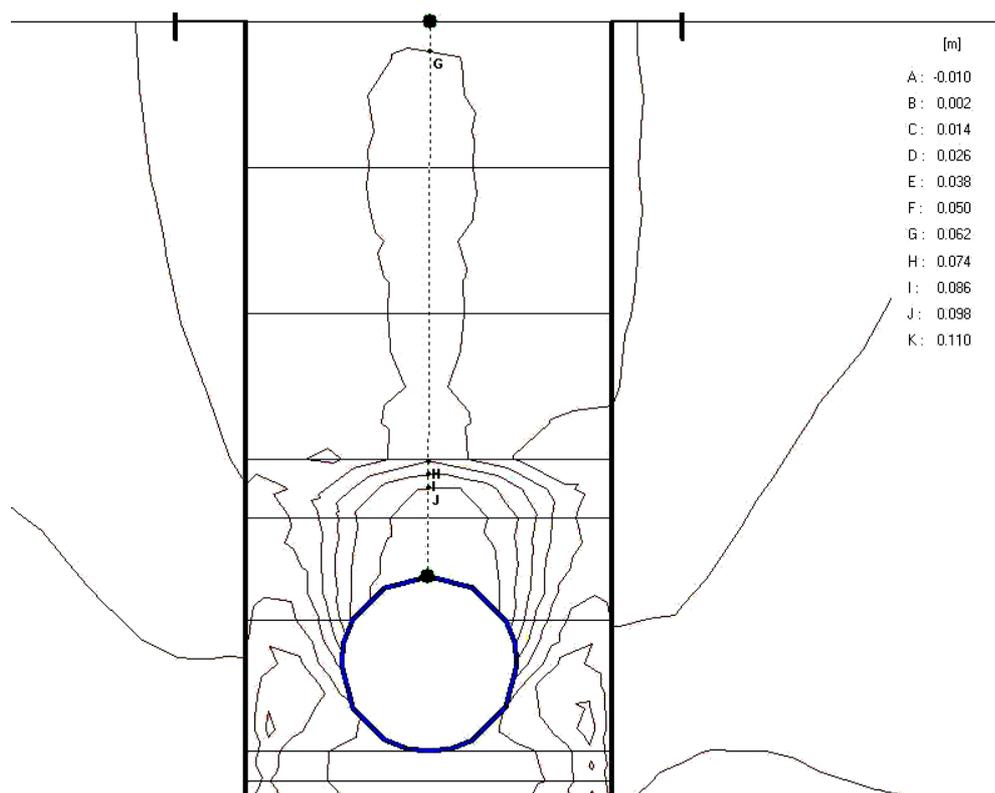


Figura 4.37 - Campo de deslocamentos em isolinhas

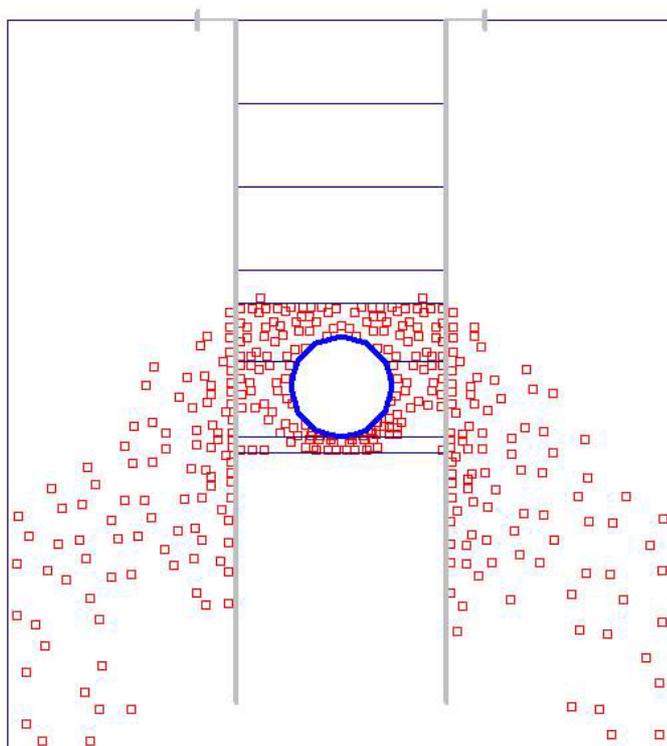


Figura 4.38 - Nós plastificados

Os resultados obtidos pelo PLAXIS foram muito próximos ao experimental, onde as deformações verticais do duto foram de 8% e as deformações horizontais atingiram o valor de 2%, como pode ser visto na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 - Valores de deformações do duto (experimentais e numéricos)

Ensaio	Deslocamentos Verticais (m)	Deslocamentos Horizontais (m)
Experimentais	0.096	0.024
Numéricos (PLAXIS)	0.104	0.032

As diferenças podem ser justificadas pela não consideração do material de revestimento externo e interno (material de proteção) do duto e pela falta de dados experimentais para uma análise numérica mais precisa.

O diagrama de tensões verticais ao longo da profundidade, pode ser visto na Figura 4.39, verificando-se a concentração de tensões na parede do duto.

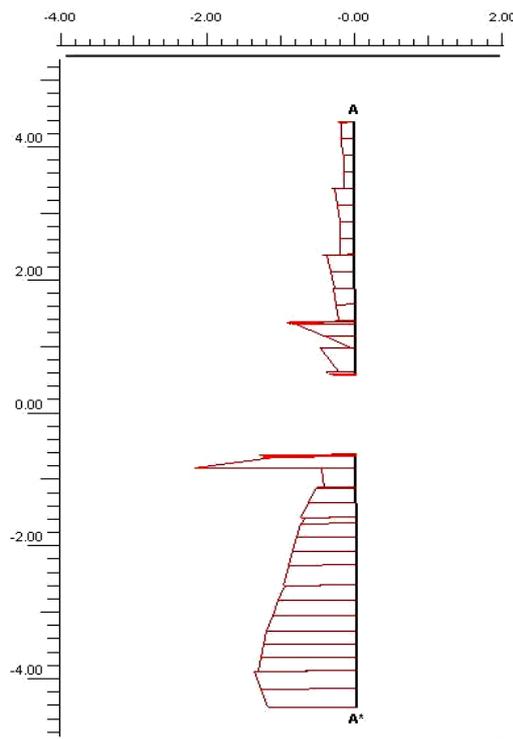


Figura 4.39 - Variação da tensão vertical ao longo da profundidade (eixo do duto)

4.7.2. Resultados Através do Programa ABAQUS Versão 6.1

O programa ABAQUS é um programa de elementos finitos, o qual combina procedimentos incrementais e iterativos para soluções de problemas lineares e não-lineares.

O programa ABAQUS utiliza a versão CAD do modelo matemático do problema, subdividido em etapas: leis constitutivas que regem o comportamento do material, tipo de elemento e forma de discretização da malha de elementos finitos.

O modelo matemático definido é semelhante ao definido no PLAXIS, entretanto há uma diferença no modelo numérico adotado pelo ABAQUS, pois no modelo matemático são definidas estruturas diferentes entre o solo e o duto, com elementos e discretização da malha diferentes. Estas estruturas, posteriormente, são vinculadas e criadas interações para o conjunto solo-duto.

A seguir são detalhados os principais elementos comuns à definição dos modelos numéricos empregados nas análises.

4.7.2.1. Comportamento do Material

O modelo constitutivo do material é um dos aspectos mais importantes na modelagem numérica, pois ela influi significativamente no comportamento e valores dos resultados.

