



Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Centro de Tecnologia e Ciências

Faculdade de Engenharia

Stephane do Nascimento Santos

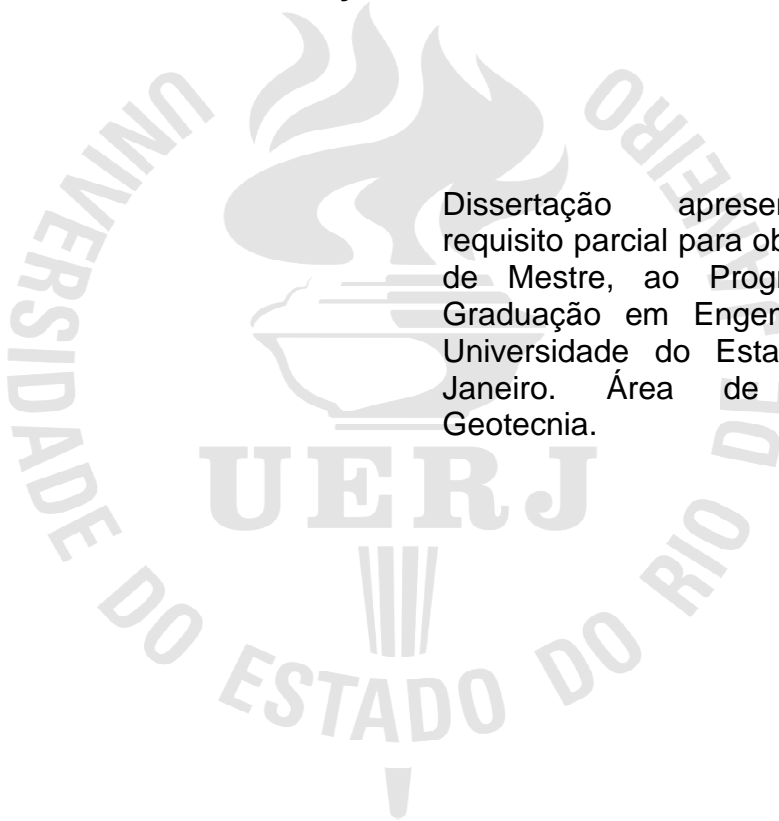
**Simulação numérica de dutos enterrados, submetidos à perda de apoio e
elevação localizada**

Rio de Janeiro

2014

Stephane do Nascimento Santos

**Simulação numérica de dutos enterrados, submetidos à perda de apoio e
elevação localizada**



Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Orientadores: Prof^a. Dr^a. Denise Maria Soares Gerscovich
Prof^a. Dr^a. Bernadete Ragoni Danziger

Rio de Janeiro

2014

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

S237 Santos, Stephane do Nascimento.

Simulação numérica de dutos enterrados, submetidos à perda de apoio e elevação localizada / Stephane do Nascimento Santos. - 2014.

139f.

Orientadores: Denise Maria Soares Gerscovich; Bernadete Ragoni Danziger.

Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia Civil. 2. Tubulação – Dissertações. 3. Simulação numérica -- Dissertações. 4. Geotecnia - Dissertações. I. Gerscovich, Denise Maria Soares. II. Danziger, Bernadete Ragoni. III. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. IV. Título.

CDU 621.644

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.

Assinatura

Data

Stephane do Nascimento Santos

Simulação numérica de dutos enterrados, submetidos à perda de apoio e elevação localizada

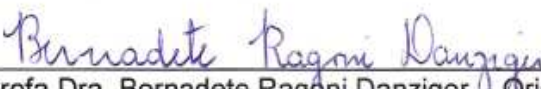
Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovado em: 12 de dezembro de 2014.

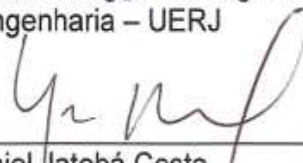
Banca Examinadora:



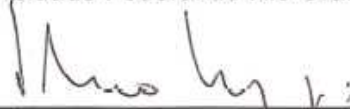
Profª Dra. Denise Maria Soares Gerscovich – Orientadora
Faculdade de Engenharia – UERJ



Profa Dra. Bernadete Ragoni Danziger – Orientadora
Faculdade de Engenharia – UERJ



Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa
Universidade Federal do Rio Grande do Norte - UFRN



Prof. Dr. Fernando Saboya Albuquerque Jr.
Universidade Estadual do Norte Fluminense – UENF

Rio de Janeiro

2014

DEDICATÓRIA

À minha avó e minha mãe.

AGRADECIMENTOS

Ao Deus Pai Todo Poderoso, a quem pertence toda honra e toda a glória.

À minha avó, que bancou meus estudos nos melhores colégios e cursos enquanto foi possível. Sem ela nada disso seria possível.

À minha mãe, pessoa que mais admiro e amo, por sua paciência, pelas palavras de carinho e incentivo em todos os momentos e por não me deixar ficar preocupada com nada nesse período de dedicação total à conquista de mais uma vitória.

Ao meu namorado e melhor amigo Raphael Felipe, meu maior incentivador, sempre presente tornando cada momento o mais alegre e o mais especial possível, me acalmando nos momentos de desespero e evitando que eu engordasse além da conta.

À toda minha família, aos amigos do CAP-UERJ, principalmente Nariá Assis, Ana Paula Dantas e Rennata Ramalho, aos meus amigos da graduação, aos amigos do mestrado e à minha amiga Rachel Azavedo, pelas palavras motivadoras e pelos momentos de descontração.

À minha orientadora Prof^a Denise, uma amiga e pessoa muito especial, por sua paciência durante esses anos, desde a iniciação científica, pelo apoio, pelos ensinamentos, pela generosidade e competência demonstradas nessa orientação.

À minha coorientadora Prof^a Bernadete por sua atenção, pelo apoio e pela amizade. Por quem tenho muito carinho e admiração.

Aos professores de Geotecnia da UERJ e à família LMS/UERJ, pelos ensinamentos que muito contribuíram para a minha formação.

Ao meu Prof. Rogério Feijó, por ter me dado a oportunidade de trabalhar no laboratório e por ter me apresentado a geotecnia, por ter me ensinado muito do que eu sei, pela grande amizade construída e pelos maravilhosos momentos compartilhados.

À CAPES pelo apoio financeiro.

O sucesso não é a chave para a felicidade;
a felicidade é a chave para o sucesso.
Se você ama o que faz, você será bem sucedido.

Albert Schweitzer

RESUMO

SANTOS, Stephane do Nascimento. *Simulação numérica de dutos enterrados, submetidos à perda de apoio e elevação localizada*. 2014. 139f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

Os recentes desastres ocorridos no país, como o rompimento da adutora em Campo Grande e os desastres relacionados às enchentes urbanas, mostram a necessidade de desenvolvimento de pesquisas científicas que auxiliem na compreensão e no dimensionamento das estruturas projetadas para atender a demanda da população. Os métodos analíticos e experimentais mais utilizados possuem algumas limitações de ordem teórica ou prática. Por outro lado, os métodos numéricos, capazes de simular etapas construtivas e envolver materiais com diferentes modelos constitutivos numa mesma análise, buscam atender às necessidades práticas dos projetos de geotecnia e, ao mesmo tempo, complementam os modelos analíticos e experimentais. Nesse trabalho foram realizadas comparações entre resultados obtidos em ensaios experimentais e resultados extraídos do modelo computacional, buscando aumentar a compreensão sobre a interação solo-estrutura em relação à distribuição de tensões mobilizadas e aos deslocamentos e deformações provocados. A simulação numérica foi feita com a utilização do PLAXIS/3D, software de análise geotécnica baseado no método dos elementos finitos. Os ensaios foram confeccionados na Escola de Engenharia de São Carlos/USP por Costa (2005) e envolveram dutos enterrados submetidos à perda de apoio ou elevação localizada. O estudo experimental foi realizado através de modelos físicos compostos por um maciço de areia pura, contendo um tubo repousando sobre um alçapão no centro do vão. Os modelos físicos foram equipados com instrumental capaz de medir as deflexões e as deformações específicas ao longo do duto, além das tensões totais no maciço de solo circundante e na base do equipamento.

Palavras-chave: Dutos Enterrados; Métodos Analíticos; Métodos Experimentais; Modelo Computacional; Análise Geotécnica.

ABSTRACT

SANTOS, Stephane do Nascimento. *Numerical modeling of buried pipes subjected to localized loss of support or elevation*. 2014. 139f. M.Sc. Dissertation – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

Recent disasters that occurred in this country, like the failure of a pipeline in Campo Grande and others disasters related to urban flooding, show us the need for developing scientific researches that help us to understand the behavior of these structures and to design them to serve the population. Analytical and experimental methods have some theoretical and practical limitations. On the other hand, numerical methods are capable to simulate staged constructions and to analyze together materials with different constitutive models, supplying practical necessities of geotechnical projects and complementing analytical and experimental models. In this dissertation comparisons between experimental results and numerical results have been made, trying to increase the comprehension about the interaction of soil and pipe with respect to mobilized stress distribution, displacements and strains. The numerical modeling was performed on PLAXIS 3D software, based on Finit Elements Method. The experimental test was made by Costa (2005) at São Carlos Engineering School/USP and involved buried pipes undergoing loss of support or elevation in a localized region along its length. Tests have been performed with physical models comprising dry and pure dry sand and a tube resting on a rigid trapdoor base located at the center of its length. The models were equipped with devices for measuring deflections and strains in the pipe, and total stresses in soil mass and in the lower boundary of the model.

Key-words: Buried pipes; Analytical methods; Experimental methods; Computational modeling; Geotechnical analyses.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Tensões atuantes em um elemento infinitesimal de solo em uma vala. (Bueno e Costa, 2012).	23
Figura 2 – Diagrama de forças atuantes no arco parabólico arbitrado. (Engesser, 1882, apud Bueno e Costa, 2012).....	25
Figura 3 – Configuração do experimento de Terzaghi (Terzaghi, 1936).	27
Figura 4 – Configuração do experimento de Terzaghi (Terzaghi, 1936).	28
Figura 5 – Resultados do experimento de Terzaghi: tensões vertical e horizontal no solo x profundidade (Terzaghi, 1936; revisado por Evans, 1984).	28
Figura 6 – Esquema do experimento do McNulty (McNulty, 1965).	29
Figura 7 – Variação da tensão vertical com o deslocamento do alçapão circular para diferentes alturas de cobertura de solo (McNulty, 1965).	30
Figura 8 – Resultados da análise numérica (Koutsabeloulis e Griffiths, 1989).....	31
Figura 9 – Comparação entre as cargas mínimas normalizadas calculadas numericamente e obtidas experimentalmente. (Santichaianant, 2002).....	32
Figura 10 – Definição dos elementos constituintes de uma instalação típica e identificação dos locais da seção transversal do duto, (Bueno e Costa, 2012).....	33
Figura 11 – Conduto em Trincheira.....	40
Figura 12 – Condutos Salientes.	41
Figura 13 – Prismas de solo sobre o conduto para as condições de saliência completa e incompleta (Silveira, 2001)	42
Figura 14 – Conduto em Condição de Pseudovala.	43
Figura 15 – Coeficiente de carga (C_d) (Moser e Folkman, 2008).	45
Figura 16. Variação da carga com o embutimento (Ferreira et al, 2006).	46
Figura 17 – Definição das zonas de solo no método alemão.....	46
Figura 18 – Círculo de Mohr descrito por Krynine (1945) para determinação do coeficiente de empuxo.	49
Figura 19 – Formação do arco em catenária (Handy, 1985).....	52
Figura 20 – Catenária do arco das tensões σ_3 (Handy, 1985)	53
Figura 21 – Comparação dos valores de Coeficiente de Empuxo (K).....	54
Figura 22. Carga distribuída.....	55
Figura 23 – Esquemático Boussinesq (Campina, 2010).	55

Figura 24 – Pressão vertical versus altura de embutimento em plano horizontal sobre o duto para trem-tipo H-20: 2 rodas, pesando 72,6kN e área de contato de 45,7cm x 50,8cm, distantes entre si de 1,83m (Debs, 2003).....	56
Figura 25 – Esquema do veículo de carga HS-20 (AASHTO, 1960).....	57
Figura 26 – Deslocamento da massa de solo para um deslocamento do alçapão de 4mm, com diferentes valores de ângulo de dilatância.....	59
Figura 27. Modelo hiperbólico	61
Figura 28. Variação do módulo tangente inicial com a tensão confinante.....	61
Figura 29 – Malha de elementos finitos.....	64
Figura 30. Detalhe da representação do duto – elementos de viga	64
Figura 31 – Deslocamento horizontal a 1m da escavação.....	66
Figura 32 – Distribuição de Tensões Verticais no Topo do Conduto - H=0,9m.....	67
Figura 33 – Comparação entre equação de Marston e MEF.....	68
Figura 34 – Comparação entre coeficientes de empuxo (H = 0,30m). (Ferreira, 2007)	69
Figura 35 – Comparação entre coeficientes de empuxo (H = 0,50m). (Ferreira, 2007)	69
Figura 36 – Comparação entre coeficientes de empuxo (H = 0,90m). (Ferreira, 2007)	69
Figura 37 – Comparação entre coeficientes de empuxo (H = 1,20m). (Ferreira, 2007)	70
Figura 38 – Comparação entre coeficientes de empuxo (H = 1,50m). (Ferreira, 2007)	70
Figura 39 – (a) Geometria do modelo – PLAXIS/2D; (b) detalhe da vala. (Gerscovich e Ribeiro, 2010).....	71
Figura 40 – Deslocamentos horizontais ao longo da profundidade. (a) PLAXIS/2D e (b) SIGMA/W (Gerscovich e Ribeiro, 2010).....	72
Figura 41 – Tensões cisalhantes na parede da trincheira (Gerscovich e Ribeiro, 2010).	73
Figura 42 – Tensões verticais sobre o duto (Gerscovich e Ribeiro, 2010).....	74
Figura 43 – Detalhamento da discretização da malha na região da trincheira (Santos et al, 2012).	75
Figura 44 – Esquema do veículo de passeio da ordem de 20 kN (Santos et al, 2012).	76

Figura 45 – Geometria e posicionamento da sobrecarga fixa (Santos et al, 2012)...	77
Figura 46 – Geometria e posicionamento da sobrecarga móvel.	78
Figura 47 – Perfil de deslocamento horizontal.	79
Figura 48 – Coeficiente de empuxo ao longo da profundidade.	80
Figura 49 – Distribuição de tensão cisalhante com a profundidade.	81
Figura 50 – Distribuição de tensão vertical ao longo da largura da vala.	82
Figura 51 – Distribuição de tensão vertical sobre o duto – carregamento móvel.	84
Figura 52 – Distribuição de tensão vertical sobre o duto para diferentes espessuras de reaterro.	85
Figura 53 – Caixa de teste da EESC/USP, Costa 2005. Vista geral e lateral.	87
Figura 54 – Disposição das células de interface na base da caixa.	89
Figura 55 – Disposição das células de inclusão nos ensaios com tubo.	89
Figura 56 – Geometria dos ensaios de arqueamento, série C.	93
Figura 57 – Modelo de tubo de PVC: elemento de placa.	93
Figura 58 – Malha de elementos finitos.	94
Figura 59 – Etapas de simulação. (a) 1ª camada de aterro; (b) 2ª camada de aterro; (c) ativação da sobrecarga; (d) deslocamentos do alçapão.	95
Figura 60 – Tensões medidas e tensões esperadas.	97
Figura 61 – Tensão vertical normalizada vs deslocamento relativo do alçapão. Ensaio C2: $D_r = 100\%$ $q = 100$ kPa, alçapão $L_v/B = 3$	99
Figura 62 – Variação da tensão vertical no exterior do alçapão na direção transversal da caixa – Ensaio C2 $D_r = 100\%$ e $q = 100$ kPa alçapão $L_v/B = 3$	100
Figura 63 – Variação da tensão vertical no exterior do alçapão na direção longitudinal– Ensaio C2 $D_r = 100\%$ e $q = 100$ kPa alçapão $L_v/B = 3$	101
Figura 64 – Distribuição das tensões verticais na base da caixa – Ensaio C3 $D_r = 50\%$ e $q = 100$ kPa alçapão $L_v/B = 3$	102
Figura 65 – Variação da tensão vertical em um perfil vertical no centro do alçapão Ensaio C3: $D_r = 100\%$ $q = 100$ kPa, alçapão $L_v/B = 3$	103
Figura 66 – Perfil vertical de deslocamento na seção transversal no centro da caixa. $\delta/B = 4\%$ - Ensaio C3: $D_r = 100\%$ $q = 100$ kPa, alçapão $L_v/B = 3$	104
Figura 67 – Variação da tensão vertical no centro do alçapão para $D_r = 50\%$ e 100% em arqueamento ativo.	105
Figura 68 – Influência da densidade relativa do solo na região adjacente ao maior lado do alçapão com $L_v/B = 3$; $H_e/B = 0$; $q = 100$ kPa.	105