Muitos materiais possuem comportamento aproximadamente elástico quando estão submetidos a baixos níveis de deformação e, conseqüentemente, apresentam módulo de elasticidade constante. Em elevados níveis de deformações, o comportamento destes materiais tornam-se não-linear. A mudança do comportamento elástico para o plástico ocorre no ponto conhecido como ponto de escoamento obtido da curva tensão vs. deformação do material.

O modelo adotado para o estudo, é o modelo elasto-plástico de Mohr-Coulomb, que simula mais adequadamente o comportamento dos solos.

4.7.2.2. Modelo de Elementos Finitos

Nesta sub-seção é apresentado o modelo de elementos finitos utilizado nas análises. A modelagem inclui a malha de elementos finitos, as condições de contorno, de carregamento, e as propriedades do material. O modelo tem o objetivo de representar as condições de ensaio e o comportamento dos espécimes durante toda a história de carregamento. Isto requer que a malha tenha um tamanho apropriado e que as condições de contorno representem bem o segmento como uma parte do espécime.

Os elementos finitos escolhidos para a modelagem do duto e do solo foram elementos de deformação plana do tipo sólido bidimensional CPE8R e CPE4R. Estes são elementos quadriláteros de oito e quatro nós respectivamente com integração reduzida.

A integração reduzida proporciona resultados mais precisos, bem como diminui o tempo de análise.

As condições de contorno são impostas nos limites do modelo. Nos bordos inferior e direito são aplicadas restrições de deslocamentos e rotações nas duas direções. No bordo esquerdo são aplicadas restrições de deslocamento na direção 1 e rotações nas duas direções.

A aplicação de carregamento nas análises foi determinada pelo ensaio experimental e aplicada ao modelo numérico por uma força concentrada na direção horizontal (1) diretamente no duto, como mostram as figuras 4.40 e 4.41.

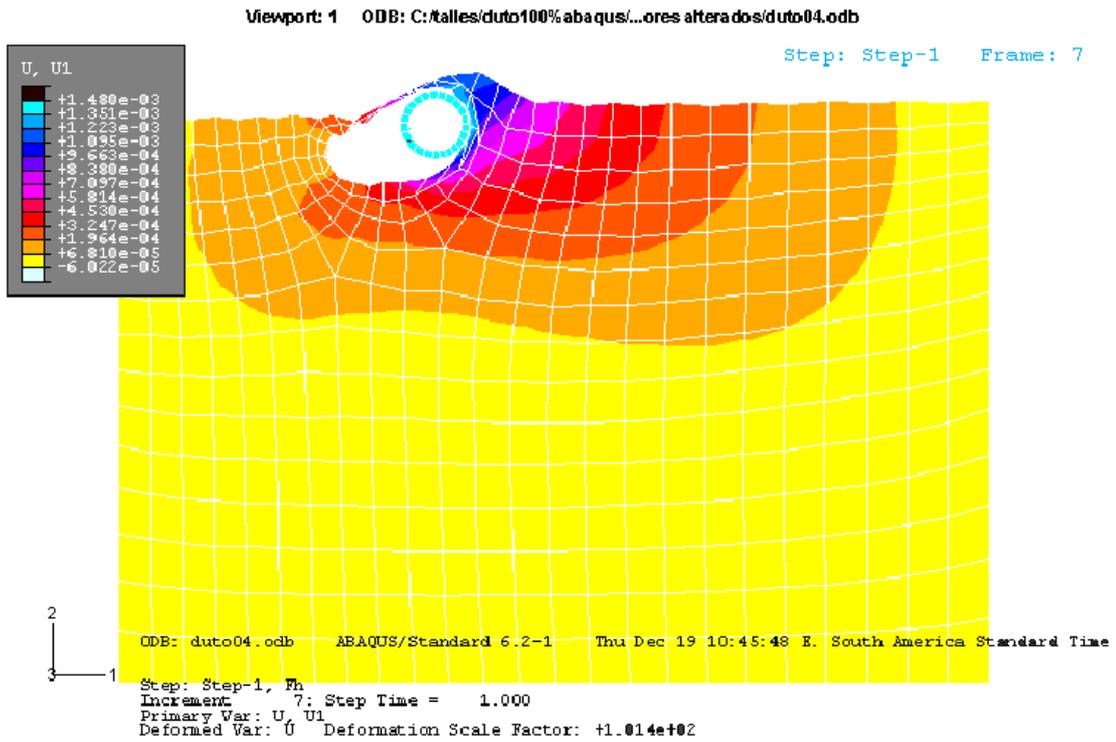


Figura 4.40 - Modelagem realizada no ABAQUS duto 100%D

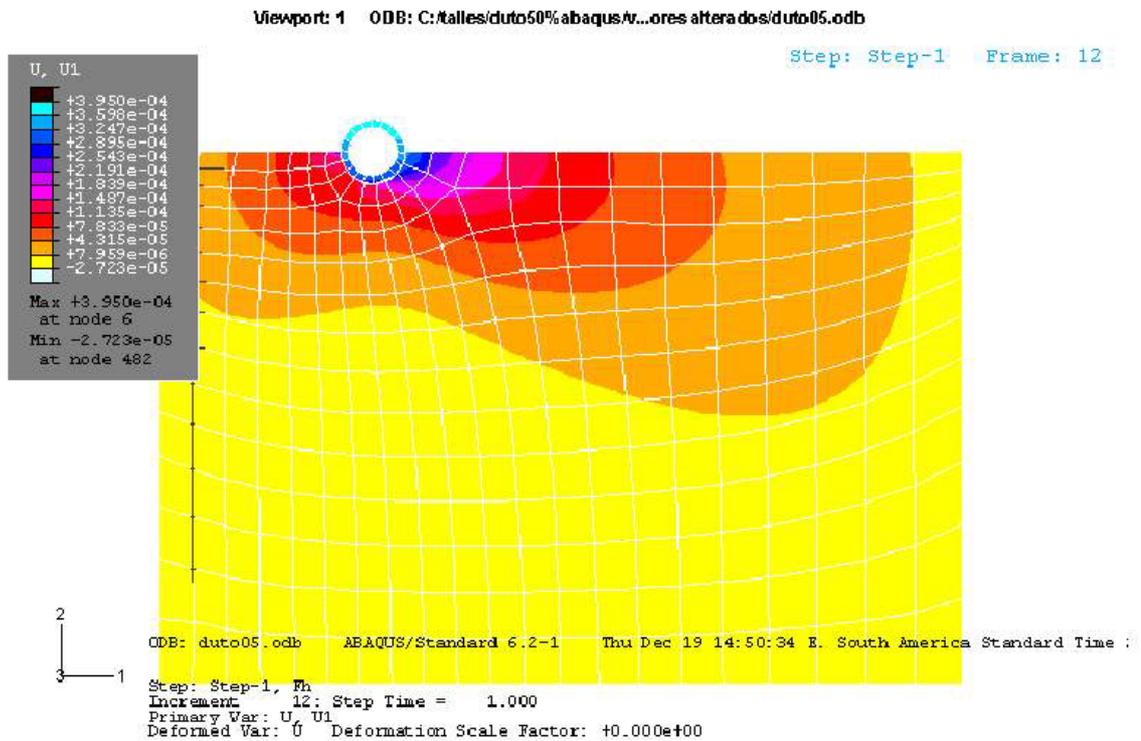


Figura 4.41 - Modelagem realizada no ABAQUS duto 50%D

Os resultados do ABAQUS para o problema de dutos rígidos enterrados são semelhantes aos determinados experimentalmente e pelo programa PLAXIS, como mostra a Tabela 4.9.