Figura 69 – Influência da densidade relativa do solo na região adjacente ao menor lado do alçapão com $L_v/B = 3$; $H_e/B = 0$; $q = 100\text{kPa}$	106
Figura 70 – Variação da tensão vertical no interior do alçapão – Ensaio C5 $D_r = 100\%$ e $q = 100\text{ kPa}$ com alçapão $L_v/B = 3$	107
Figura 71 – Variação das tensões no exterior do alçapão – Ensaio C5 $D_r = 100\%$ e $q = 100\text{ kPa}$ com alçapão $L_v/B = 3$	108
Figura 72 – Distribuição das tensões verticais na base da caixa - – Ensaio C5 $D_r = 100\%$ e $q = 100\text{ kPa}$ com alçapão $L_v/B = 3$	109
Figura 73 – Variação da tensão vertical em um perfil vertical no centro do alçapão; $D_r = 100\%$ e $q = 100\text{ kPa}$	110
Figura 74 – Comportamento da tensão vertical no centro do alçapão retangular e do quadrado, em arqueamento passivo; $D_r = 100\%$ e $q = 100\text{ kPa}$	111
Figura 75 – Comportamento da tensão vertical no exterior do alçapão retangular e do quadrado, na transversal, em arqueamento passivo; $D_r = 100\%$ e $q = 100\text{ kPa}$	111
Figura 76 – Comportamento da tensão vertical no exterior do alçapão retangular e do quadrado, na longitudinal, em arqueamento passivo; $D_r = 100\%$ e $q = 100\text{ kPa}$	112
Figura 77 – Variação da tensão no centro do alçapão com o deslocamento em arqueamento ativo e passivo. $D_r = 100\%$ e $q = 100\text{ kPa}$	113
Figura 78 – Variação da tensão no exterior do alçapão com o deslocamento em arqueamento ativo e passivo. $D_r = 100\%$ e $q = 100\text{ kPa}$	113
Figura 79 – Variação da tensão vertical no topo do duto ao longo da translação do alçapão, no modelo MC. Ensaio D7 (perda de apoio).	114
Figura 80 – Deflexão da base e do topo do duto ao longo de seu comprimento para $\delta/B = 1\%$, no modelo MC. Ensaio D7 (perda de apoio).	115
Figura 81 – Comparação entre a variação da tensão no topo do duto fornecida pelos modelos HS e MC.	116
Figura 82 – Pontos de medida da deformação do tubo de PVC.	117
Figura 83 – Variação da tensão no solo em torno da seção S1; numérico x experimental (sem o elemento de interface).	118
Figura 84 – Variação da tensão no solo em torno da seção S1; numérico x experimental (com o elemento de interface).	119

Figura 85 – Variação da tensão normalizada no solo em torno da seção S3; numérico x experimental (sem o elemento de interface).....	120
Figura 86 – Variação da tensão normalizada no solo em torno da seção S3; numérico x experimental (com o elemento de interface).....	121
Figura 87 – Perda de apoio - Deflexões do duto na seção S1 para $\delta/B = 1\%$. Sem elemento de interface.....	122
Figura 88 – Perda de apoio - Deflexões do duto na seção S1 para $\delta/B = 15\%$. Sem o elemento de interface.....	123
Figura 89 – Perda de apoio - Deflexões do duto na seção S1 para $\delta/B = 50\%$. Sem elemento de interface.....	123
Figura 90 – Perda de apoio - Deflexões do duto na seção S1 para $\delta/B = 1\%$ (com elemento de interface).....	124
Figura 91 – Perda de apoio - Deflexões do duto na seção S1 para $\delta/B = 15\%$ (com elemento de interface).....	124
Figura 92 – Perda de apoio - Deflexões do duto na seção S1 para $\delta/B = 50\%$ (com elemento de interface).....	125
Figura 93 – Variação da tensão no solo em torno de S1; numérico x experimental (sem elemento de interface).....	126
Figura 94 – Variação da tensão no solo em torno de S3; numérico x experimental (sem elemento de interface).....	127
Figura 95 – Variação da tensão no solo em torno de S3; numérico x experimental (com elemento de interface).....	129
Figura 96 – Elevação localizada - Deflexões do duto na seção S1 para $\delta/B = 2\%$ (sem elemento de interface).....	130
Figura 97 – Elevação localizada - Deflexões do duto na seção S1 para $\delta/B = 4\%$ (sem elemento de interface).....	130
Figura 98 – Elevação localizada - Deflexões do duto na seção S1 para $\delta/B = 2\%$ (com elemento interface).....	131
Figura 99 – Curva C_d x H/B obtida através de resultados numéricos.....	132
Figura 100 – Comparação entre o C_d de Marston e o numérico.	132

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Resumo das cargas mínimas (Santichaianant, 2002).....	32
Tabela 2 - Classificação quanto a rigidez segundo Marston (1930).....	36
Tabela 3 - Classificação quanto à rigidez relativa. Gumbel et al (1982).....	37
Tabela 4 – Principais tipos de condutos segundo Young e Trott (1984)	38
Tabela 5 – Valores de <i>IS</i> para diversos tipos de solo	47
Tabela 6 – Valores do parâmetro ‘a’. (Handy, 1985).....	53
Tabela 7 – Valores do Coeficiente de Empuxo (K) (apud Plácido, 2006).....	54
Tabela 8 – Carregamento linear equivalente para veículo de carga HS-20 (adaptado de Duncan, 1979).....	57
Tabela 9 – Parâmetros Geométricos.....	64
Tabela 10 – Parâmetros Geomecânicos	65
Tabela 11 – Sequência Construtiva	65
Tabela 12 – Esforços no conduto.....	67
Tabela 13 – Comparação entre os métodos disponíveis	74
Tabela 14 – Propriedades geomecânicas (Santos et al, 2012).....	76
Tabela 15 – Resultados obtidos para a carga transmitida ao duto.....	83
Tabela 16 – Comparação entre os métodos disponíveis.	86
Tabela 17 – Parâmetros da areia de Itaporã (Costa, 2005)	90
Tabela 18 – Série C: ensaios de arqueamento - alçapão de 300 x 100 mm (Costa, 2005)	91
Tabela 19 – Série D: ensaios com tubo, perda de apoio localizada - alçapão de 300 x 100 mm (Costa, 2005).....	91
Tabela 20 – Série E: ensaios com tubo, elevação localizada - - alçapão de 300 x 100 mm (Costa, 2005).....	91
Tabela 21 – Parâmetros dos materiais.....	95
Tabela 22 – Parâmetros corrigidos	97

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ATV	Abwassertechnischen Vereinigung e.V
EESC/USP	Escola de Engenharia de São Carlos/Universidade de São Paulo Experimental
EXP	Hardening Soil Model
HS	Mohr Coulomb Model
MC	Método dos Elementos Finitos
MEF	Numérico
NUM	Plano de Igual Recalque
PIR	
PVC	Cloreto de polivinila
SUCS	Sistema Unificade de Classificação dos Solos

LISTA DE SÍMBOLOS

B ou B_v	Largura da vala
B_c	Diâmetro do conduto
c	coesão
C_d	Fator ou coeficiente de carga
D_c	Diâmetro externo do conduto
dF_h	Esforço lateral
dh	Altura infinitesimal de reaterro
D_r	Densidade relativa
dz	Espessura de um elemento infinitesimal de solo
$e_{máx}$	Índice de vazios máximo
$e_{mín}$	Índice de vazios mínimo
E	Módulo de elasticidade
E^*	Módulo de elasticidade do conduto no estado plano de deformação
E_{50}	Módulo de elasticidade correspondente a 50% da tensão de ruptura
E_{inc}	Módulo de elasticidade incremental
E_p	Módulo de elasticidade do material do duto
E_{ref}	Módulo de elasticidade de referência
E_s	Módulo de elasticidade do solo no estado plano de deformação
E_{si}	Módulo de deformabilidade do solo
E^*_s	Rigidez do solo
E_{ur}	Módulo de elasticidade de carregamento/descarregamento
G	Módulo cisalhante
GC	Grau de compactação do solo
H ou H_e	Altura de cobertura de solo sobre o duto
I	Momento de inércia do duto
IS	Índice do solo
k_a	Coeficiente de empuxo no estado ativo
k_0	Coeficiente de empuxo no repouso
k_r	Razão entre as tensões vertical e horizontal
L	Fator de redistribuição de tensões

L_v	Comprimento do duto
q	Sobrecarga aplicada na superfície
R_f	Rigidez do duto
R_f	Razão de ruptura
r_m	Raio médio do duto
R_p	Rididez do material do duto
γ	Peso específico do solo
$\gamma_{d,máx}$	Peso específico do solo máximo
$\gamma_{d,mín}$	Peso específico do solo mínimo
δ	Atrito de interface na interface do elemento
δ	Deslocamento do alçapão
ν	Coefficiente de Poisson
σ_{hr}	Tensão normal
σ_v	Tensão total vertical
σ_{vexp}	Tensão total vertical obtida experimentalmente
σ_{vi}	Tensão total vertical inicial
σ_{vnum}	Tensão total vertical obtida numericamente
σ_{vteo}	Tensão total vertical obtida analiticamente
σ'_v	Tensão efetiva vertical
ϕ	Ângulo de atrito
χ	Fator de carga modificado
ψ	Ângulo de dilatação

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	19
1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	22
1.1 Estudos Teóricos de Arqueamento.....	23
1.2 Estudos Experimentais de Arqueamento.....	26
1.3 Estudos Numéricos de Arqueamento	31
1.4 Dutos Enterrados.....	33
1.4.1 Tipos de dutos	34
1.4.2 Rigidez do Duto	36
1.4.3 Método de Construção.....	39
1.5 Carga Atuante em Dutos Enterrados.....	43
1.5.1 Métodos Analíticos	44
1.5.2 Métodos Numéricos.....	57
1.6 Experiencia Adquirida em estudos paramétricos sobre o comportamento do sistema Solo-Duto.....	62
1.6.1 Definição da Distância do Contorno da Malha.....	63
1.6.2 Previsão da carga transmitida ao duto.....	66
1.6.3 Previsão do coeficiente de empuxo	68
1.6.4 Influência do modelo numérico.....	70
1.6.5 Influência da sobrecarga na superfície	74
1.6.6 Consolidação dos resultados.....	85
2 CASO ESTUDADO	87
2.1 Modelo Físico da EESC/USP	87
2.1.1 Sistema de Alçapão.....	88
2.1.2 Instrumentação do Tubo e do Solo.....	88
2.1.3 Propriedades dos Materiais	89

2.1.4	Procedimento dos Ensaios	90
2.2	Modelo Numérico.....	92
2.2.1	Geometria	92
2.2.2	Materiais	94
2.2.3	Etapas construtivas	95
3	RESULTADO DAS ANÁLISES NUMÉRICAS	96
3.1	Ensaio sem duto (série C).....	96
3.1.1	Tensão Vertical Inicial.....	97
3.1.2	Simulação do Arqueamento Ativo.....	98
3.1.3	Simulação do Arqueamento Passivo	106
3.1.4	Estado Ativo vs Estado Passivo	112
3.2	Ensaio com Duto	113
3.2.1	Análises Preliminares	114
3.2.2	Perda de Apoio Localizada (Série D).....	117
3.2.3	Elevação Localizada (Série E).....	125
3.3	Considerações sobre Fator de Carga (C_d).....	131
4	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	133
4.1	Conclusões.....	133
4.2	Sugestões para Futuras Pesquisas	135
	REFERÊNCIAS.....	136

INTRODUÇÃO

Conduitos enterrados são largamente utilizados em obras de drenagem urbana e como meio condutor de líquidos e/ou gases. Essas estruturas interagem fortemente com o solo circundante, compondo um sistema de comportamento geotécnico complexo.

O estudo do comportamento de tais estruturas, quando submetidas a recalque ou elevação localizada, é de grande interesse prático, pois esses eventos abrangem uma vasta gama de situações. Tais problemas podem ser resultado da ação da subpressão ou de carreamento de material de apoio ou mesmo de questões envolvendo o comportamento de solos tropicais e subtropicais (Costa, 2005). Com a elevação ou recalque localizado, ocorre uma completa redistribuição das tensões no duto e no maciço circundante, fenômeno tipicamente denominado de arqueamento. O arqueamento pode ser classificado como ativo (ou positivo), quando a tensão na massa de solo próxima à inclusão sofre redução, ou passivo (ou negativo), quando há aumento de tensão no maciço.

Os métodos analíticos e experimentais, utilizados para estimar a redistribuição de tensões em sistemas solo-duto, possuem algumas limitações de ordem teórica ou prática. Já os métodos numéricos, apesar de fornecerem um resultado aproximado, buscam atender às necessidades práticas dos projetos de Geotecnia, particularmente, quando se deseja conhecer o comportamento tensão vs deformação vs resistência do empreendimento.

Com o aperfeiçoamento das ferramentas computacionais, algumas limitações foram sendo superadas, tornando-se possível, por exemplo, analisar problemas geotécnicos sob o ponto de vista tridimensional.

O presente trabalho tem como objetivo simular uma ação localizada (recalque e elevação) em um duto enterrado, sob a ótica tridimensional. Para tal, foram utilizados os resultados de uma campanha de ensaios instrumentados realizados por Costa (2005), em um modelo reduzido no laboratório de Mecânica dos Solos da USP de São Carlos.

Objetivos

O presente trabalho tem como objetivo reproduzir em modelo computacional um estudo experimental sobre o comportamento de dutos enterrados, submetidos à perda de apoio e elevação em uma determinada região ao longo do seu comprimento.

O modelo computacional foi realizado no PLAXIS 3D, um programa de análise geotécnica tridimensional. Os resultados numéricos de deflexões do duto ao longo de seu comprimento, além da variação da tensão total no maciço circundante e na base do modelo, foram comparados com os obtidos no programa experimental.

Como objetivo secundário tem-se a proposta de um novo fator de carga C_d , fator utilizado para simplificar o cálculo da tensão sobre o duto em trincheira em diversos tipos de solo. O novo C_d foi obtido através de resultados numéricos, considerando apenas solo granular sem coesão. A análise foi realizada em modelo bidimensional, considerando a interação solo-duto e as etapas de instalação do duto.

Descrição dos capítulos

No capítulo 1 foi feita uma revisão sobre a teoria do arqueamento, contendo uma breve descrição dos estudos teóricos, experimentais e numéricos já realizados, de modo que servisse de base para as análises feitas nos capítulos subsequentes. Ainda no capítulo 1, foi feita uma caracterização de dutos enterrados, classificando-os de acordo com os tipos de material, sua rigidez e métodos construtivos. Adicionalmente, são apresentadas as formas de cálculo das tensões atuantes e, também, as simulações numéricas em modelo bidimensional, realizadas anteriormente.

O capítulo 2 descreve o programa de ensaio em modelo físico, realizado pela EESC/USP, constando os equipamentos empregados no ensaio, as propriedades dos materiais envolvidos e a instrumentação utilizada na coleta de dados. Esse capítulo contempla também a descrição do modelo numérico realizado no PLAXIS 3D, contendo os modelos constitutivos utilizados, assim como as etapas de cálculo e os ajustes nos parâmetros do solo.

O capítulo 3 apresenta a comparação entre os resultados numéricos e os experimentais, em termos de tensão no solo e ao redor do duto e das deflexões ao longo de todo o comprimento do duto. Nesse capítulo são abordados, também, os resultados da modelagem numérica para estabelecimento de um fator de carga C_d alternativo para o cálculo da tensão sobre o duto em trincheira em solo granular sem coesão.

O capítulo 4 contém as principais conclusões e propostas para novos estudos e pesquisas neste assunto. Após a apresentação dos capítulos principais seguem as Referências.

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Segundo Terzaghi (1943), o efeito do arqueamento é um dos fenômenos universais mais encontrados em solos, tanto no campo como em laboratório. Esse fenômeno possui ampla ocorrência nas obras geotécnicas. Em estruturas enterradas, esse efeito se manifesta com enorme intensidade e gera grandes preocupações em projetos de dimensionamento.

O arqueamento pode ser descrito como a transferência de cargas atuantes em um meio terroso devido a uma redistribuição de tensões provocada pelo movimento relativo entre massas de solo adjacentes. A resistência ao cisalhamento atua no sentido de restringir o deslocamento do solo, podendo gerar uma redução ou um acréscimo de carga conforme a movimentação descendente e ascendente do mesmo.

Segundo Costa (2005), a redistribuição da tensão deve-se, basicamente, às características do solo, geometria e rigidez da estrutura, tipo de movimentação da estrutura e aos possíveis carregamentos externos existentes. Dependendo da rigidez relativa dos materiais envolvidos, o arqueamento pode ser classificado como ativo ou passivo.

O arqueamento ativo (ou positivo) ocorre quando a estrutura é mais compressível que o solo circundante. Nesse caso, quando um carregamento é aplicado, a tensão atuante na estrutura é menor do que a atuante no terreno adjacente. Se a estrutura se deforma uniformemente, a mobilização da tensão cisalhante gera uma redução das tensões atuantes sobre a estrutura. Já no arqueamento passivo (ou negativo), o solo é mais compressível que a estrutura, sofrendo, assim, maiores deslocamentos. A tensão cisalhante mobilizada aumenta a tensão total atuante na estrutura enquanto diminui a tensão atuante no solo adjacente.

Se o solo e a estrutura possuírem as mesmas propriedades constitutivas (relação tensão x deformação), a tensão ao longo de um plano horizontal será uniforme. A tensão ao longo de um plano vertical será linear e crescente com a profundidade (tensões geostáticas), como se não houvesse o efeito de

arqueamento. Essa condição, no entanto, dificilmente é encontrada, devido às diferenças entre as propriedades mecânicas dos solos e dos componentes estruturais.

1.1 Estudos Teóricos de Arqueamento

O arqueamento positivo é também conhecido como efeito silo. As primeiras teorias surgiram no final do século XIX e início do século XX. A teoria de Janssen (1895), também conhecida por Teoria do Silo, é a mais utilizada. Janssen assume que a carga vertical em um elemento infinitesimal de solo de espessura dz , a uma profundidade z no maciço, é igual a diferença entre o peso do solo acima do elemento, incluindo eventuais sobrecargas, e as forças cisalhantes (coesão e atrito de interface) geradas nas suas laterais. (Figura 1)

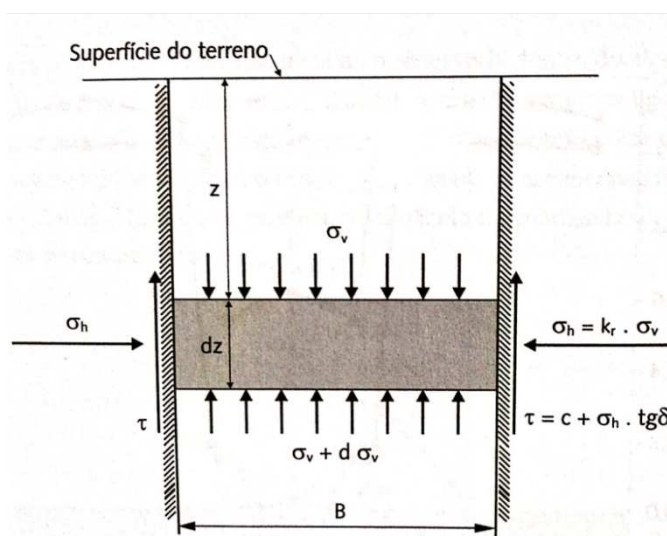


Figura 1 – Tensões atuantes em um elemento infinitesimal de solo em uma vala. (Bueno e Costa, 2012).

A carga vertical é, então, definida pela expressão 1.

$$B\gamma dz = B(\sigma_v + d\sigma_v) - B\sigma_v + 2(c + k_r\sigma_v \text{tg} \delta) dz \quad 1$$

Em que: c = coesão; δ = atrito de interface na interface do elemento; k_r = razão entre a tensão horizontal e a vertical; γ = peso específico do solo; B é a largura da vala.

Considerando δ igual ao ângulo de atrito interno do solo (ϕ) e rearranjando os termos da equação, tem-se que:

$$[B\gamma - 2(c + k_r\sigma_v \text{tg}\phi)]dz = Bd\sigma_v \rightarrow \frac{d\sigma_v}{dz} = \left(\gamma - \frac{2c}{B}\right) - \frac{2k_r \text{tg}\phi}{B}\sigma_v \quad 2$$

Integrando a equação 2 e admitindo como condições de contorno que $\sigma_v = 0$ quando $z = 0$, a tensão vertical sobre o elemento será dada por:

$$\sigma_v = \frac{B\left(\gamma - \frac{2c}{B}\right)}{2k_r \text{tg}\phi} \left[1 - \exp\left(-k_r \text{tg}\phi \frac{2z}{B}\right)\right] \quad 3$$

Para computar o acréscimo de tensão vertical decorrente da ação de uma carga uniformemente distribuída (q), atuante sobre a superfície do terreno, deve-se somar à equação 3 uma parcela adicional igual ao produto desta carga q pelo termo exponencial. Obtém-se então:

$$\sigma_v = \frac{B\left(\gamma - \frac{2c}{B}\right)}{2k_r \text{tg}\phi} \left[1 - \exp\left(-k_r \text{tg}\phi \frac{2z}{B}\right)\right] + q \cdot \exp\left(-k_r \text{tg}\phi \frac{2z}{B}\right) \quad 4$$

Na formulação matemática do arqueamento ativo proposta por Janssen, o atrito de interface é mobilizado em superfícies verticais, definindo um prisma interno de solo que se comporta como corpo rígido. Na prática, o mecanismo do arqueamento é mais complexo do que isso.

Segundo Bueno e Costa (2012), o mecanismo de ruptura inicial do solo em arqueamento ativo, correspondente a pequenos deslocamentos, pode ser associado à formação de um arco autoportante. Essa condição pode ser observada em linhas de estacas ou tubulões pouco espaçados, que são empregados em contenção de encostas ou em escoramento de valas, por exemplo.

Engesser (1882) desenvolveu uma solução analítica para o cálculo do alívio das tensões no solo em virtude do arqueamento, considerando a superfície de ruptura como um arco estrutural, como mostrado na Figura 2. A carga efetiva que atua na estrutura é composta pelo peso do solo sob o arco (W) e pela tensão vertical

(σ_{vr}) dentro do arco, induzida pelo aumento dos esforços horizontais na base do mesmo (dF_h).

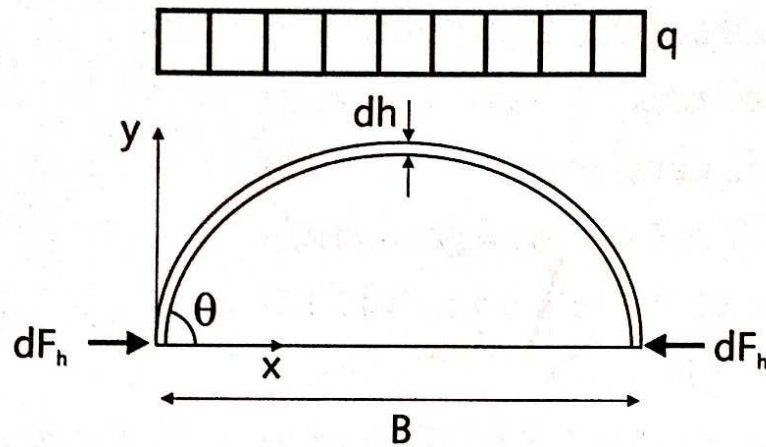


Figura 2 – Diagrama de forças atuantes no arco parabólico arbitrado. (Engesser, 1882, apud Bueno e Costa, 2012).

Nessa teoria, assumiu-se um arco com formato parabólico, espessura dh e largura B , com um ângulo $\theta = \phi$ com a horizontal. Para essa geometria, o peso do solo (W) por unidade de comprimento abaixo do arco é dado por:

$$W = \frac{\gamma B^2 \cot g \phi}{6} \quad 5$$

O carregamento uniforme q é estimado pela equação 6, em que a tensão vertical redistribuída para as laterais do arco é admitida como tensão de campo livre (γH) subtraída da tensão vertical normal (σ_{vr}) atuante.

$$q = dh \left(\gamma - \frac{\sigma_{vr}}{H} \right) \quad 6$$

O esforço lateral dF_h decorrente do carregamento uniforme q é dado por:

$$dF_h = \frac{qB}{2tg\theta} \quad 7$$

Das equações 6 e 7, tem-se que a tensão horizontal na base do arco (σ_{hr}) será:

$$\sigma_{hr} = \frac{dF_h}{dh} = \frac{B}{2\cot\phi} \left(\gamma - \frac{\sigma_{vr}}{H} \right) \quad 8$$

Admitindo-se σ_{hr} constante ao longo da largura B , σ_{vr} é obtido como $k_r \cdot \sigma_{hr}$. Considerando $k_r = k_a$, o coeficiente de empuxo ativo de Rankine será dado por:

$$\sigma_{vr} = \frac{HB\gamma k_a}{2H\cot\phi + Bk_a} \quad 9$$

A tensão vertical efetiva (σ'_v) atuante será então:

$$\sigma'_v = (W/B) + \sigma_{vr} = B\gamma \left[\frac{Hk_a}{2H\cot\phi + Bk_a} + \frac{tg\phi}{6} \right] \quad 10$$

1.2 Estudos Experimentais de Arqueamento

Terzaghi (1936) realizou investigações experimentais com o objetivo de melhorar o entendimento sobre o fenômeno de arqueamento em geral, especialmente sobre a distribuição de tensão ao redor dos túneis. O estudo experimental de Terzaghi consistia basicamente de uma caixa dotada de um sistema de alçapão em sua base, preenchida com areia. Enquanto o alçapão se movimentava (no sentido descendente), seu deslocamento e a carga atuante em sua superfície eram monitorados. As tensões vertical e horizontal ao longo da vertical acima do alçapão também foram medidas. A Figura 3 apresenta o desenho esquemático do experimento de Terzaghi.

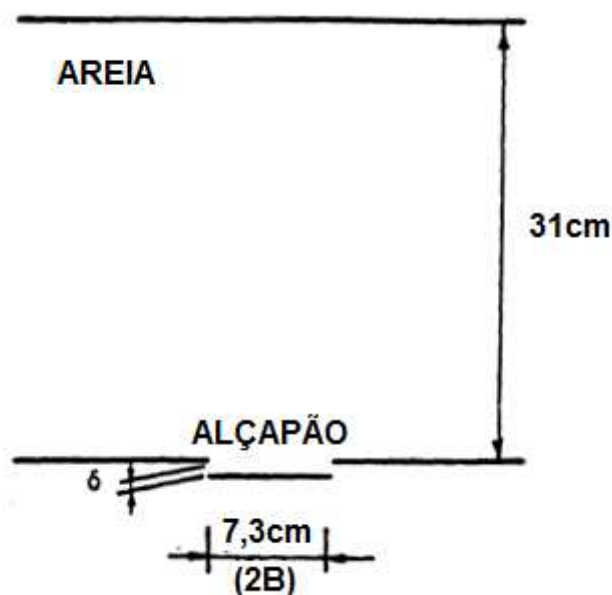


Figura 3 – Configuração do experimento de Terzaghi (Terzaghi, 1936).

Na superfície do alçapão, os resultados mostraram que a força normalizada diminuiu rapidamente ainda no início da movimentação, chegando a seu valor mínimo com o deslocamento de apenas 1% da largura do alçapão. Esse valor corresponde a menos de 10% do peso próprio do solo, tendendo a ser menor para solo denso (6%) do que para solo fofo (9,6%), como mostrado na Figura 4. No decorrer da translação do alçapão, a tensão no alçapão sofre um pequeno aumento, estabilizando em aproximadamente 12,5% do peso próprio do solo. A tensão vertical acima do alçapão (aproximadamente 1/3 da altura da caixa) diminuiu logo que a movimentação acontece. Já a tensão horizontal, na mesma altura, sofre um pequeno aumento seguido de uma redução significativa. A Figura 5 apresenta a distribuição de tensão vertical e tensão horizontal ao longo da altura da caixa.

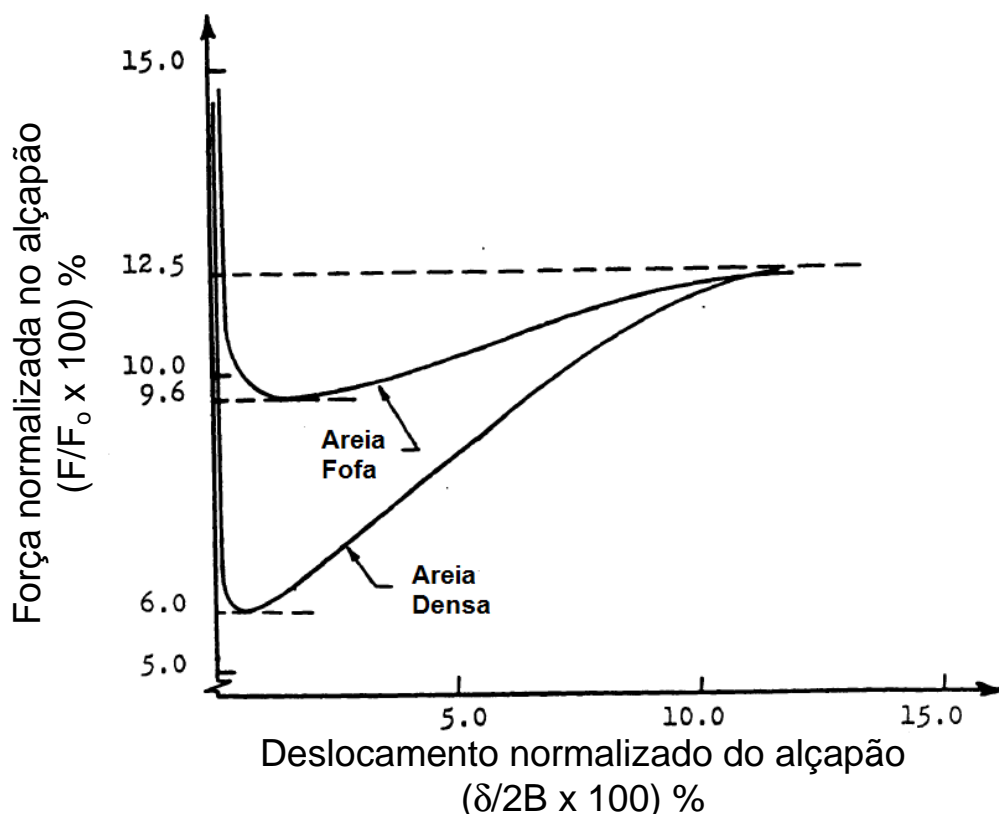


Figura 4 – Configuração do experimento de Terzaghi (Terzaghi, 1936).

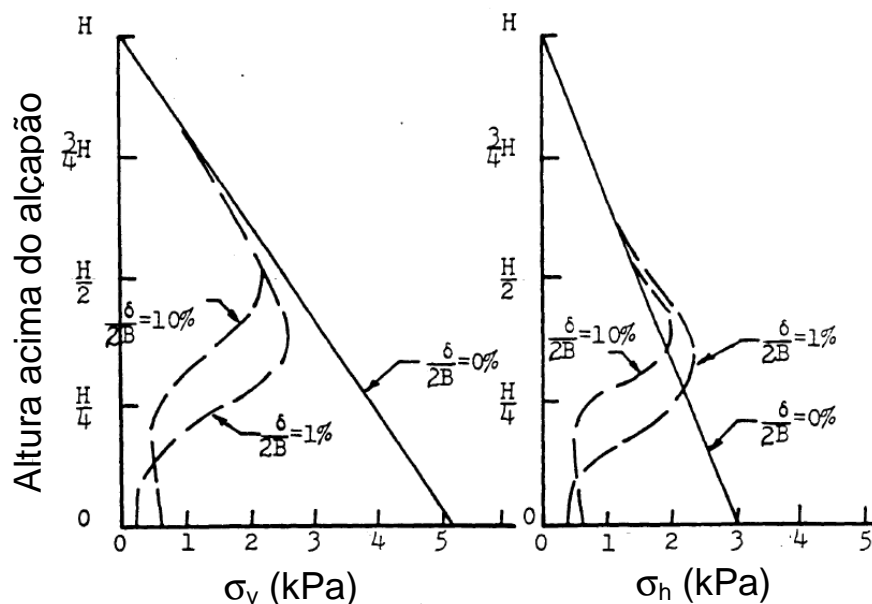


Figura 5 – Resultados do experimento de Terzaghi: tensões vertical e horizontal no solo x profundidade (Terzaghi, 1936; revisado por Evans, 1984).

McNulty (1965), com o objetivo de alcançar níveis de tensão frequentemente encontrados em construções reais, realizou um experimento similar ao de Terzaghi (1936), com um mecanismo de alçapão na base da caixa, aplicando pressão de ar

na superfície da areia. Nesse estudo experimental, foi utilizada uma câmara cilíndrica com um alçapão circular em sua base (Figura 6) para medir as tensões atuantes na superfície do alçapão conforme sua movimentação ascendente e descendente, caracterizando os estados ativo e passivo. Adicionalmente, foram estudados os efeitos da variação da profundidade do solo, da variação do diâmetro do alçapão, da sobrecarga aplicada na superfície e da variação dos parâmetros de resistência do solo.

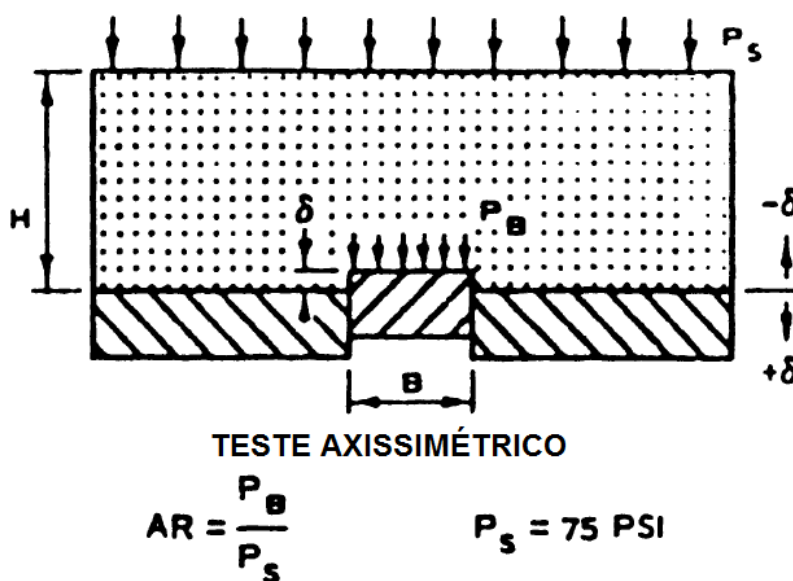


Figura 6 – Esquema do experimento do McNulty (McNulty, 1965).

Os resultados encontrados foram semelhantes aos obtidos por Terzaghi (1936). No caso ativo, as curvas carga x deslocamento, referentes à superfície do alçapão indicaram que há redução da carga até que um valor mínimo seja alcançado, não ocorrendo, no entanto, aumento de carga em seguida.

A Figura 7 mostra os resultados típicos do comportamento de σ_v com o deslocamento δ do alçapão circular. As curvas carga x deslocamento são apresentadas em função da razão geométrica H/B , onde H é a altura de cobertura de solo sobre a estrutura. A tensão vertical converge rapidamente para um valor mínimo à medida que o alçapão se afasta da massa de solo. Essa redução torna-se mais acentuada com o aumento de H/B . O estado passivo necessita de deslocamentos comparativamente maiores para ser mobilizado, sendo essa tendência crescente com o aumento de H/B . Esse mesmo comportamento foi

observado mais tarde por Ladanyi e Hoyaux (1969) em um programa experimental envolvendo solo granular ideal na condição de deformação plana.