Tabela 4.9 - Resultados Experimentais e pelo Método de Elementos Finitos

		Embutimento			
		50% do diâmetro		100% do diâmetro	
		Força (kN)	Deslocamento.(m)	Força (kN)	Deslocamento (m)
Experimental		4,5e-2	3,42e-4	9,8e-1	1,44e-3
MEF	PLAXIS	4,03e-2	1,249e-3	9,22e-1	1,075e-3
	ABAQUS	4,5e-2	5,4784e-4	9,8e-1	1,4672e-3

Os resultados analíticos, numéricos (LIMAG, PLAXIS e ABAQUS) e experimentais podem ser vistos nas figuras 4.42, 4.43, através dos gráficos força vs. deslocamento para embutimentos de 50% e 100% respectivamente do diâmetro do duto rígido. Apresentando-se, também os ensaios físicos.

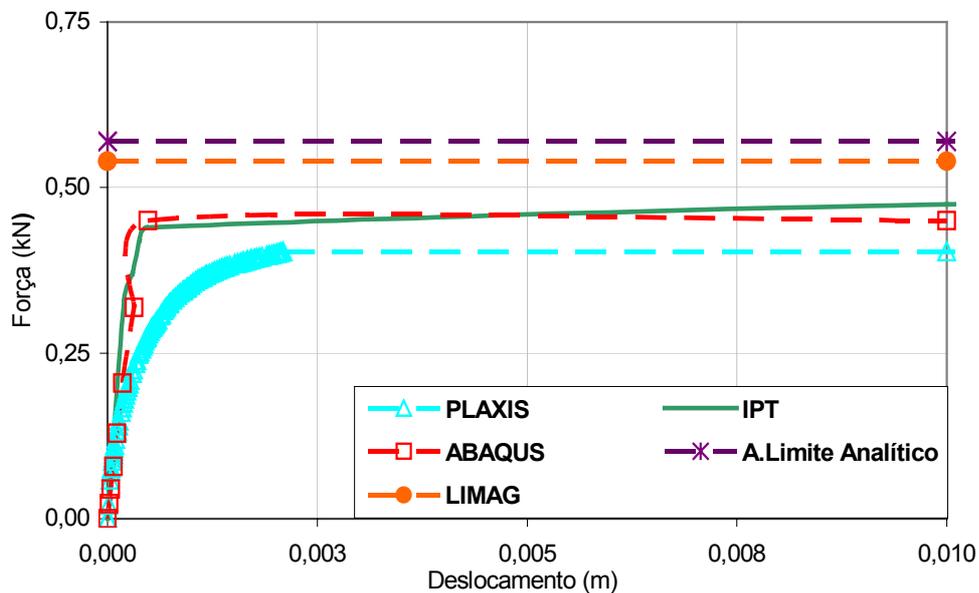


Figura 4.42 - Análise força vs. deslocamento para 50% de embutimento

Pode-se definir utilizando as curvas força vs. deslocamento (figuras 4.42 e 4.43), que, para a análise numérica realizada pelos programas de Elementos Finitos (PLAXIS, ABAQUS) o material tem um comportamento mecânico elastoplástico até atingir o ponto de plastificação, tornando o comportamento do material perfeitamente

plástico. Enquanto, para a Análise Limite numérica (LIMAG) e analítica, o comportamento mecânica se dá de forma rígida perfeitamente plástica.

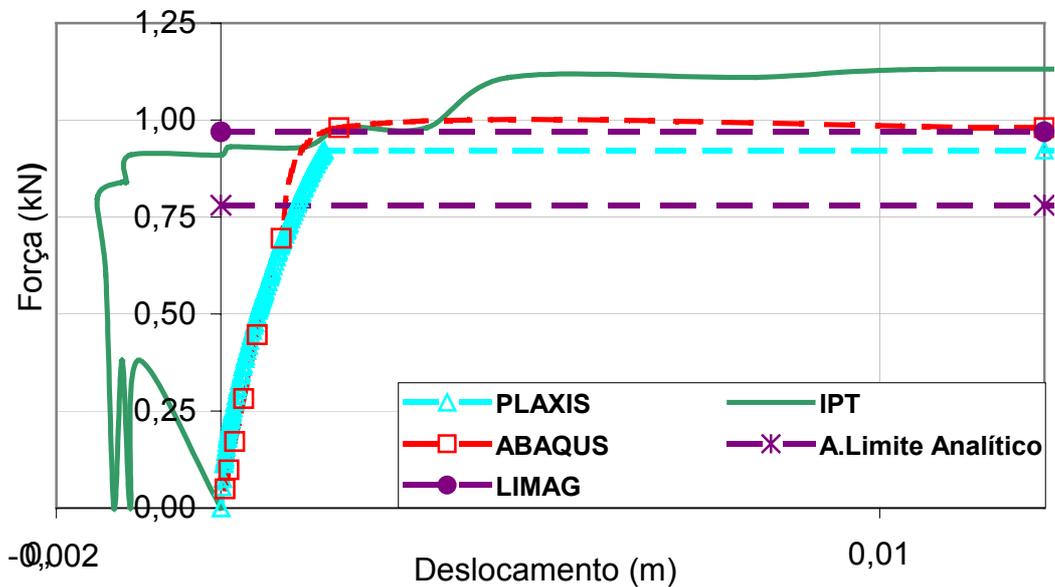


Figura 4.43 - Análise força vs. deslocamento para 100% de embutimento

4.8. Resultados da Análise Inversa

A simulação do solo e duto por métodos numéricos, de forma direta, permite testar e comparar vários modelos matemáticos e leis constitutivas. Isto evita, o uso do pesado método de “tentativas e erros”. Entretanto, cada método de simulação numérica requer a introdução de modelos constitutivos que mais se aproximem do comportamento real do conjunto.

Com a evolução do processo computacional é permitida a resolução de problemas mais complexos, como os problemas inversos. O objetivo do problema inverso é determinar um ou mais parâmetros de entrada do problema direto através do resultado medido.

O processo de análise inversa não possui solução exata, pois o processo consiste de um problema de otimização que visa minimizar a função erro encontrada entre os resultados experimentais e os calculados (figuras 4.42 e 4.43).

Na análise inversa é necessário definir o método de otimização adequado para atingir o ponto ótimo da função objetivo e, assim, definir os parâmetros ótimos do problema.

A determinação do método é influenciada diretamente pelo tipo de problema encontrado na definição da função objetivo, pois esta função $f(y)$ é dependente de duas outras funções: deslocamento (u) e força (f). Estas são funções de mais outros três parâmetros fundamentais no comportamento mecânico do solo: módulo de elasticidade (E), coesão (c') e peso específico (γ) (Equação 4.70):

$$f_{obj} = f(u, F_h); \quad \text{sendo} \quad u = f(E, c', \gamma) \quad \text{e} \quad F_h = f(E, c', \gamma) \quad 4.70$$

onde, u é o deslocamento e F_h a força horizontal.

Pelo motivo de estar trabalhando com um problema implícito, onde não é possível identificar diretamente os parâmetros na função objetivo, representativa do problema, foi determinado o uso do método gradiente. Neste método, através de diferenças finitas, pode-se definir os gradientes para cada parâmetro em cada passo (equações 4.71 e 4.72). Isto é, para cada passo há a necessidade da obtenção dos resultados (deslocamento e força) através de simulações numéricas.

$$f_{obj} = \frac{1}{2}(f(p_i) - y_k^*)^2 \quad 4.71$$

$$g_i = \frac{\partial f_{obj}}{\partial p_i} \quad 4.72$$

Onde, pelo método de diferenças finitas progressivas, teremos:

$$g_i = (y(p) - y^*) \left(\frac{y_k(p_i + \Delta p_i) - y_k(p_i)}{\Delta p_i} \right) \quad 4.73$$

sendo:

$$\Delta p_i = \eta \cdot p_i \quad 4.74$$

onde, η é o parâmetro de perturbação.

Inicialmente, é utilizado o produto entre as duas funções força (f) e deslocamento (u). Como resultado tem-se uma função trabalho (w), que tem a seguinte função objetivo:

$$f_{obj} = \frac{1}{2}(w(p_i) - w_k^*)^2 \quad 4.75$$

onde, $w(p_i)$ é a grandeza calculada e w_k^* a grandeza medida.

E seus gradientes:

$$g_i = (w(p_i) - w^*) \left[u(p_i) \left(\frac{f(p_i + \Delta p_i) - f(p_i)}{\Delta p_i} \right) + f(p_i) \left(\frac{u(p_i + \Delta p_i) - u(p_i)}{\Delta p_i} \right) \right] \quad 4.76$$

Para determinação das grandezas calculadas foi definido inicialmente a utilização do programa de análise numérica PLAXIS. Após análise com os parâmetros iniciais estimados e determinação do valor da função objetivo e seus gradientes, foi utilizado o programa de otimização MINOS 5.1 (Murtag e Saunders, 1983). Este programa utiliza para resolução de problemas não lineares, algoritmos de gradientes reduzidos em conjunto com algoritmos Quasi-Newton. O programa irá fornecer o próximo valor, com o passo e direção, do processo de otimização dos parâmetros.

Verificou-se que os resultados para esse processo não convergiu. Foram feitas tentativas para diferentes tamanhos de passos ($10e-4 < \eta < 10 e-2$), utilizando também diferentes tamanhos de passos em função a sensibilidade do parâmetro.

É mostrado nas figuras 4.44, 4.45 e 4.46 a análise de sensibilidade dos parâmetros em relação as funções de deslocamento e força realizada no programa PLAXIS

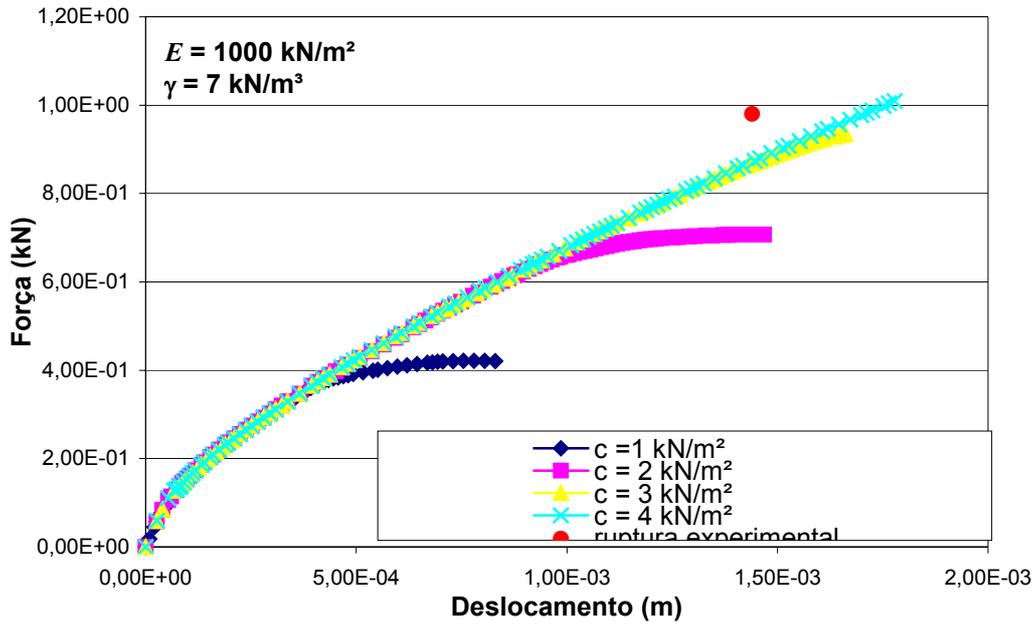


Figura 4.44 - Resultado da sensibilidade do parâmetro c , com valores fixos de E e γ

Pode-se observar que os parâmetros E e γ , possuem baixa sensibilidade, entretanto, a coesão c possui uma sensibilidade considerável em relação as funções estudadas u e F_h .

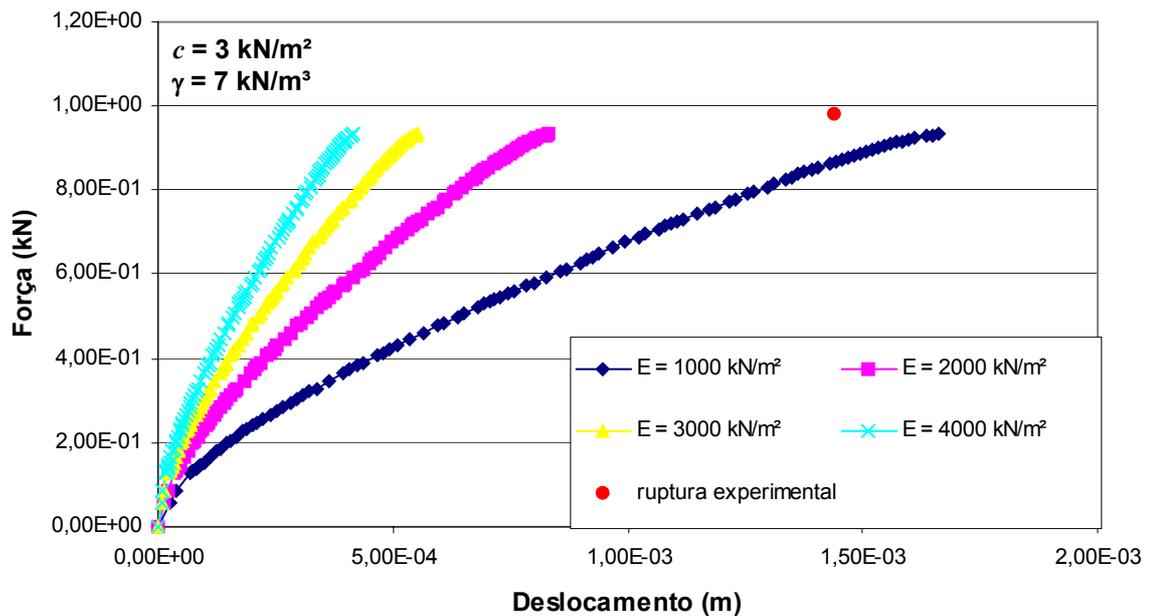


Figura 4.45 - Resultado da sensibilidade do parâmetro E , com valores fixos de c e γ