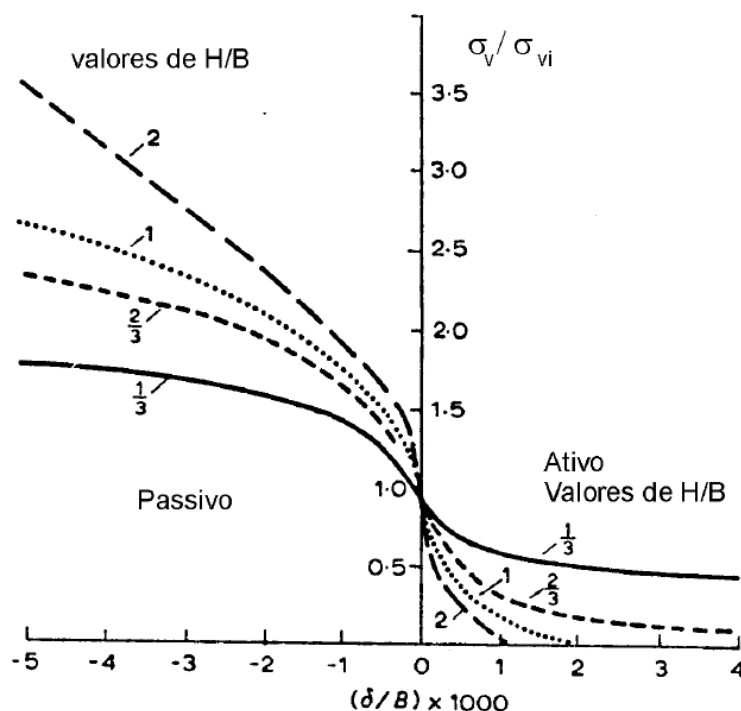


Figura 7 – Variação da tensão vertical com o deslocamento do alçapão circular para diferentes alturas de cobertura de solo (McNulty, 1965).

Nas medições em pontos fora da superfície do alçapão, McNulty verificou que no arqueamento ativo, para razões H/B acima de 4, a tensão vertical a $0,4B$ de distância horizontal da borda do alçapão sofreu um aumento em torno de 8% imediatamente após a translação. Quando o alçapão atingiu $\delta/B = 1,6\%$, verificou-se uma redução de até 10% da tensão medida em relação à tensão inicial, na mesma distância. Nesse mesmo deslocamento relativo, um ligeiro aumento de σ_v , não superior a 5%, foi registrado a $1,1B$ de distância. No caso passivo, também foi registrada diminuição de carga a $0,4B$ de distância desde o início da translação, chegando a 11% em $\delta/B = 1,6\%$. As demais posições não apresentaram variações significativas.

1.3 Estudos Numéricos de Arqueamento

Koutsabeloulis e Griffiths (1989) realizaram a análise numérica do sistema de alçapão pelo Método dos Elementos Finitos. Foram analisados o arqueamento ativo e o passivo, utilizando-se o modelo de Mohr-Coulomb e discretização do modelo em elementos triangulares isoparamétricos de 15 nós.

A Figura 8 apresenta os resultados das análises, em que H/D corresponde à relação entre a profundidade do solo H e D a largura do alçapão. No caso ativo, diferentemente dos resultados apresentados por Terzaghi (Figura 4), após redução acentuada, a carga se manteve constante. No caso passivo, as curvas apresentaram um comportamento similar ao observado no experimento de McNulty (1965). Nota-se que à medida que o valor do parâmetro H/D aumenta, o efeito do arqueamento é mais aparente.

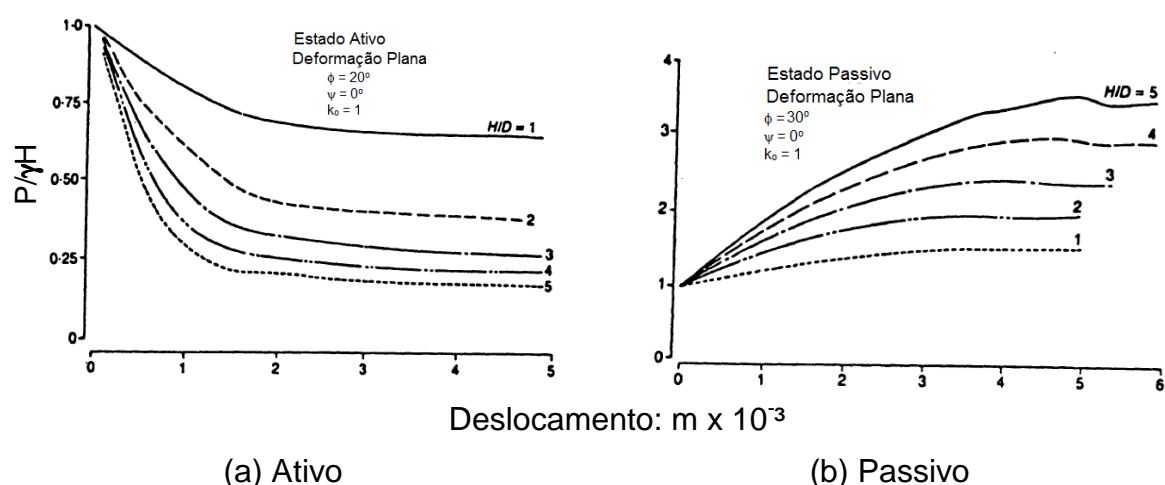


Figura 8 – Resultados da análise numérica (Koutsabeloulis e Griffiths, 1989).

Santichaianant (2002) analisou o fenômeno do arqueamento ativo através de estudo experimental e de simulação numérica. O estudo experimental foi realizado por meio centrífuga de 440Gton, utilizando modelo de alçapão circular. A simulação numérica foi feita com o programa PLAXIS versão 7.11. O foco da análise foi verificar o padrão da curva carga-deslocamento durante a movimentação de um alçapão circular e investigar os efeitos dessa movimentação na região exterior ao alçapão.

O estudo numérico foi feito utilizando-se os modelos Mohr-Coulomb (MC) e Hardening Soil (HS) para prever as cargas atuantes no alçapão durante sua

movimentação. Os resultados fornecidos pelos dois modelos foram comparados com os resultados experimentais.

Na Tabela 1 são apresentados os valores das cargas mínimas e das cargas normalizadas nos modelos numéricos e no modelo experimental, e na Figura 9 é apresentada a comparação entre as cargas normalizadas encontradas nos modelos.

Tabela 1 - Resumo das cargas mínimas (Santichaianant, 2002).

H/D	P _{min} (N)			P _{min} /(P _i ou P ₀) (%)		
	Experimental	PLAXIS		Experimental P _{min} /P _i	PLAXIS P _{min} /P ₀	
		MC	HS		MC	HS
0,667	80,3	103	99	45,8	43,3	41,6
1	109,2	124	117	34,3	34,6	32,7
1,667	107,0	92	102	20,8	15,6	17,3
2	101,2/24,5	91/21	94/21	15,8/14,4	12,4*	12,6*
3	86,1/24,5	108/25	97/25	8,9/10,5	9,9*	9,4*
4	26,8	25	25	7,9	7,2	7,2
5	8,5	24	24	2,0	5,6	5,6
6	11,1	24	24	2,1	4,7	4,7

*teste de alçapão com valores médios de 1,5" e 3"

P₀ = carga geostática inicial calculada.

P_i = carga geostática inicial medida.

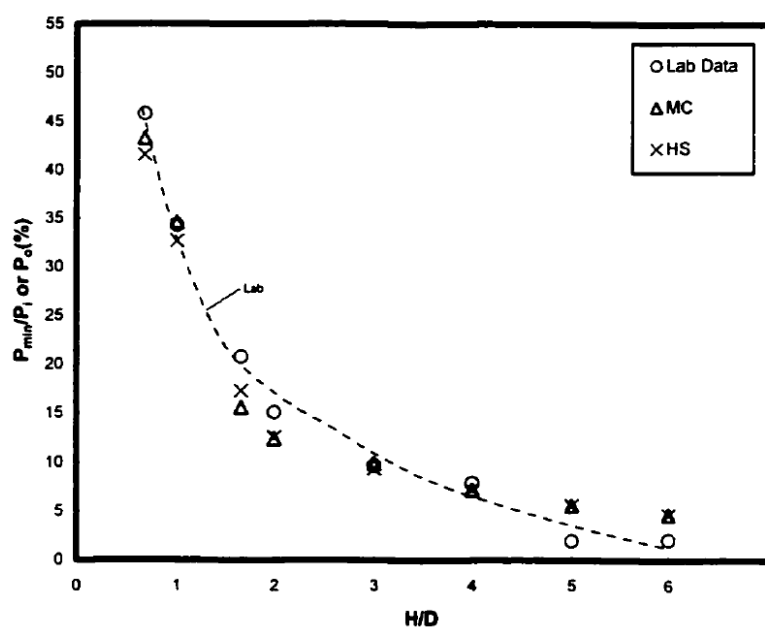


Figura 9 – Comparação entre as cargas mínimas normalizadas calculadas numericamente e obtidas experimentalmente. (Santichaianant, 2002)

O modelo Mohr-Coulomb apresentou uma transição entre o estado elástico e o plástico mais aguda que o modelo Hardening Soil e o experimental. A previsão numérica foi capaz de reproduzir as curvas carga-deslocamento fornecidas pelo modelo experimental na região próxima ao alçapão, até uma altura igual a 3 vezes o diâmetro (H/D igual a 3). Nas curvas obtidas no teste em centrífuga a carga sobre o alçapão, após atingir seu valor mínimo, foi gradualmente recuperada, comportamento similar ao verificado por Terzaghi (1936). Já nas obtidas nos modelos computacionais, a carga permaneceu constante após atingir um valor mínimo. As cargas mínimas fornecidas em ambos os modelos foram praticamente iguais.

1.4 Dutos Enterrados

Os dutos enterrados representam um modo seguro e barato de transporte de fluidos. Estas estruturas interagem fortemente com o solo circundante e, devido às diferenças na rigidez dos materiais, causam uma intensa redistribuição de tensões. Desta forma, é necessário adequar a estrutura ao meio, no sentido de uniformizar ao máximo as tensões em seu entorno e, se possível, reduzi-las.

Como mostrado na Figura 10, uma instalação típica de duto enterrado é constituída por envoltória, material compactado adjacente ao duto subdividido em: berço, zona do reverso e aterro inicial, e aterro final. Algumas posições no entorno do duto também recebem uma denominação: topo, ombro, linha d'água, reverso e base.



Figura 10 – Definição dos elementos constituintes de uma instalação típica e identificação dos locais da seção transversal do duto, (Bueno e Costa, 2012).

A envoltória possui uma função estrutural muito importante, sobretudo em dutos mais flexíveis, cuja capacidade de sustentação das cargas impostas depende de um suporte lateral adequado. O berço pode ser executado de várias formas, podendo ser constituído de uma camada compactada de solo de reaterro ou de concreto. A zona do reverso e o aterro inicial são regiões da envoltória que necessitam de um acompanhamento executivo criterioso para que o sistema apresente o desempenho desejado, principalmente quando a instalação envolve dutos flexíveis.

O solo de cobertura refere-se às camadas compactadas dispostas sobre a estrutura enterrada, desde o topo até a superfície do terreno natural, para dutos em vala, ou até a superfície do aterro, no caso de dutos salientes. A espessura do solo de cobertura é denominada altura de cobertura.

Os dutos podem apresentar seções transversais circulares, retangulares, lenticular, oval ou em arco. A classificação dos dutos pode ser feita de acordo com o tipo de material, rigidez e método construtivo.

1.4.1 Tipos de dutos

Os condutos mais usuais podem ser constituídos por ferro, cerâmica, plástico ou concreto. De acordo com Young e Trott (1984) alguns fatores devem ser analisados na escolha de um determinado tipo de material para o conduto:

- Diâmetros disponíveis;
- Capacidade e resistência;
- Compatibilidade entre o material a ser transportado e o material do conduto;
- Influência do meio externo sobre o material do conduto;

1.4.1.1 Duto de Ferro

Devido à facilidade de produção, os condutos de materiais ferrosos são largamente utilizados em obras que requerem dutos de grande diâmetro.

Quando lisos, as chapas são unidas por meio de soldagem elétrica, quando corrugados são produzidos por prensagem de placas de metal galvanizado em formas curvas e corrugadas. Nos condutos corrugados é aplicada uma camada de zinco, betume, ou até a argamassa como proteção contra corrosão. Pode-se também associar uma proteção catódica, como forma de prevenção à ação corrosiva da água do solo.

1.4.1.2 Duto de Cerâmica

O material cerâmico é produzido pela queima gradual de material argiloso, com grande utilização de combustível. Os dutos podem ser fabricados de forma artesanal ou mecanizada. Na forma mecanizada, além da facilidade de execução, pode-se obter um produto de melhor qualidade se comparado com o artesanal. Uma das desvantagens da utilização deste tipo de material é a incompatibilidade química que pode ocorrer em suas juntas. Os materiais cerâmicos resistem a passagem de substâncias químicas, por outro lado, a borracha ou o plástico que compõem as juntas, podem ser resistentes a substâncias orgânicas.

1.4.1.3 Duto de Plástico

Dentre os polímeros sintéticos mais aplicados citam-se o Cloreto de Polivinila (PVC), o Polietileno e o Polipropileno. Esses materiais são resistentes aos ataques da grande maioria dos líquidos, exceto aos solventes orgânicos, que podem deteriorá-los. Uma desvantagem desse tipo de material é a redução de rigidez do conduto quando submetido a aumentos de temperatura do fluido transportado.

1.4.1.4 Duto de Concreto

O concreto é um material muito resistente a esforços mecânicos e à ação da água, desde que, não contenha sulfatos ou ácidos. Os sulfatos e ácidos podem provocar a lixiviação do concreto provocando a ruptura do conduto. Por esse motivo

é essencial investigar a presença de tais substâncias no solo onde irão ser instalados os condutos.

1.4.2 Rigidez do Duto

A rigidez dos condutos foi inicialmente definida como a capacidade de deformação ao longo do eixo horizontal e vertical, sem que sejam produzidas fissuras danosas ou que se atinja a ruptura do conduto. Considerando a porcentagem de distorção, Marston (1930) classificou os condutos em flexíveis, semi-rígidos e rígidos, conforme Tabela 2

Tabela 2 - Classificação quanto a rigidez segundo Marston (1930).

Classificação	Deformação (%)	Tipo de Material
Flexível	> 3,0	<i>Metal Corrugado</i>
Semi-Rígido	0,1 a 3,0	<i>Ferro Fundido</i>
Rígido	< 0,1	<i>Concreto e Cerâmica</i>

Posteriormente, foram sugeridas outras definições, nas quais é observada a interação do duto com o solo circundante; dutos flexíveis promovem uma intensa interação com o solo, devido ao aumento de sua seção no eixo horizontal e redução no eixo vertical, enquanto que dutos rígidos (deformações desprezíveis) não produzem perturbações, suportando por si só as cargas que lhe são impostas.

Allgood e Takahashi (1972) e Gumbel et al. (1985), considerando que a classificação deve levar em conta o contraste entre a rigidez do duto e a do solo circundante, definiram a rigidez do solo como sendo a relação entre o módulo de elasticidade do solo no estado plano de deformação e o coeficiente de Poisson, conforme a equação 11. A rigidez do conduto foi definida em função do módulo de elasticidade do conduto no estado plano de deformação e suas propriedades geométricas, dada pela equação 12.

$$E_s^* = \frac{E_s}{(1-\nu_s)}$$

$$R_f = \frac{E^* I}{D_c^3} \quad 12$$

Sendo:

E_s = Módulo de elasticidade do solo no estado plano de deformação;

ν_s = Coeficiente de Poisson do solo;

E^* = Módulo de elasticidade do conduto no estado plano de deformação;

I = Momento de Inércia do conduto por unidade de comprimento;

D_c = Diâmetro externo do conduto

A razão de rigidez é determinada pela razão entre a rigidez do solo e a rigidez do conduto conforme equação 13. Gumbel et al (1982) estabeleceram faixas de valores de rigidez relativa para classificação dos condutos, conforme Tabela 3.

$$R_r = \frac{E_s}{R_f} \quad 13$$

Tabela 3 - Classificação quanto à rigidez relativa. Gumbel et al (1982).

Rigidez Relativa	Carga suportada pelo conduto	Classificação
$R_r < 10$	$> 90\%$	Rígido
$10 < R_r < 1000$	10% a 90%	Intermediário
$R_r > 1000$	$< 10\%$	Flexível

A Tabela 4 apresenta os principais tipos de materiais, incluindo diâmetros nominais, tipo de aplicação e classificação quanto à rigidez para os condutos mais utilizados.

Tabela 4 – Principais tipos de condutos segundo Young e Trott (1984)

Material	Diâmetro Nominal (mm)	Aplicação	Classificação
Cimento Amianto	100 a 2500 50 a 2500	Gravidade Pressão	Rígido
Cerâmica	75 a 1000	Gravidade	Rígido
Concreto Simples	≥ 150	Gravidade	Rígido
Concreto Armado	150 a 3000	Gravidade	Rígido
Concreto Protendido	450 a 3000	Gravidade Pressão	Rígido
Fibra de Vidro	25 a 4000	Gravidade Pressão	Flexível
Ferro Dúctil	80 a 1600	Gravidade Pressão	Intermediário
Aço	60,3 a 2220	Gravidade Pressão	Flexível
u-PVC*	110 a 160 200 a 630 17 a 610	Gravidade Pressão	Flexível
HDPE**	-	Pressão	Flexível
Fibras Asfálticas	50 a 225	Pressão	Flexível

* Conduto termo-plástico em Polivinil Clorido

** Conduto termo-plástico em Polietileno de alta densidade

Em resumo, dutos rígidos possuem parede suficientemente espessa, de forma a garantir uma rigidez à flexão, capaz de resistir aos momentos fletores causados pelo efeito de seu peso próprio, do peso do solo de cobertura e de eventuais sobrecargas. Praticamente não se deformam sob carga, não mobilizando, portanto, o suporte passivo do solo lateral.

Dutos flexíveis, por outro lado, obtêm sua capacidade de suporte a partir da interação com o solo adjacente. Quando submetido à carga, o duto deflete e mobiliza o suporte passivo do solo lateral. Ao mesmo tempo, a deflexão alivia a carga no topo do duto.