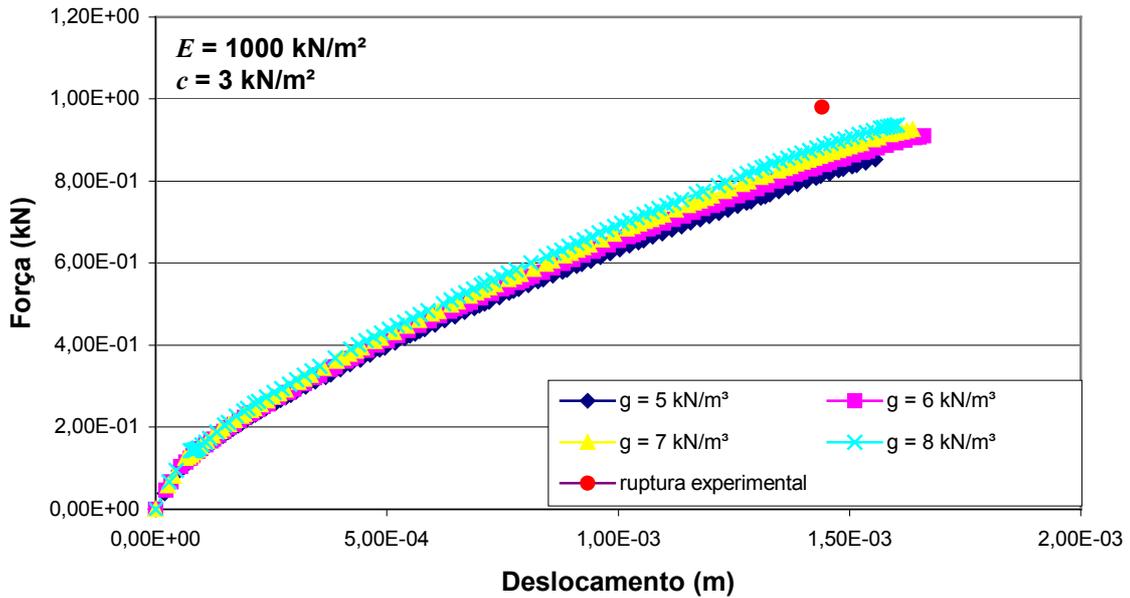


Figura 4.46 - Resultado da sensibilidade do parâmetro γ , com valores fixos de c e E

Em outra tentativa, foi utilizado o programa ABAQUS, com a finalidade de se ter uma melhor precisão e, assim, evitar erros de truncamento na otimização. Na análise subdivide-se a função em quatro partes 25%, 50%, 75% e 100%. As partes representam pontos da curva força vs. deslocamento medidos. Este procedimento tem o objetivo de estudar o erro em toda a curva das funções u e f , e não somente no ponto de ruptura, como mostra as equações 4.77 e 4.78.

$$f_{obj} = \sum_{i=1}^4 \frac{1}{2} (w_i(p) - w_i^*)^2 \quad 4.77$$

$$g = \sum_{i=1}^4 (w_i(p) - w_i^*) \left[u_i(p) \left(\frac{F_{hi}(p + \Delta p) - F_{hi}(p)}{\Delta p} \right) + F_h(p) \left(\frac{u_i(p + \Delta p) - u_i(p)}{\Delta p} \right) \right] \quad 4.78$$

No entanto, a mudança do programa de elementos finitos e o aumento de números de pontos da curva força vs. deslocamento, não trouxe sucesso na convergência da função objetivo.

Como alternativa foi modificada a função objetivo, alterando o quadrado do produto dos resíduos das funções, pela soma dos quadrados das funções como pode ser visto abaixo:

$$f_{obj} = \left\langle \frac{1}{2}(y_1(p) - y_1^*)^2 + \frac{1}{2}(y_2(p) - y_2^*)^2 \right\rangle \quad 4.79$$

sendo:

$$\mathbf{y}(p) = \begin{Bmatrix} y_1(p) \\ y_2(p) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u(p) \\ F_h(p) \end{Bmatrix} \quad 4.80$$

$$g = \frac{\partial F}{\partial p} = \left\langle (y_1(p) - y_1^*), (y_2(p) - y_2^*) \right\rangle \begin{Bmatrix} \frac{\partial y_1}{\partial p} \\ \frac{\partial y_2}{\partial p} \end{Bmatrix} \quad 4.81$$

Contudo, a função objetivo não convergiu para o ponto ótimo. Como análise final observou-se as regiões de pontos mínimos a uma população de dados pesquisados variando os parâmetros e verificando os pontos mínimos de erro (função objetivo), determinando assim o valor ótimo dos parâmetros em uma região de mínimo erro.

As figuras 4.47, 4.48 e 4.49 mostram a determinação dos parâmetros ótimos, por meio gráfico dentro de uma população de dados.

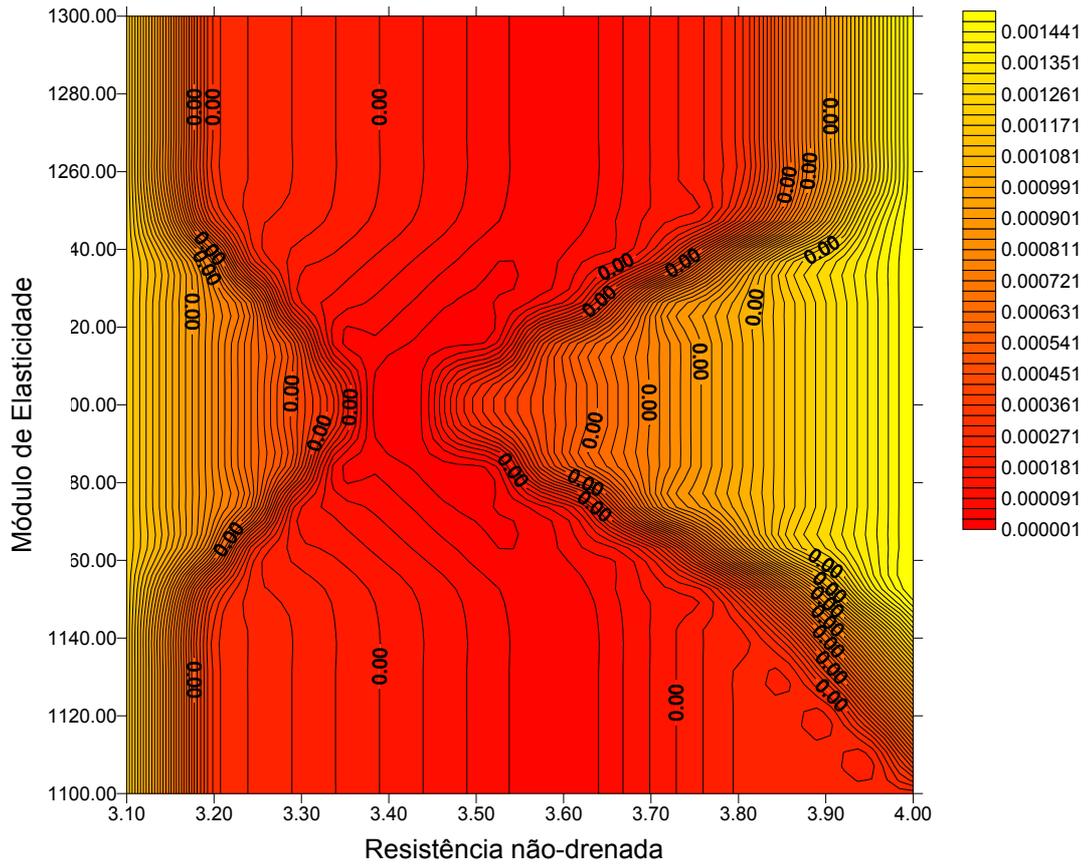


Figura 4.47 - Gráfico dos pontos mínimos para a variação de $E \times c$

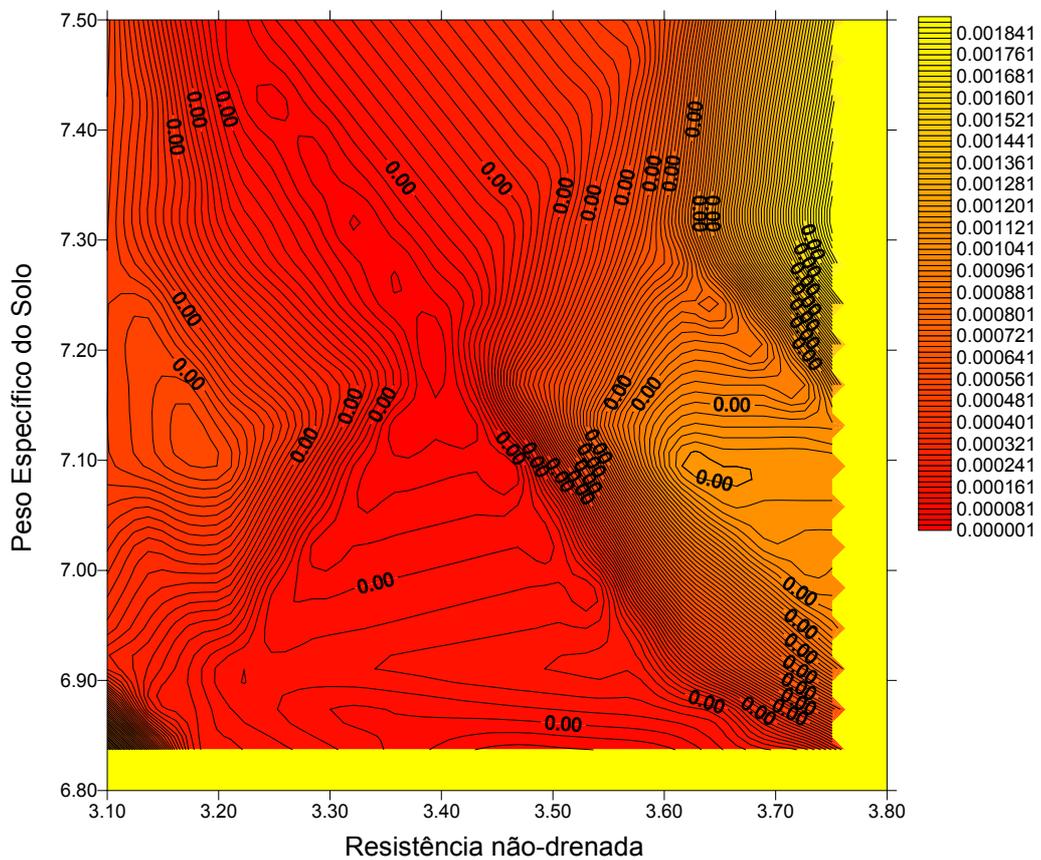


Figura 4.48 - Gráfico dos pontos mínimos para a variação de γ vs. c

É verificado através de tentativas que o ponto ótimo se localiza nas proximidades dos pontos ótimos: $E^* = 1200 \text{ kN/m}^2$; $c^* = 3,4 \text{ kN/m}^2$ e $\gamma^* = 7,2 \text{ kN/m}^3$.

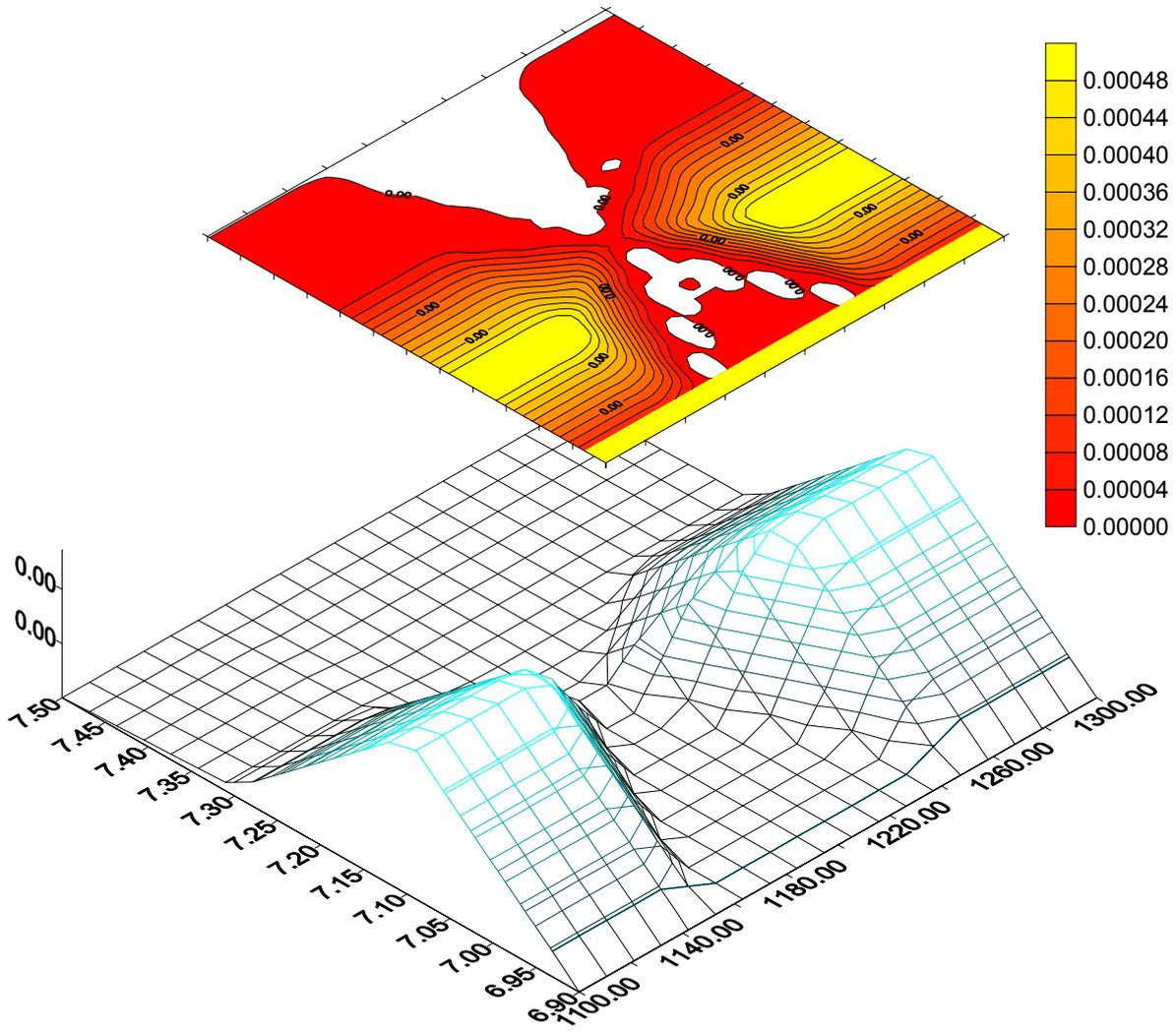


Figura 4.49 - Gráfico dos pontos mínimos para a variação de $\gamma \times E$

É verificado ainda, se há correlação entre os parâmetros “E”, “c” e “ γ ” para o problema estudado (duto rígido 100% de embutimento do diâmetro). Para isto, calcula-se inicialmente a matriz de sensibilidade:

$$\mathbf{J} = \begin{bmatrix} \frac{\partial y_1}{\partial p_1} & \frac{\partial y_1}{\partial p_2} & \frac{\partial y_1}{\partial p_3} \\ \frac{\partial y_2}{\partial p_1} & \frac{\partial y_2}{\partial p_2} & \frac{\partial y_2}{\partial p_3} \\ \frac{\partial p_1}{\partial p_1} & \frac{\partial p_1}{\partial p_2} & \frac{\partial p_1}{\partial p_3} \end{bmatrix} \tag{4.82}$$