1.4.2.1 Deflexão em Dutos Flexíveis

Dentre as formulações habitualmente utilizadas para avaliar as deflexões em tubulações enterradas, a fórmula de Iowa, desenvolvida por Spangler (1941), é a mais empregada. Esta fórmula assume que a deflexão depende de três parâmetros empíricos, dentre eles o mais influenciado é o fator de rigidez do solo ou módulo de

reação do solo E' , definido como o produto entre o módulo de resistência passiva e o raio do conduto. A expressão resultante para obtenção do aumento do diâmetro horizontal é dada pela equação 14.

$$\Delta X = F_k F_d \frac{W_c}{\frac{E_p I}{r^3} + 0,061 E'} \quad 14$$

Em que: F_k = fator de fluência = 1 (Goddard, 1994); F_d = constante de berço (Goddard, 1994); E_p = módulo de elasticidade do material do duto; I = momento de inércia da parede do duto por unidade de comprimento; r = raio do duto; W_c = carga atuante no topo do duto por unidade de comprimento; E' = módulo de reação horizontal.

O deslocamento vertical ΔY pode ser obtido pela equação 15, desenvolvida por Masada (2000) segundo as mesmas hipóteses de Spangler (1941).

$$\Delta Y = F_k F_d \frac{W_c}{2r \left(\frac{E_p I}{r^3} \right)} \left[\frac{0,0595 E'}{\frac{E_p I}{r^3} + 0,061 E'} - 1 \right] \quad 15$$

Outro método para calcular as deflexões em dutos foi proposto por Burns e Richard (1964). Baseado na Teoria da Elasticidade, ele trata da interação de uma casca cilíndrica em um meio semi-infinito, linear, elástico, homogêneo e isotrópico, sujeito a uma tensão vertical superficial uniformemente distribuída. O método considera a interface solo-duto completamente lisa ou completamente rugosa, ou seja, permitindo ou não o deslizamento do solo em relação ao duto, e possibilita a obtenção da deflexão e dos esforços em qualquer orientação da seção do duto.

1.4.3 Método de Construção

Segundo a condição de instalação, os dutos podem ser classificados como: em trincheira (ou vala), em condição de pseudovala e salientes. Em função da forma de instalação do conduto e do movimento relativo entre massas de solos situadas no seu entorno pode-se produzir um fenômeno conhecido como arqueamento.

1.4.3.1 Dutos em Trincheira

Os dutos em trincheira são executados em terreno natural, onde são assentados em valas estreitas e profundas e depois são recobertos com um aterro de solo compactado, conforme Figura 11. Esse método de instalação pode ser implantado em valas estreitas ou largas, com paredes escalonadas ou inclinadas. Além disso, cada instalação pode ser constituída de uma linha simples de dutos ou acomodar mais de uma rede, em instalações múltiplas.

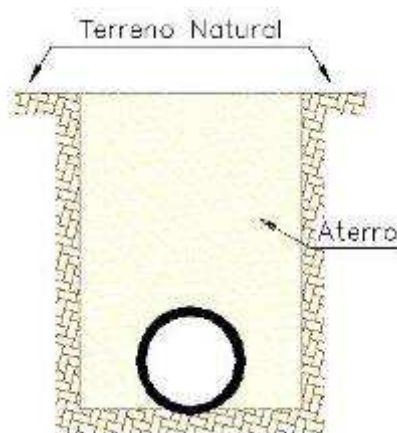


Figura 11 – Conduto em Trincheira.

1.4.3.2 Condutos Salientes

Os condutos salientes são aqueles instalados sobre a superfície do terreno natural, com o topo do conduto acima ou abaixo da superfície e cobertos com aterro. Os condutos salientes podem, devido a sua forma de instalação, ser subdivididos em:

- Positivos: quando a geratriz superior do conduto encontra-se acima da superfície do solo natural;
- Negativos: quando a geratriz superior do conduto encontra-se abaixo do nível da superfície do solo natural, sendo instalados em valas rasas em relação à altura do aterro e estreitas em relação ao diâmetro do conduto.

A Figura 12 apresenta um esquema da instalação de cada classificação.

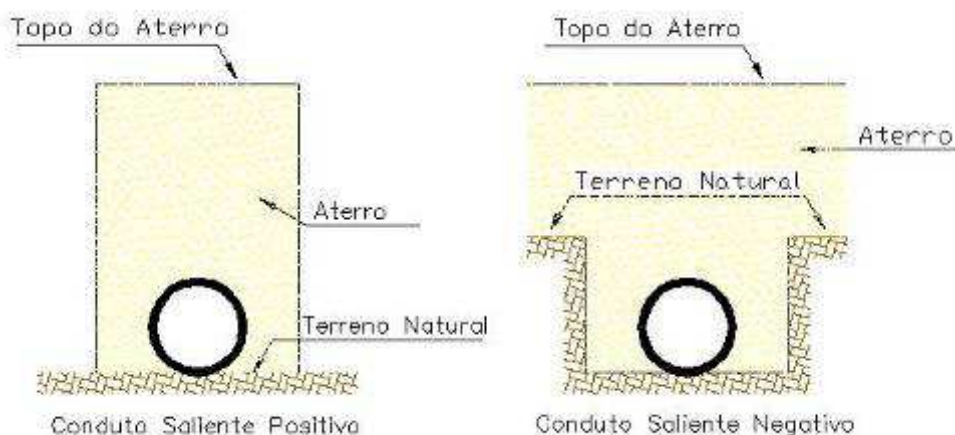


Figura 12 – Condutos Salientes.

Pela Figura 13 é possível observar que nos condutos salientes existem três regiões de solo: dois prismas externos, adjacentes ao conduto e um prisma interno atuando diretamente sobre o conduto. Na condição de saliência positiva os prismas externos possuem maior comprimento que o prisma interno. Considerando que o prisma de menor altura recalca menos do que um de maior altura, devido às forças do peso próprio do solo, forças cisalhantes serão geradas na interface dos prismas. A condição de saliência completa ocorre quando o aterro não tem altura suficiente para dissipar as forças cisalhantes e, neste caso, imagina-se que tais forças são estabilizadas numa posição superior ao topo do aterro. Por outro lado, se o aterro for suficientemente alto, ocorrerá a estabilização das forças cisalhantes numa dada posição; acima desta, não haverá recalques diferenciais entre os três prismas e neste caso, tem-se uma condição de saliência incompleta. Essa posição onde ocorre a estabilização dos recalques diferenciais entre os prismas foi determinada matematicamente por Marston (1930) e é denominada de Plano de Igual Recalque.

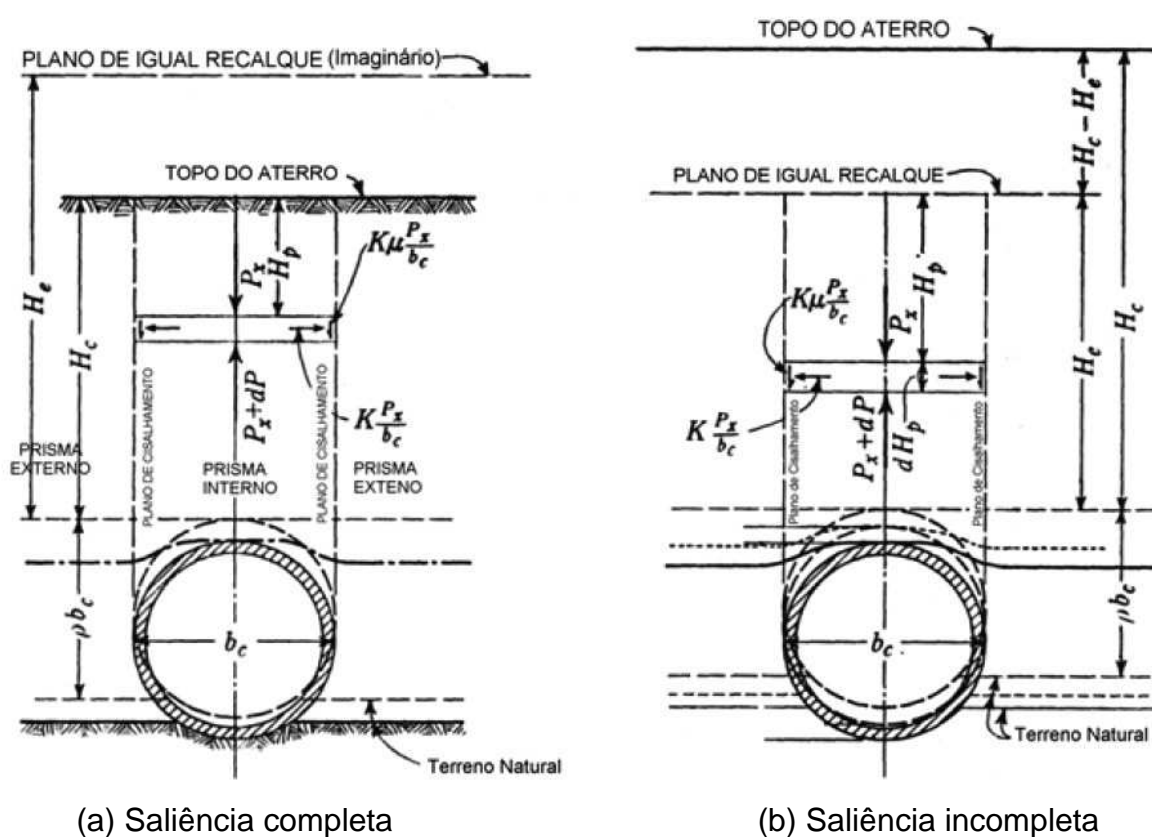


Figura 13 – Prismas de solo sobre o conduto para as condições de saliência completa e incompleta (Silveira, 2001)

1.4.3.3 Condição de Pseudovala

A condição de pseudovala (Figura 14), também conhecida como trincheira imperfeita (*Imperfect Trench*) ou por vala artificial, ocorre quando, após a instalação do conduto e execução de parte do aterro, efetua-se a escavação de uma vala, removendo um prisma de solo compactado e assente diretamente sobre o duto. Esta região é reaterrada com material compressível (feno, palha, serragem), para, posteriormente, prosseguir-se com a execução do aterro.

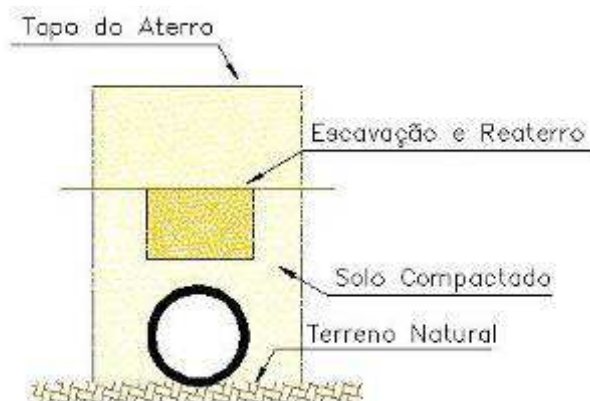


Figura 14 – Conduto em Condição de Pseudovala.

Diversos estudos sobre redução de esforços sobre o conduto têm utilizado essa condição (Sladen e Oswell, 1988; Vaslestad, Johansen e Holm, 1993; Machado, Bueno e Vilar, 1996; Plácido, 2006). Na condição de pseudovala, os recalques da camada compressível somam-se aos recalques do prisma interno, causando uma atenuação ou até mesmo uma reversão da tendência de transferência de cargas dos prismas externos para o duto, reduzindo consideravelmente a carga a qual o duto é submetido.

1.5 Carga Atuante em Dutos Enterrados

O cálculo da carga atuante em dutos enterrados pode ser realizado por meio de métodos analíticos e numéricos.

Os métodos analíticos, mais utilizados na prática para fins de dimensionamento, não incorporam efeitos da interação solo-duto e também não fornecem informações quanto às deformações resultantes do processo construtivo. Os métodos de Janssen (1895), Marston (1913) e Engesser (1882) foram concebidos a partir de estudos de arqueamento. Posteriormente Spangler (1950) estendeu o método de Marston para outras situações diferentes. Já o método Alemão, introduzido por Jeyapalan e Hamida (1988), identifica diversas zonas no entorno do duto, aproximando o modelo analítico do comportamento real. Neste trabalho serão abordados os métodos de Marston, mais adotado na prática, e o Alemão. Os demais métodos são similares ao de Marston e estão descritos em Bueno e Costa (2012)

Os métodos numéricos têm sido amplamente utilizados para suprir as deficiências dos métodos analíticos. Dentre as várias vantagens do uso dos métodos numéricos citam-se a possibilidade de reprodução do processo construtivo, de introdução de modelos constitutivos mais representativos do comportamento tensão x deformação e de análise da influência da rigidez do duto nas tensões mobilizadas (Gerscovich et al, 2008, 2010; Ribeiro e Gerscovich, 2010).

1.5.1 Métodos Analíticos

1.5.1.1 Marston e Anderson - Spangler

A teoria de Marston–Spangler se baseia nos conceitos fundamentais de arqueamento de solo introduzidos por Janssen (1895). Em 1913, Marston e Anderson apresentaram um método de análise para o cálculo de carga vertical atuante em dutos rígidos enterrados em valas estreitas. Spangler, em 1950, estendeu esse método para instalações em aterro.

O conceito básico da teoria de Marston e Anderson é que o carregamento devido ao peso da coluna de solo acima de um duto enterrado rígido é modificado pela ação das forças cisalhantes, que atuam nas paredes da vala, em um sistema de prismas interno e externo; ou seja, parte de seu peso é transferido para os prismas laterais adjacentes, resultando em um carregamento sobre o tubo maior que o peso da camada de solo que o sobrepõe (Plácido, 2006).

A tensão vertical atuante sobre o topo do duto é calculada através da equação 4, determinada por Janssen, considerando z igual a altura de cobertura de solo sobre o duto (H). Considerando coesão (c) e sobrecarga (q) nulas, esta equação pode ser reescrita como:

$$\sigma_v = C_d \cdot \gamma \cdot B$$

16

onde C_d é o fator de carga dado por:

$$C_d = \frac{1}{2k_a t g \phi} \left[1 - \exp\left(-k_a t g \phi \frac{2H}{B}\right) \right]$$

17

O fator de carga (C_d) pode ser obtido por gráfico, em função da relação entre H/B e o tipo de material do aterro, como mostrado na Figura 15.

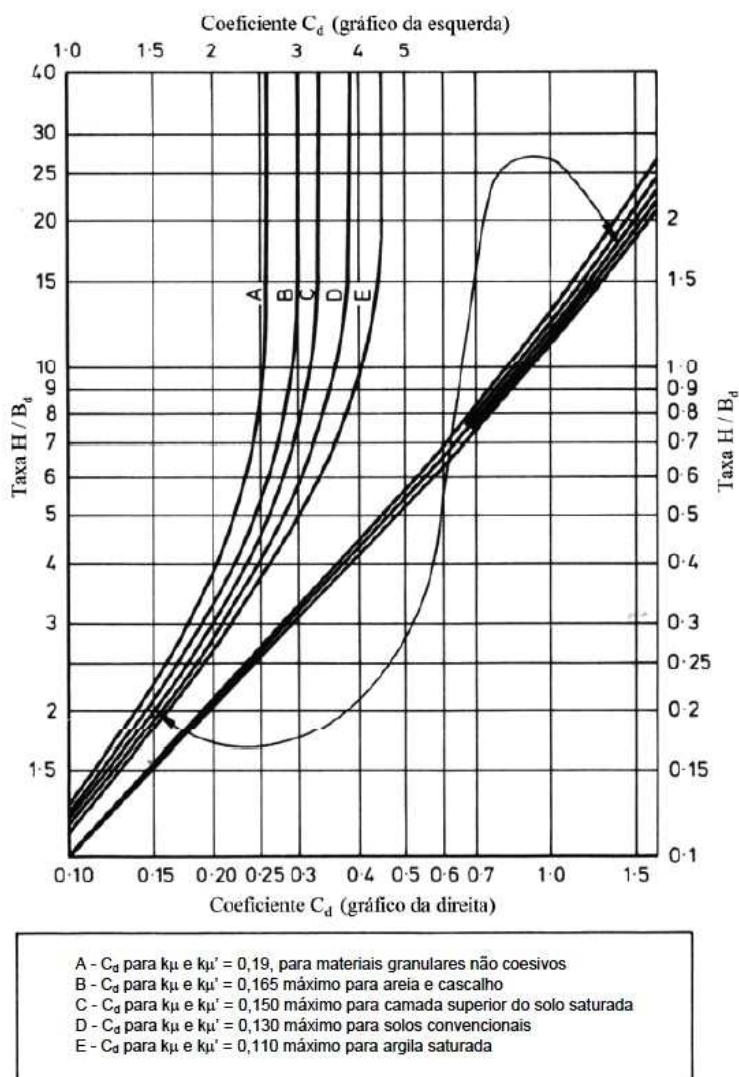


Figura 15 – Coeficiente de carga (C_d) (Moser e Folkman, 2008).

O modelo de Marston, para pequenos valores de H/B , resulta em cargas transmitidas ao duto (P) pouco sensíveis a variações do ângulo de atrito ϕ . Adicionalmente, a carga P varia com a relação entre a profundidade de embutimento (H) e a largura da vala (B). A Figura 16 mostra que acima de um determinado valor de H/B , a componente de atrito nas paredes é suficiente para absorver os esforços adicionais. Já quando o duto é instalado sob aterro com baixos valores de H/B , o

comportamento mecânico é completamente diferente ou mesmo inverso. (Ferreira et al, 2006)

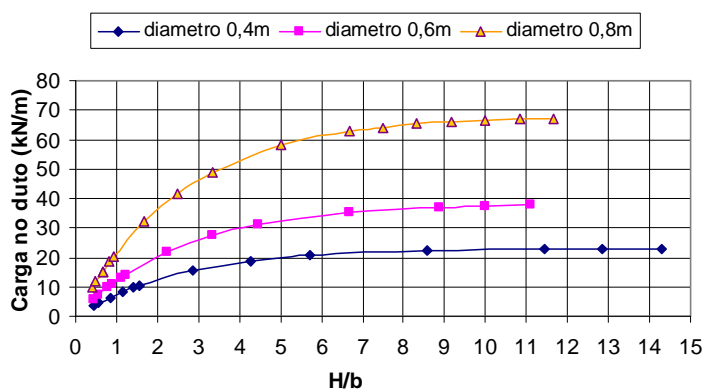


Figura 16. Variação da carga com o embutimento (Ferreira et al, 2006).