Através do Método de Diferenças Finitas Progressiva, teremos:

$$\frac{\partial y_1}{\partial p_i} = \left[\frac{u(p + \Delta p) - u(p)}{\Delta p} \right] ; \quad \frac{\partial y_2}{\partial p_i} = \left[\frac{f(p + \Delta p) - f(p)}{\Delta p} \right]$$

$$\begin{aligned} \therefore p_1 &= c_u \\ p_2 &= E \\ p_3 &= \gamma_{solo} \end{aligned} \tag{4.83}$$

Tabela - 4.10 - Valores de sensibilidade

$p_1 = c$	u	Δp_1	$(p_1 + \Delta p_1)$	$u(p_1 + \Delta p_1)$	$\delta u / \delta p_1$	f	$f(p_1 + \Delta p_1)$	$\delta f / \delta p_1$
3,4	1,44E-03	0,34	3,74	1,47E-03	1,059E-04	0,98	1,003	6,765E-02
$p_2 = E$	u	Δp_2	$(p_1 + \Delta p_2)$	$u(p_2 + \Delta p_2)$	$\delta u / \delta p_2$	f	$f(p_2 + \Delta p_2)$	$\delta f / \delta p_2$
1200	1,44E-03	120	1320	1,31E-03	-1,083E-06	0,98	0,98	0
$p_3 = \gamma$	u	Δp_3	$(p_3 + \Delta p_3)$	$u(p_3 + \Delta p_3)$	$\delta u / \delta p_3$	f	$u(p_3 + \Delta p_3)$	$\delta f / \delta p_3$
7,2	1,44E-03	0,72	7,92	1,42E-03	-1,944E-05	0,98	0,981	1,389E-03

gerando:

$$\mathbf{J} = \begin{bmatrix} 1,059e-4 & -1,083e-6 & -1,944e-5 \\ 6,765e-2 & 0 & 1,389e-3 \end{bmatrix} \tag{4.84}$$

como:

$$\mathbf{C}_p = (\mathbf{J}^T \cdot \mathbf{J})^{-1} \tag{4.85}$$

onde, \mathbf{C}_p é a matriz de covariância dos parâmetros estimados

Então, deste modo:

$$\mathbf{C}_p = 1e + 19 \begin{bmatrix} 0,0116 & 0,0321 & -0,2677 \\ 0,0321 & 0,0883 & -0,7373 \\ -0,2677 & -0,7373 & 6,1579 \end{bmatrix} \quad 4.86$$

A medida da covariância dada por um coeficiente adimensional, coeficiente de correlação, tem como resultado:

$$\rho_{13} = \frac{c_{p13}}{\sqrt{c_{p11} c_{p33}}} = 0.9998 \quad 4.87$$

$$\rho_{12} = \frac{c_{p12}}{\sqrt{c_{p11} c_{p22}}} = -1 \quad 4.88$$

$$\rho_{23} = \frac{c_{p23}}{\sqrt{c_{p22} c_{p33}}} = 0.99995 \quad 4.89$$

Os resultados obtidos, mostram uma alta correlação entre os parâmetros para o problema estudado.

CAPÍTULO 5 - Conclusão

Pode-se concluir, que a dissertação atingiu seu objetivo, de analisar de forma direta dutos enterrados através de ferramentas analíticas, para o problema de dutos rígidos, e numéricas, para dutos rígidos e flexíveis. Pôde-se por meio dessas ferramentas verificar o comportamento mecânico do conjunto solo-estrutura e verificar, para o estudo de dutos flexíveis, como se comporta o problema da interação solo-estrutura, por meio de estágios de construção simular o comportamento do conjunto desde a locação do duto até o reaterro e final do projeto.

Ferramentas analíticas são úteis no estudo, para formulação e previsão do comportamento mecânico do solo e, conseqüentemente, quantificação das forças resistentes transmitidas do duto ao solo, que incidem na estrutura. Isto torna possível, através da formulação descrita nesta dissertação, sob as condições descritas, prever tal comportamento.

O estudo direto realizado no LIMAG, PLAXIS e ABAQUS, mostram as diversas ferramentas numéricas que pode ser utilizadas para a análise. Verificando-se uma restrição no uso do programa PLAXIS, que considera em um processo construtivo o deslocamento total do maciço no final de projeto. Isto não fornece o deslocamento real ocorrido em cada camada de forma independente.

Para o caso de dutos rígidos pôde-se definir que, quando enterrado em um material coesivo este deverá ser considerado sob ação, tanto de forças friccionais, quanto também das coesivas, onde seu embutimento influenciará de forma direta ao acréscimo destas forças.

Os dutos flexíveis interagem de maneira direta com o peso do solo. Devido a isto o estudo de dutos flexíveis necessita de maior número de parâmetros de resistência dos materiais e ter atenção especial no limite de deformações definidas por norma.

O programa ABAQUS mostra uma vantagem sobre o PLAXIS na constituição do modelo geométrico. Isto se deve ao programa ABAQUS definir separadamente o duto da estrutura e posteriormente criar a união do conjunto solo-estrutura. Neste programa define-se também, as propriedades de interação entre as partes. Outra vantagem está no processo de geração de malha, onde estas são geradas

separadas, com propriedades de interação nos contatos das malhas. O programa PLAXIS cria uma malha única para o conjunto solo-estrutura.

O programa de Análise Limite, LIMAG, mostrou-se eficaz na resolução do problema, onde através de sua formulação mecânica, pode-se determinar de forma aproximada aos resultados experimentais o valor de ruptura para o solo (duto rígido) e do duto (duto flexível).

A retroanálise proposta como parte do objetivo desta dissertação não obteve sucesso, perante ao processo numérico esperado. Podemos destacar três principais observações e problemas encontrados no processo, os quais são:

- i) não foi possível criar uma interação entre o programa de otimização MINOS e os programas de análises numéricas que utilizam o método de elementos finitos;
- ii) por causa da implicidade da função objetivo foi necessário, sempre para cada passo e para cada parâmetro, utilizar o programa numérico de elementos finitos para simular o comportamento e obter os resultados, força e deslocamento. Deste modo, o processo torna-se muito pesado, necessitando de muitas análises e muito tempo para cada iteração;
- iii) mesmo com o alto custo do processo numérico, o método de gradientes não mostrou-se eficaz para determinação dos pontos ótimos do problema estudado. Isto pode ser justificado pela limitação do método matemático utilizado, tendo-se em vista que exista em dois dos três parâmetros, uma baixa sensibilidade em relação a função u e f e, também, pela alta correlação entre os parâmetros. Isto causa uma alta dependência entre o comportamento da função objetivo a modificação de cada parâmetro de resistência do solo.

5.1 - Sugestões a Futuros Trabalhos

É importante a continuação de trabalhos dentro da linha de pesquisa desenvolvida. Para isto, os seguintes temas são sugeridos:

- i) Modelagem numérica do conjunto solo-duto rígido enterrado utilizando ensaios de solos marinhos não-coesivos;
- ii) Estudo numérico inverso utilizando vários métodos de otimização, para a estimativa dos parâmetros de resistência do conjunto solo-duto, através da implementação de rotinas de interface entre um programa numérico de análise tensão-deformação e um programa de otimização e utilizar tal processo na retroanálise para estimativa de parâmetros de resistência;
- iii) Modelagem do comportamento solo-duto com múltiplas camadas para dutos flexíveis, camadas de proteção interna e externa do duto.