1.5.1.2 Alemão ou método ATV

O método Alemão ou método ATV tem como pilares centrais a teoria do silo e algumas formulações empíricas. Nele é possível considerar a ação das várias zonas de solo ao redor do duto no cálculo das tensões verticais atuantes.

O maciço no entorno do duto é dividido em quatro zonas distintas com diferentes níveis de rigidez (Figura 17). As zonas 1 e 2 situam-se no interior da vala, acima e abaixo do plano crítico, respectivamente. As zonas 3 e 4 referem-se, respectivamente, às regiões do maciço natural nas laterais e na base da vala.

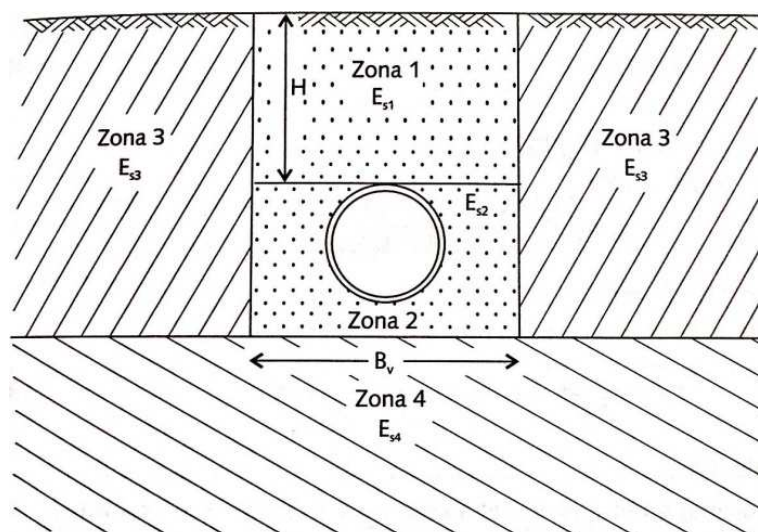


Figura 17 – Definição das zonas de solo no método alemão.

Para se obter a tensão sobre o duto, primeiramente determina-se o módulo de deformabilidade do solo (E_{si}) em todas as zonas e a rigidez do material do duto (R_p). O valor de E_{si} pode ser estimado através da equação 18, sendo GC o grau de compactação do solo e IS o índice do solo (Tabela 5). O valor de R_p é calculado pela equação 19, em que E_p é o módulo de elasticidade do material do duto, t é a espessura da parede do duto, r_m é o raio médio do duto e χ é o fator de carga modificado (equação 20).

$$E_{si} = \frac{2,74 \times 10^{4 \cdot \exp(0,188GC)}}{IS} \text{ (kPa)} \quad 18$$

Tabela 5 – Valores de IS para diversos tipos de solo

Tipo de solo	Grupo do SUCS	IS
Solos granulares	GW e SW	1
Solos levemente coesivos e siltes	GM e SM	2
Mistura de solos coesivos	GC e SC	3
Solos coesivos	CL	4

$$R_p = \frac{\chi E_p t^3}{12r_m^3} \quad 19$$

$$\chi = C_v \frac{B_v}{H} \quad 20$$

Em seguida, calculam-se a rigidez relativa do sistema (RR) e o fator de redistribuição de tensões (L) em função de RR , dados pelas equações 21 e 22, respectivamente.

$$RR = \frac{R_p}{0,11E_2} \quad 21$$

Se $RR > 100$:

$$L = L_{m\acute{a}x} = 1 + \frac{RM \left(\frac{H}{B_v} \right)}{4 + 2,4 \frac{E_1}{E_4} + \left(0,55 + 1,8 \times \frac{E_1}{E_4} \right) \frac{H}{B_v}} \quad 22$$

em que: $RM = (E_1/E_2)$.

Se $RR \leq 100$:

$$L = \frac{[1,333 \cdot L_{m\acute{a}x} \cdot \chi \cdot RR \cdot S_v (L_{m\acute{a}x} - 1)]}{[S_v + 2,33 \cdot S_v (L_{m\acute{a}x} - 1)]} \quad 23$$

em que: $S_v = (2RM)/(4RM - 1)$.

Ent\~{a}o, a tens\~{a}o vertical sobre o duto \u00e9 definida como:

$$\sigma_v = \gamma \cdot B_v \cdot L \cdot C_v \quad 24$$

Em dutos flex\u00edveis em vala, por conta das deflex\~{o}es sofridas, a carga atuante decorrente do peso de solo \u00e9 determinada assumindo-se uma distribui\~{c}\~{a}o de tens\~{o}es verticais uniformes sobre o topo do duto, ou seja, a rigidez do duto e a do solo da envolt\u00f3ria s\~{a}o consideradas iguais (Spangler, 1950). Assim, a carga sobre o duto, por unidade de comprimento, \u00e9:

$$\frac{B_c}{B} \gamma B_v^2 C_d = \gamma C_d B_c B \quad 25$$

onde B_c \u00e9 o di\~{a}metro do duto e C_d \u00e9 o fator de carga obtido na Figura 15.

Uma estimativa mais realista seria a carga do prisma de solo sobre o topo do duto, dada por $\gamma B_c H$. A condi\~{c}\~{a}o de vala pode ou n\~{a}o resultar em uma redu\~{c}\~{a}o de carga significativa sobre o duto flex\u00edvel, j\~{a} que a redu\~{c}\~{a}o depende da dire\~{c}\~{a}o das for\~{c}as cisalhantes no solo. Dados experimentais indicam que a carga vertical sobre dutos flex\u00edveis em vala situa-se entre a prevista pela equa\~{c}\~{a}o 25 e o peso do prisma de solo. A longo prazo, a carga tende a se aproximar ao peso do prisma de solo (Moser e Folkman, 2008).

1.5.1.3 Considerações sobre o Coeficiente de Empuxo

Todas as equações apresentadas por Janssen, Marston e Engesser estão diretamente relacionadas com o coeficiente de empuxo (K), necessário para prever as tensões cisalhantes mobilizadas na parede da vala. O coeficiente de empuxo ativo de Rankine (equação 26) é determinado pelo Método Clássico de Mohr-Coulomb.

$$K = \frac{1 - \operatorname{sen}\phi}{1 + \operatorname{sen}\phi} \quad 26$$

Krynine (1945) observou que a ruptura ocorre por cisalhamento ao longo do plano vertical, logo, as tensões atuantes nas paredes da vala não são as tensões principais. O autor sugere que seja considerada a razão entre as tensões horizontais e verticais que atuam neste plano de ruptura. Conhecendo o estado de tensões de um elemento do solo de reaterro em contato com a parede da vala, é possível definir, por meio do círculo de Mohr, as tensões horizontais na parede da vala. Na Figura 18, as retas vertical e horizontal que passam pelo pólo cortam o círculo nos pontos onde atuam as tensões (σ_h, τ) e $(\sigma_v, -\tau)$, respectivamente. O ponto P é o pólo do círculo de Mohr.

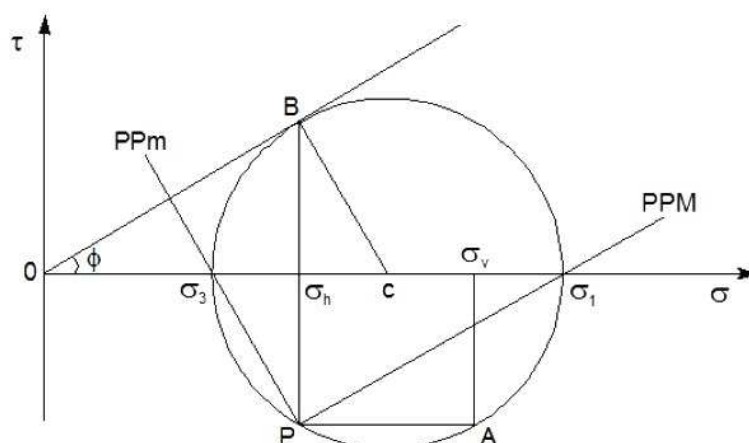


Figura 18 – Círculo de Mohr descrito por Krynine (1945) para determinação do coeficiente de empuxo.

O valor do coeficiente de empuxo de Krynine pode ser obtido pelo desenvolvimento a seguir.

O raio do Círculo de Mohr é dado por:

$$R = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \quad 27$$

A abscissa do centro do Círculo de Mohr é:

$$OC = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} \quad 28$$

Considerando o triângulo OCB é possível a seguinte relação:

$$R = OC \operatorname{sen} \phi \quad 29$$

Sabendo-se que $(\sigma_1 + \sigma_3) = (\sigma_h + \sigma_v)$ e substituindo nas equações 28 e 29, tem-se:

$$R = \frac{(\sigma_h + \sigma_v)}{2} \operatorname{sen} \phi \quad 30$$

Considerando-se que:

$$(\sigma_v - \sigma_h) = 2R \operatorname{sen} \phi \quad 31$$

Aplicando a equação 31 em 30:

$$(\sigma_v - \sigma_h) = (\sigma_h + \sigma_v) \operatorname{sen}^2 \phi \quad 32$$

Por fim, o valor de K pode ser expresso por:

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{1 - \operatorname{sen}^2 \phi}{1 + \operatorname{sen}^2 \phi} \quad 33$$

Um novo tratamento ao coeficiente de empuxo foi dado por Handy (1985), que considerou que, ao longo da largura da vala, as tensões principais sofrem uma rotação contínua de forma que as tensões principais menores seguem uma trajetória de rotação descrita por um arco em catenária. As tensões verticais e horizontais apenas são principais (máximas e mínimas) no centro da vala. Handy percebeu que a transferência de forças nas laterais do arco teria um comportamento diferente em relação ao adotado no modelo clássico, onde as tensões horizontais e verticais

coincidem com as tensões principais. Desta forma, Handy propôs, através da mecânica dos materiais, um novo coeficiente para a transferência de carga na extremidade do arco para os prismas de solo adjacentes, que contribuiriam para a forma de catenária do arco do solo.

Em sua análise, Handy assume que a massa de solo é homogênea e isotrópica e que a análise é drenada. Por outro lado, solos que sofrem dilatação sob esforços de cisalhamento (dilatância) não foram contempladas no estudo.

Na Figura 19, P_c é o pólo do círculo de Mohr para um elemento localizado na parte lateral direita. Neste elemento, a tensão horizontal pode ser obtida por meio do equilíbrio de forças na direção horizontal:

$$\sigma_h = \sigma_1 \cos^2 \theta + \sigma_3 \sin^2 \theta \quad 34$$

$$\tau = (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \theta \cos \theta \quad 35$$

Dividindo-se a equação 34 por σ_1 , e considerando-se que $K_a = \sigma_3 / \sigma_1$ (estado ativo), então:

$$\frac{\sigma_h}{\sigma_1} = \cos^2 \theta + K_a \sin^2 \theta \quad 36$$

$$\frac{\sigma_v}{\sigma_1} = \sin^2 \theta + K_a \cos^2 \theta \quad 37$$

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\cos^2 \theta + K_a \sin^2 \theta}{\sin^2 \theta + K_a \cos^2 \theta} \quad 38$$

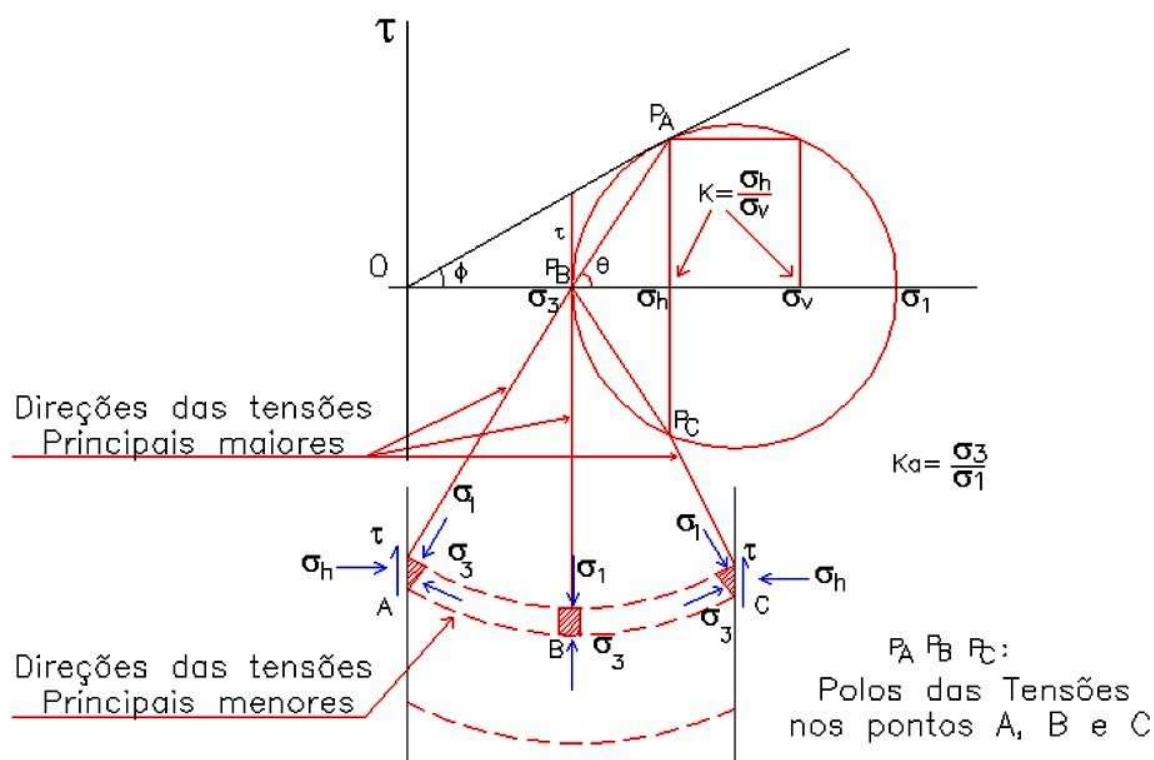


Figura 19 – Formação do arco em catenária (Handy, 1985).

Handy (1985) concluiu que, devido ao atrito, a tensão vertical na região central da vala é maior do que a na região adjacente a parede. Com isso o autor discorda da solução dada por Krynine (1945), já que esta considera constante a relação entre as tensões horizontais e verticais ao longo da largura da vala.

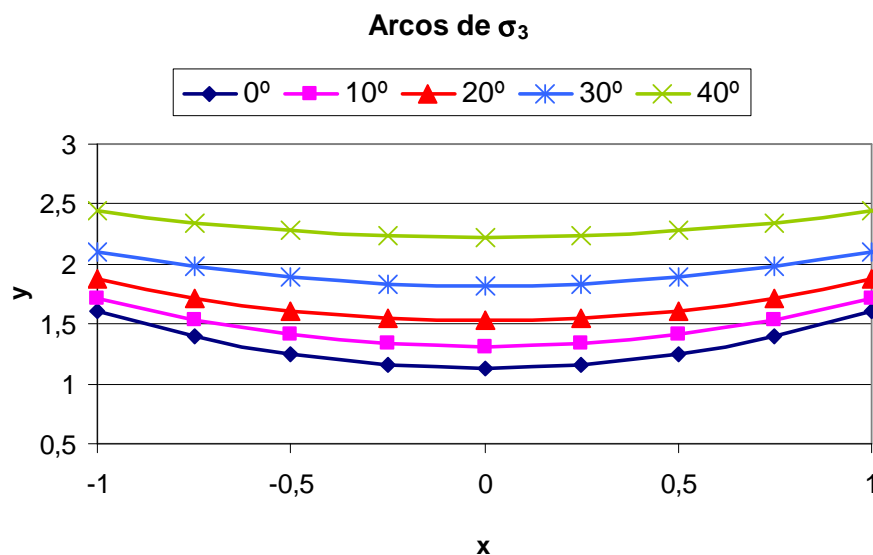
Considerando a execução da vala com paredes rugosas ($\theta = 45^\circ + \phi/2$), a equação de Handy (38) se iguala à de Krynine (33). Para paredes lisas ($\theta = 90^\circ$), a expressão se iguala a de Rankine (26).

A forma do arco arbitrário pode ser descrito pela equação de uma catenária, mostrada na equação 39. Nesta equação, x representa a distância relativa a partir da linha central da catenária, variando de um limite ± 1 e a um parâmetro que é função do ângulo de atrito interno, conforme mostra Tabela 6. A Figura 20 apresenta o arco das tensões σ_3 segundo a variação do ângulo de atrito.

$$y = \frac{a}{2} \left[e^{\left(\frac{x}{a}\right)} + e^{\left(\frac{-x}{a}\right)} \right]$$

Tabela 6 – Valores do parâmetro 'a'. (Handy, 1985)

ϕ°	0	10	20	30	40
a	1,135	1,311	1,532	1,820	2,218

Figura 20 – Catenária do arco das tensões σ_3 (Handy,1985)

Considerando que a interface entre a parede da vala e o solo de reaterro pode ser lisa ou rugosa, a Tabela 7 apresenta os valores do coeficiente de empuxo para cada teoria demonstrada, variando os valores de ϕ e θ . No caso de parede lisa é adotada a teoria de Rankine, e para a parede rugosa as teorias de Krynine e Handy. Por quaisquer das teorias é possível observar que com o aumento do ângulo de atrito ocorre uma redução dos valores do coeficiente de empuxo. Nota-se, também, que os valores de k determinados por Rankine decrescem de forma mais acentuada do que as determinadas pelas teorias de Krynine e Handy, conforme pode ser visto na Figura 21.

Tabela 7 – Valores do Coeficiente de Empuxo (K) (apud Plácido, 2006).

ϕ	θ	K		
		Rankine	Krynine	Handy
0	45,0	1,00	1,00	1,06
5	47,5	0,84	0,98	0,97
10	50,0	0,70	0,94	0,88
15	52,5	0,59	0,87	0,79
20	55,0	0,49	0,79	0,70
25	57,5	0,41	0,70	0,61
30	60,0	0,33	0,60	0,53
35	62,5	0,27	0,50	0,45
40	65,0	0,22	0,42	0,38

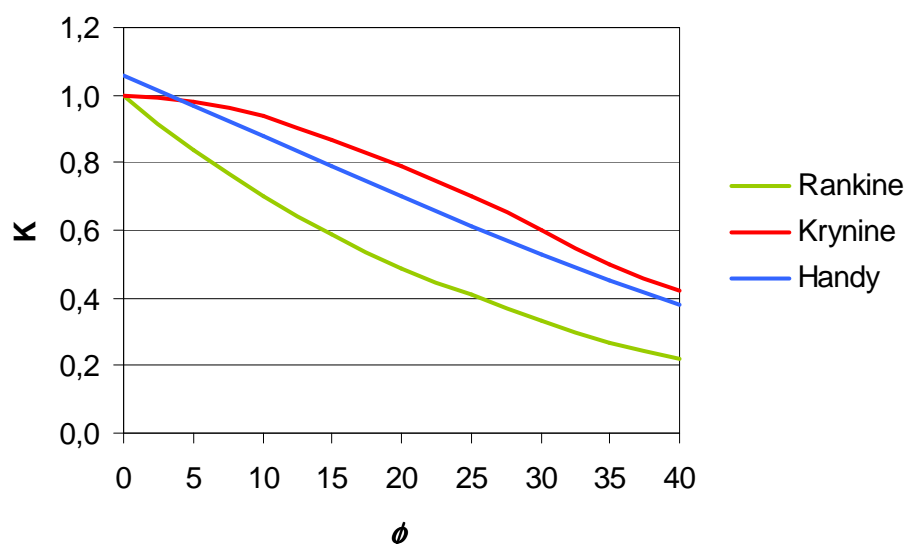


Figura 21 – Comparação dos valores de Coeficiente de Empuxo (K).

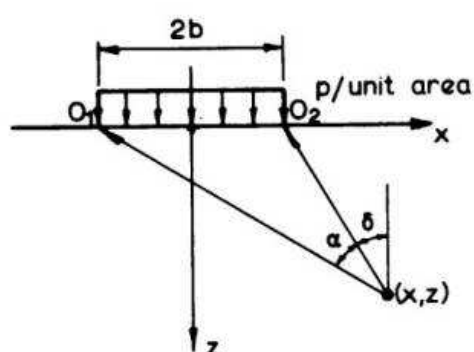
Plácido (2006) sugere que seja adotada a sugestão de Handy, uma vez que as sugestões apresentadas por Janssen e Krynine consideram elementos horizontais, não levando em conta a rotação das tensões principais ao longo da largura da vala, fato que ocorre devido à formação do arco.

1.5.1.4 Consideração de Sobrecargas

Soluções analíticas, com base na Teoria da Elasticidade, são muitas vezes utilizadas para cálculo da variação do estado de tensões em solos, devido à aplicação de cargas na superfície. Essas soluções admitem um semi-espaço semi-infinito e um material homogêneo, elástico e linear. Apesar de não corresponder à

realidade em problemas geotécnicos, tais expressões são recomendadas mesmo em problemas envolvendo sistemas solo-estrutura (muros de arrimo, por exemplo).

Para um carregamento vertical (p), uniformemente distribuído em linha, as variações nas tensões são estimadas a partir das equações indicadas na Figura 22 (Poulos e Davis, 1974).



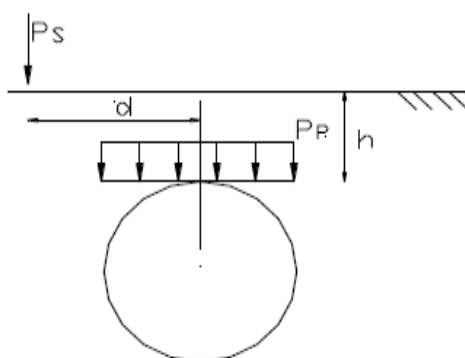
$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} [\alpha + \text{sen } \alpha \cdot \cos(\alpha + 2\delta)] \quad 40$$

$$\sigma_x = \frac{p}{\pi} [\alpha - \text{sen } \alpha \cdot \cos(\alpha + 2\delta)] \quad 41$$

$$\tau_{xz} = \frac{p}{\pi} \text{sen } \alpha \cdot \text{sen}(\alpha + 2\delta) \quad 42$$

Figura 22. Carga distribuída.

Já para a carga concentrada na superfície (P_s) (Figura 23) é possível obter analiticamente a tensão sobre o duto (P_p) (Equação de Boussinesq), considerando a posição relativa da carga e as características geométricas do duto, definida pela equação 43.



$$P_p = \frac{3P_s}{2\pi h^2 \left[1 + \left(\frac{d}{h} \right)^2 \right]^{2,5}} \quad 43$$

Figura 23 – Esquemático Boussinesq (Campina, 2010).

onde:

P_p = pressão uniforme sobre o duto (kPa);

P_s = carga concentrada aplicada à superfície, (kN);

h = altura de aterro, a partir da geratriz superior do duto, (m);

d = distância horizontal entre o ponto de aplicação da carga concentrada e o centro geométrico do duto, (m).

Cargas vivas geradas por tráfego de veículos são estáticas ou quase estáticas e, dependendo da profundidade de embutimento do duto, produzem esforços adicionais no duto. A Figura 24 mostra a influência de um trem-tipo de um caminhão de 20t (H-20), na carga transmitida ao duto, em função do seu embutimento. Observa-se que a influência da sobrecarga mais solo passa por um mínimo quando a espessura de solo sobre o duto é da ordem de 1,22m (~4pés). Nesta figura, as cargas vivas são majoradas em 50% (Fator de Impacto) para incorporar os efeitos dinâmicos do tráfego de veículos. De fato, o controle dos efeitos de sobrecarga elevada (tráfego de veículos pesados, construções, etc) é feito através da definição no projeto de um valor mínimo de embutimento.

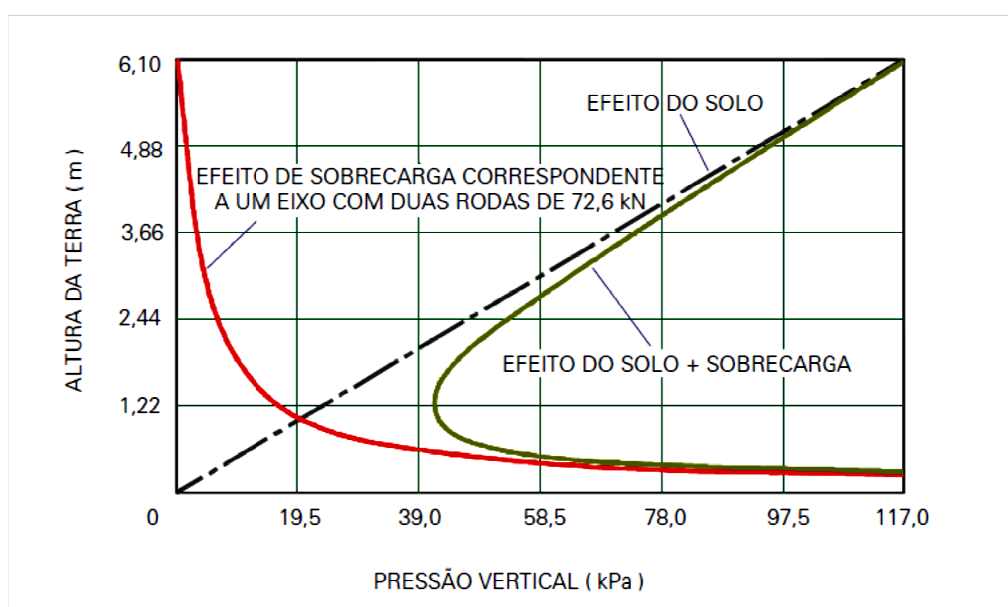


Figura 24 – Pressão vertical versus altura de embutimento em plano horizontal sobre o duto para trem-tipo H-20: 2 rodas, pesando 72,6kN e área de contato de 45,7cm x 50,8cm, distantes entre si de 1,83m (Debs, 2003).

Para o caso da movimentação dos veículos no dimensionamento do duto, Duncan (1979) propôs a adoção de um carregamento equivalente, contínuo ao longo do comprimento do duto, para o cálculo da influência da carga móvel. Tal carregamento deve produzir um pico de tensão vertical no topo do duto, idêntico ao produzido pelo veículo de carga HS-20 (AASHTO, 1960). O veículo tipo HS-20 pesa 32 t e possui 3 eixos (Figura 25).

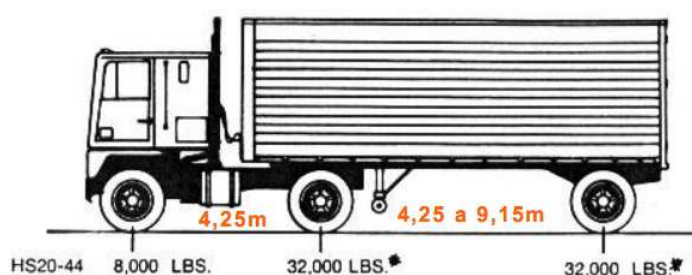


Figura 25 – Esquema do veículo de carga HS-20 (AASHTO, 1960).

Os carregamentos equivalentes para veículo de carga (HS-20) estão listados na Tabela 8.

Tabela 8 – Carregamento linear equivalente para veículo de carga HS-20 (adaptado de Duncan, 1979).

Profundidade do reaterro, H (m)	Carregamento linear LL (kN/m)
0,3	88,90
0,5	75,30
0,9	52,47
1,5	37,89
2,0	35,67
3,0	29,19
4,0	25,54
5,0	22,12

1.5.2 Métodos Numéricos

A modelagem numérica é uma ferramenta útil para solução de problemas geotécnicos. O aperfeiçoamento das ferramentas computacionais, introduzindo modelos avançados capazes de simular o comportamento de materiais elasto-plásticos, como as argilas e as areias, inclusive sob a ótica tridimensional, tem ampliado a adoção desta abordagem na prática da engenharia geotécnica.

Dentre os programas comerciais disponíveis no mercado, o programa PLAXIS, fundamentado no MEF, é talvez um dos mais adotados para simular o

comportamento mecânico do solo. As respostas fornecidas por esse programa baseiam-se na relação entre tensão e deformação dos materiais. Diferentes modelos constitutivos podem ser utilizados para interpretar e prever o comportamento tensão-deformação do solo, tais como os modelos Mohr Coulomb, Hardening Soil, Hardening Soil with small-strain stiffness, Soft Soil, Soft Soil Creep, Jointed Rock e Cam-Clay modificado.

Serão descritos, a seguir as características dos modelos utilizados nas análises presentes nesse trabalho.

1.5.2.1 Modelo Mohr-Coulomb

O modelo Mohr-Coulomb admite comportamento elástico linear perfeitamente plástico. Os parâmetros básicos do solo requeridos nesse modelo são o ângulo de atrito (ϕ'), a coesão (c'), o ângulo de dilatância (ψ), o módulo cisalhante (G) ou o módulo de deformabilidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν). Todos os parâmetros podem ser determinados em ensaio triaxial convencional

Serão apresentados, a seguir alguns aspectos relevantes para definição de alguns dos parâmetros básicos do modelo:

- i) Módulo de deformabilidade (E)

O módulo de deformabilidade normalmente utilizado é o módulo secante (E_{50}) o qual deve ser compatível com o nível de tensão global do problema. No modelo Mohr-Coulomb, não é permitida a variação da rigidez numa mesma camada. No entanto, no modelo Mohr-Coulomb avançado, há um recurso que permite o aumento da rigidez com a profundidade, através de um módulo incremental ($E_{inc.}$) e de uma profundidade de referência (z_{ref}). Pontos do maciço em profundidades acima de z_{ref} apresentam módulo igual ao módulo de deformabilidade de referência ($E_{ref} = E_{50}$, por exemplo), enquanto para profundidades abaixo de z_{ref} , o módulo de elasticidade é dado pela equação:

$$E(y) = E_{ref} + (z_{ref} - z)E_{inc} \quad (z < z_{ref})$$

ii) Coeficiente de Poisson (ν)

Na ausência de ensaio triaxial disponível e, no caso de areias, é recomendado utilizar valor de ν entre 0,25 e 0,4.

iii) Intercepto de coesão (c')

O manual de referência do PLAXIS menciona que algumas opções não são executadas corretamente se a coesão é dada como nula. Isto ocorre principalmente quando se trata de baixos níveis de tensão. Dessa forma, recomenda-se, independentemente do tipo de solo considerado, a adoção de um valor, mesmo pequeno, permitindo que os procedimentos não lineares sejam mais eficazes.

O PLAXIS também permite especificar uma tensão de *cut-off* de modo a possibilitar a ocorrência de tração no solo.

iv) Ângulo de Dilatância (ψ)

Segundo Santichaianant (2002), a definição do ângulo de dilatância é particularmente importante quando se usa o ângulo de atrito crítico do solo, ao invés do ângulo de atrito de pico. Esse parâmetro é muito importante quando se modela o sistema de alçapão em areia, pois o comportamento da dilatância governa o padrão e a forma da propagação da banda cisalhante e, principalmente, o valor do abatimento nas superfícies. A Figura 26 mostra a movimentação da massa de solo para diferentes ângulos de dilatância. Observa-se que o abatimento das superfícies é maior para menores valores de ângulo de dilatância.

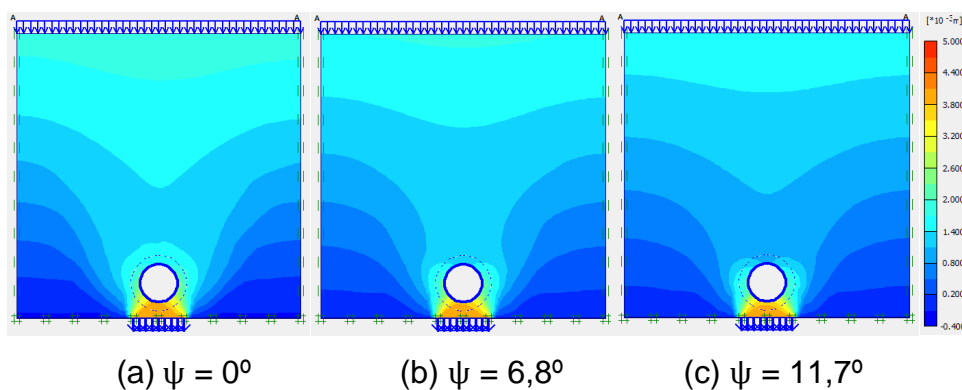


Figura 26 – Deslocamento da massa de solo para um deslocamento do alçapão de 4mm, com diferentes valores de ângulo de dilatância

1.5.2.2 Modelo Hardening Soil

Enquanto que o modelo de Mohr-Coulomb admite uma relação linear entre tensão e deformação, esse modelo parte do princípio de que o comportamento da tensão x deformação, sob determinada tensão confinante (ensaio triaxial drenado), possa ser aproximado por hipérbolos.

O modelo Hardening Soil baseia-se no modelo de Duncan e Chang (1970), classificado na categoria de elástico e não linear, com a adição da teoria da plasticidade. O modelo incorpora as seguintes características:

- Rigidez variando em função dos níveis de tensão;
- Relação hiperbólica entre deformação e tensão desviadora;
- Distinção entre carregamento desviador primário e descarregamento/re-carregamento;
- Critério de ruptura de acordo com o modelo Mohr-Coulomb.

O modelo Duncan e Chang (1970) assume que as curvas tensão vs deformação, sob determinada tensão confinante σ_3 , podem ser aproximadas razoavelmente por hipérbolos (Figura 27), matematicamente descritas pela seguinte equação:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_a}{a + b\varepsilon_a} = \frac{\varepsilon_a}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_a}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad 45$$

onde E_i é o módulo de Young inicial e $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ a assíntota da curva, associada à resistência do solo. Se a equação da hipérbole é transformada (Figura 27b), obtém-se uma relação linear, dada por:

$$\frac{\varepsilon}{\sigma_1 - \sigma_3} = \frac{1}{E_i} + \frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \varepsilon \quad 46$$

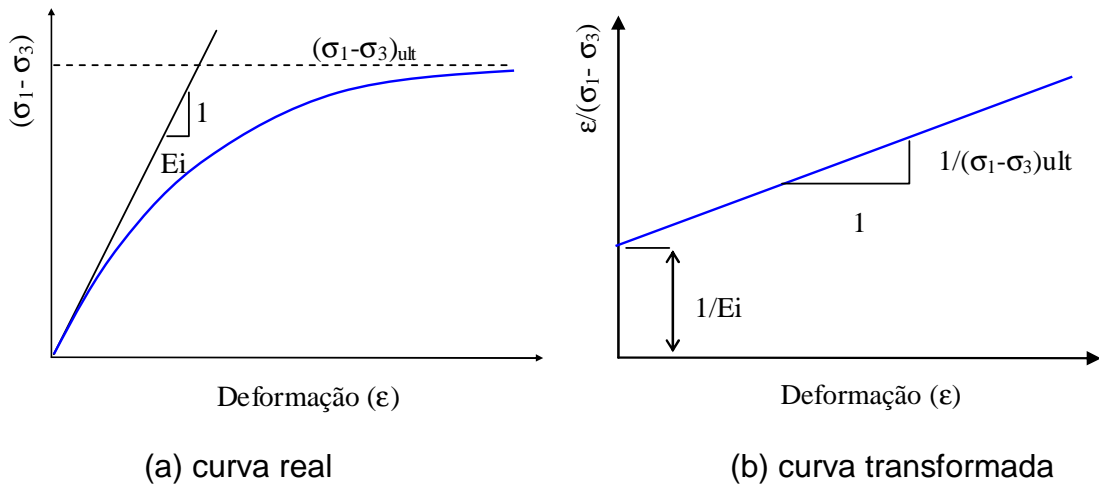


Figura 27. Modelo hiperbólico

A variação de E_i com a tensão confinante (σ_3) é representada por equação sugerida por Janbu (1963):

$$E_i = K Pa \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)^n \quad 47$$

onde: K e n são parâmetros adimensionais e Pa é a pressão atmosférica ($=101,3$ kPa). A função da pressão atmosférica é possibilitar a transformação de unidades, já que os valores de K e n independem da unidade adotada. A variação de E_i com a tensão confinante (σ_3) está representada graficamente na Figura 28.