Referências Bibliográficas

- Alves, J.L. (2002) Avaliação numérica da capacidade de carga de dutos corroídos. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) - Rio de Janeiro - RJ, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-RIO, 89p.
- Amado, S.C., Azevedo, R.F., Gonzales, M.F.R.B.M., Nogueira, C.L. (1998) Análise pelo método dos elementos finitos de teste em dutos enterrados realizado em modelo reduzido de grandes dimensões. Brasília: Anais do XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, p.415 - 422.
- Araújo, L. (1997) Estudo numérico de problemas de estabilidade em materiais geotécnicos através da análise limite. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Rio de Janeiro - RJ, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-RIO, 89p.
- Arora, J.S. (1989) Introduction to optimun design. New York: McGraw-Hill, Inc., 625p.
- Bathe, K.J. (1996) Finite Element Procedures. New Jersey: Prentice-Hall, Inc., 1029p.
- Beck, J. V., Arnold, K. J. (1977) Parameter Estimation in Engineering and Science. John Wiley & Sons, Inc.
- Boussinesq, M.J. (1885) Application des Potentiels: à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides elastiques. Gauthier-Villars. Paris.
- Bresse, M. (1866) Cours de Mecanique Appliquée. Paris :Vol 1, 334p.
- Brinkgreve, R. B. J., Vermeer, P.A. (1998) Finite Element Code for Soil and Rock Analyses – Version 7. Rotterdam - Netherland: A.A. Balkema.
- CENPES-PETROBRÁS/PUC-RIO (1992) Manual do usuário MTOOL versão 1.0. Rio de Janeiro: Grupo de Tecnologia em Computação Gráfica - TeCGraf.

- CENPES-PETROBRÁS/PUC-RIO (1993) Manual do usuário MVIEW versão 1.1. Rio de Janeiro: Grupo de Tecnologia em Computação Gráfica - TeCGraf.
- Chen, W.F., Liu, X.L. (1990) Limit analysis in soil mechanics. New York: American Elsevier Publishing Company, Vol.52.
- Chou, P.C., Pagano, N.J. (1992) Elasticity: tensor, dyadic, and engineering approaches. New York: Dover Publications, Inc., 285p.
- Desai, C.S., Siriwardane, H.J. (1984) Constitutive laws for engineering materials – with emphasis on geologic materials. New Jersey: Prentice-Hall, 468p.
- Época (2000) Desastre Previsto, Edição 90, Rio de Janeiro, 07 de fevereiro.
- Farfán, A.D. (2000) Aplicação da análise limite a problemas geotécnicos modelados como meios contínuos convencionais e meios de cosserat. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Rio de Janeiro - RJ, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-RIO, 170p.
- Finn, W.D.L. (1967) Applications of limit Plasticity in soil mechanics. *Jornal of the Soil mechanics and foundations division*, September, pp.101-120.
- GUMBEL, J.E., O'Reilly, M.P., Lake, L.M., Carder, D.R. (1982) The development of a new desing method for buried flexible pipes. In: *Proceedings Europipe, Bastle*. *Apud Viana* (1998)
- Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc. (2000). ABAQUS Standard User's Manual. Versão 6.1. Vol. I.
- Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc. (2000) ABAQUS Standard User's Manual. Versão 6.1. Vol. II.
- Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc. (2000) ABAQUS Standard User's Manual. Versão 6.1. Vol. III.

Jansen, H.A. (1896) Versuche uber Getreidedruck in Silozellen. London: Partial English Transportation in proceedings of the institute of Civil Engineers, 553p.

Javenmard, M. (1994) Valsangkar, A.J. Soil structure interaction of partially buried pipes, Centrifuge 94. Balkema, Rotterdam, ISBN 9054103523.

Karal, K. (1977) Lateral stability of submarine pipelines. OTC Paper 2967, Vol 1, p71-78. *Apud* Wantland, (1979).

Kleineremann, J.P., Ponthot, J.P., Hogge, M. (2001) Parameter identification for inverse problems in metal forming simulations. LTAS-ContinuumMechanics and Thermomechanics University of Liège, 1 Chemin des Chevreuils, B52/3 B4000 Liège-1.

Lyons, C.G. (1973) Soil resistance to lateral sliding of marine pipelines. OTC Paper 1876, Vol 1, p.479-484. *Apud* Wantland, (1979)

Matyas, L.E., Davis, B.J. (1983) Prediction of vertical earth loads on rigid pipes. Journal of Geotechnical Engineering, vol.109, N° 2.

Marston, A. (1930) The theory of external loads on closed conduits in the light of the latest experiments. Ames: Iowa Engineering Experimental Station, 36p. *Apud* Mathyas (1983).

Moore, I.D. (1987) Response of buried cylinders to surface loads. Journal of Geotechnical Engineering, vol 113, paper n 21650.

Murtargh, A.B., Saunders, M.A. (1987) Minos 5.1 user's guide. California: Stanford University.

Newmark, N.M. (1942) Influence charts for computation of stresses in elastic foundations. University of Illinois Eng. Exp. Sta. Bull. 338.

Ng, C.F., Pyrah, I.C., Anderson, W.F. (1994) Lateral soil restraint of buried pipeline. Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Rotterdam, 1994, ISBN 9054105100.

Rosas, M.M.C. (2001) Um estudo numérico e experimental para a avaliação da interação solo - duto. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) - Rio de Janeiro - RJ, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-RIO, 83p.

Spangler, M.G., Handy, R.L. (1973) Soil engineering. 3. ed. New York: Intext Educational, 748p.

Talesnick, M., Baker, R. (1999) Investigation of the failure of a concrete-lined steel pipe, Geotechnical and Geological Engineering 17: 99-121p.

Telles, P.C.S. (2001) Tubulações industriais: materiais, projeto, montagem. 10. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora, 246p.

Terzaghi, K. (1943) Theoretical soil mechanics. New York :J. Wiley, 510p.

Tohda, J., Li, L.(1994) FE elastic analysis of earth pressure on buried flexible pipes, International Conference, Centrifuge 94. Balkema, Rotterdam, 1994, ISBN 9054103523.

Veiga, J. (2000) Análise de problemas tridimensionais solo-estrutura pelo método dos elementos finitos no domínio de Fourier. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) - Rio de Janeiro - RJ, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-RIO, 80p.

Velloso, R.Q. (2000) Estudo numérico da estimativa de parâmetros hidráulicos em solos parcialmente saturados. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) - Rio de Janeiro - RJ, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-RIO, 85p.

Viana, P.M.F. (1998) Conduitos Enterrados: redução de esforços sobre a estrutura. Tese (Mestrado em Geotecnia) - São Carlos - SP, Universidade de São Paulo - USP, 159p.

Wantland, G.M. (1979) Lateral stability of pipelines in clay. OTC Paper 3477, p.1025-1029.

Winterkorn, H.F., Fang, H.Y. (1975) Foundation engineering handbook. New York, edited by Hans F. Winterkorn, Hsai-Yang Fang, 751p.

Zienkiewicz, O.C., Taylor, R.L. (2000) The element method: the basis. Califórnia: McGraw-Hill, vol 1, 5 ed., 663p.