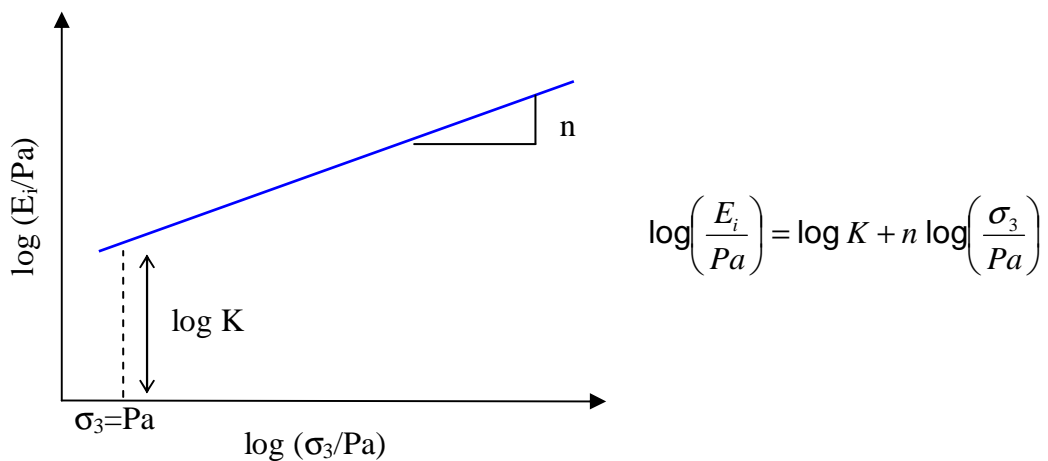


Figura 28. Variação do módulo tangente inicial com a tensão confinante.

Já a variação de $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ com a tensão confinante σ_3 é feita relacionando-se $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ (valor assintótico da tensão desviadora) com a resistência do solo, dada pela diferença $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = R_f (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} \quad 48$$

onde R_f é denominado razão de ruptura. Na prática, R_f varia dependendo do ensaio considerado, sendo recomendado adotar valor médio. Em geral, o valor de R_f situa-se entre 0,7 e 0,95.

Assim sendo, além dos parâmetros definidos no modelo Mohr-Coulomb, o modelo Hardening Soil incorpora três novos parâmetros descritos a seguir.

i) Módulo de Rigidez de Referência, E_{ur}^{ref}

O E_{ur}^{ref} é definido como módulo de descarregamento/recarregamento, que no programa é assumido igual ao módulo tangente inicial. O manual do PLAXIS recomenda usar $E_{ur}^{ref} \approx 3E_{50}^{ref}$.

ii) Parâmetro n

Para a maioria dos solos, n varia entre 0 e 1. O manual do PLAXIS (que adota outra nomenclatura, m) sugere o uso de $n = 0,5$ para areias.

iii) Razão de Ruptura, R_f

A razão de ruptura R_f é a razão entre o valor de ruptura e o valor assintótico da tensão desviadora. A configuração do programa assume $R_f = 0,9$.

1.6 Experiência Adquirida em estudos paramétricos sobre o comportamento do sistema Solo-Duto

A prática usual de projeto e execução do sistema de drenagem urbana consiste no assentamento de dutos de concreto em trincheiras, com caimentos adequados à passagem do fluido, e posterior reaterro da vala com material adequado e devidamente compactado. Os dutos em geral possuem seção circular com diâmetro variando entre 0,3 a 1,5m. Com frequência a instalação dos dutos é

feita sob vias submetidas a grandes variações de carregamento. Por essa razão recobrimentos mínimos de reaterro são requeridos, de forma a reduzir a magnitude dos esforços transmitidos ao duto.

A Fundação Rio Águas, da Prefeitura do Rio de Janeiro, estabelece um recobrimento de aterro de no mínimo 40cm, acrescido da metade do diâmetro do duto. Caso esse critério não possa ser aplicado, a prática no município do rio de Janeiro tem sido executar uma laje de concreto na superfície do terreno como forma de reduzir os esforços atuantes no duto. Essa alternativa de recobrimento com laje acarreta em uma elevação nos custos da obra em mais de 50%.

Com o propósito de compreender melhor o comportamento mecânico dessas obras (sistema solo-duto), estudos paramétricos utilizando ferramentas numéricas foram realizados. Foi avaliada a influência de parâmetros mecânicos e geométricos, além das variações na rigidez do sistema solo-duto e na profundidade de instalação do duto.

1.6.1 Definição da Distância do Contorno da Malha

Ferreira et al (2006), Ferreira et al (2007) e Gerscovich et al (2008) avaliaram, por meio de estudo numérico (MEF), o comportamento mecânico de condutos enterrados e a interação solo-duto, considerando a influência de parâmetros geométricos e mecânicos do solo e do duto.

Partindo do princípio de que as restrições de deformação impostas no contorno da malha não devem afetar as variações de deformações e tensões originadas pelas etapas construtivas, foi realizado um estudo paramétrico variando a distância do contorno lateral em função da largura da vala (b), de forma a definir os comprimentos mínimos para o contorno lateral e inferior. As análises foram feitas com o programa SIGMA/W, versão 5.11 (Geo-Slope International Ltd, 2002).

A Figura 29 mostra a malha de elementos finitos adotada, composta por 1120 elementos quadrangulares e 3471 nós. O programa SIGMA não dispõe de elemento específico para representação de formas circulares. Observa-se que na região próxima ao conduto a discretização foi mais acentuada para que fosse possível obter melhores resultados nas análises. Assim sendo, o duto foi construído a partir de uma sequência de elementos de viga (Figura 30).

Foram considerados contornos distantes de $2b$, $3b$ e $6b$, em relação à parede da vala, sendo b a largura da mesma. Os demais parâmetros geométricos da vala estão descritos na Tabela 9. Adotou-se um duto rígido de concreto de $0,4\text{m}$ de diâmetro e espessura de $0,08\text{m}$.

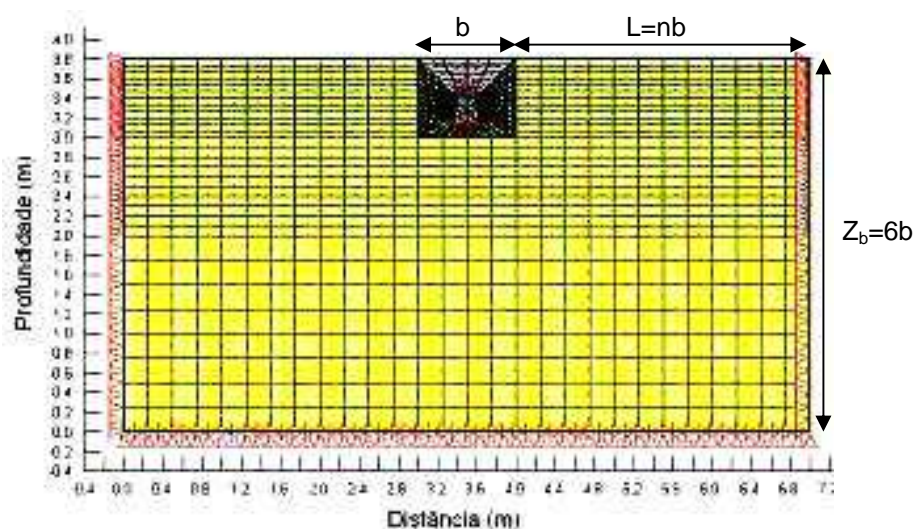


Figura 29 – Malha de elementos finitos.

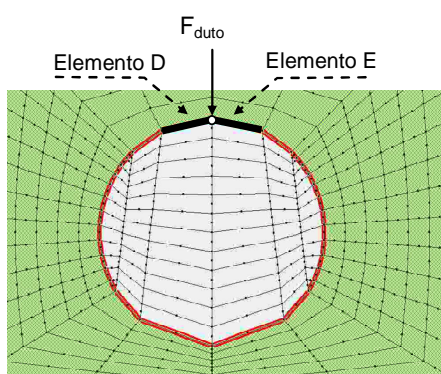


Figura 30. Detalhe da representação do duto – elementos de viga

Tabela 9 – Parâmetros Geométricos

Localização	Valor
Base da vala (B)	1,00 m
Altura da vala (h')	0,80 m
Diâmetro do Duto (\varnothing)	0,40 m
Camada de assentamento	0,10 m
Reaterro (H)	0,30 m

Fonte: Rio Águas

Adotou-se o solo de reaterro arenoso e os parâmetros estão apresentados na Tabela 10. As etapas construtivas estão mostras Tabela 11.

Tabela 10 – Parâmetros Geomecânicos

Material	Parâmetro	Valor
Solo	Modulo de elasticidade (E)	3.000 kPa
	Coefficiente de Poisson (ν)	0,334
	Coefficiente de empuxo no repouso (k_0)	0,5
	Peso específico (γ)	20kN/m ³
	Ângulo de atrito (ϕ)	30°
	Coesão	0
Duto	Módulo de elasticidade (E)	25x10 ⁶ kPa
	Momento de Inércia (I)	4,05x10 ⁻⁷ m ⁴

Tabela 11 – Sequência Construtiva

Etapa	Ação
1	Escavação da vala
2	Aterro da base do duto ($\approx 0,20$ m)
3	Ativação dos elementos que representam o duto (elemento de viga)
4	Ativação dos elementos das laterais do duto (solo)
5	Ativação dos elementos acima do duto (solo)

A Figura 31 compara os deslocamentos calculados em uma vertical a 1 metro de distância da vala. Observa-se maior interferência da restrição de deslocamento no contorno, na região da vala (até 1 metro de profundidade = largura da vala). Os resultados indicam que não ocorrem alterações expressivas quando o contorno lateral ultrapassa a distância de 3b.

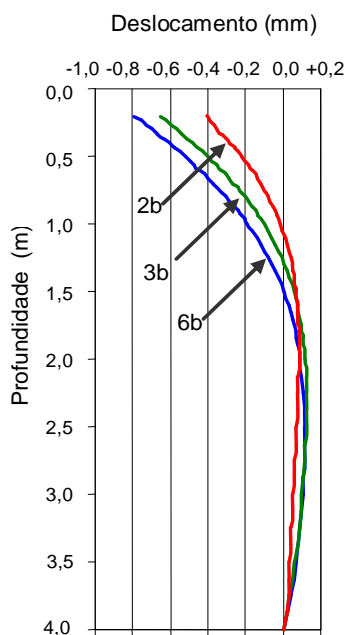


Figura 31 – Deslocamento horizontal a 1m da escavação.

Quanto à influência da distância da base do modelo, verificou-se um resultado análogo ao contorno lateral, a distância limite seria igual a $3b$.

1.6.2 Previsão da carga transmitida ao duto

Com os parâmetros e geometria do modelo fixados de acordo com o item 1.6.1; isto é, considerando os apoios laterais e inferiores a uma distância de $3b$, Ferreira et al (2007) avaliaram as cargas verticais no conduto variando a altura da camada de reaterro (H) de 0,50m, 0,90m, 1,20m e 1,50m.

No caso dos resultados numéricos, tendo em vista que a inclinação dos elementos de viga, que formam o duto, com a horizontal é muito pequena, a carga foi obtida somando-se diretamente os esforços cisalhantes computados no nó central. A carga vertical atuante no topo do conduto foi calculada integrando-se as tensões verticais atuantes no plano horizontal acima do conduto, ao longo da largura da vala. Assim como a abordagem de Marston, assumiu-se que as tensões geradas pelo solo compactado no interior da vala, imediatamente acima do conduto, são transferidas integralmente para o elemento estrutural (Figura 32).

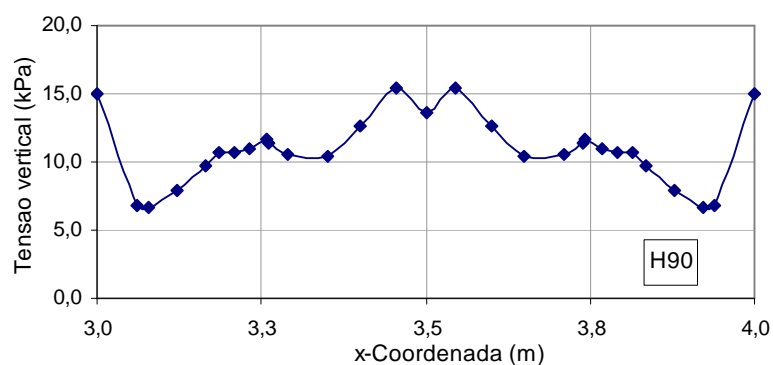


Figura 32 – Distribuição de Tensões Verticais no Topo do Conduto - H=0,9m

A Tabela 12 apresenta valores comparativos entre os esforços previstos na simulação numérica em relação aos calculados segundo a equação de Marston. Nesta tabela, estão também mostrados os valores do esforço vertical no conduto, caso não houvesse redução por ocorrência do arqueamento do solo. Observa-se que os resultados obtidos por Marston são da ordem de 30% superiores aos da simulação numérica, como mostra a Figura 33, e esta diferença se acentua com o aumento do reaterro.

Tabela 12 – Esforços no conduto

Reaterro (m)	Simulação Numérica (kN)	Equação de Marston (kN)	Peso (kN/m)
0,30	4,66	5,67	6,0
0,50	6,86	9,11	10,0
0,90	10,53	15,24	18,0
1,20	12,50	19,26	24,0
1,50	14,35	22,85	30,0

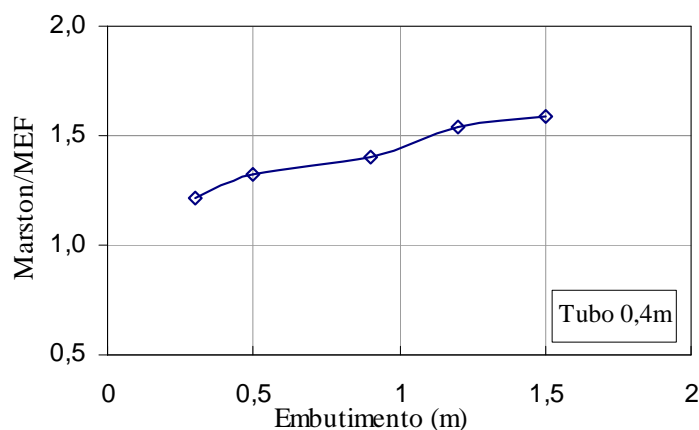


Figura 33 – Comparação entre equação de Marston e MEF.

1.6.3 Previsão do coeficiente de empuxo

Todas as equações apresentadas por Janssen, Marston e Engesser estimam a tensão cisalhante ao longo da parede da vala com base na equação de Mohr-Coulomb. Nesta equação, a parcela correspondente ao atrito é multiplicada pela tensão horizontal. Para o cálculo desta tensão, os métodos utilizam um coeficiente de empuxo ($K = \sigma_h/\sigma_v$). A recomendação do uso da teoria clássica de Rankine é incorreta, já que nesta teoria, a tensão horizontal atua no plano principal, onde as tensões cisalhantes são nulas. Assim surgiram outras propostas para estimativa deste coeficiente (item 1.5.1.3).

Ferreira (2007) avaliou o valor de k previsto pelas relações entre as tensões horizontal e vertical, obtidas pelo programa SIGMA, com os das teorias de Rankine, Krynine e Handy. As análises numéricas foram realizadas para as mesmas condições apresentadas nos itens anteriores. Com isso, considerando $\phi = 30^\circ$, tem-se os valores de 0,33, 0,60, 0,53, respectivamente relacionados a Rankine, Krynine e Handy (apud Plácido, 2006). Como esperado, Rankine fornece o valor mais baixo.

A Figura 34 à Figura 38 mostram os resultados ao longo da parede da vala, para profundidades de embutimento do duto variando de 0,3m a 1,2m e $\phi = 30^\circ$. Verifica-se que o coeficiente de empuxo previsto numericamente não é constante; nos primeiros 0,50 m têm-se valores superiores ao de Krynine, por outro lado, ao longo da vala e, principalmente, próximo ao duto, o coeficiente calculado se

aproxima ao de Rankine. Na média, entretanto, Kyrine seria o mais indicado a ser adotado como valor constante.

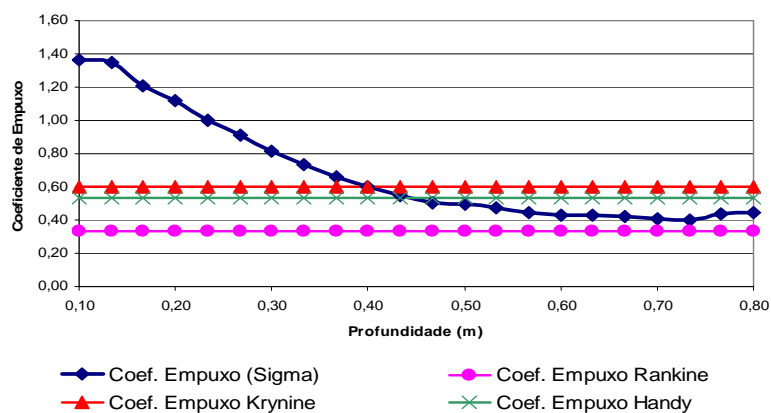


Figura 34 – Comparação entre coeficientes de empuxo (H = 0,30m). (Ferreira, 2007)

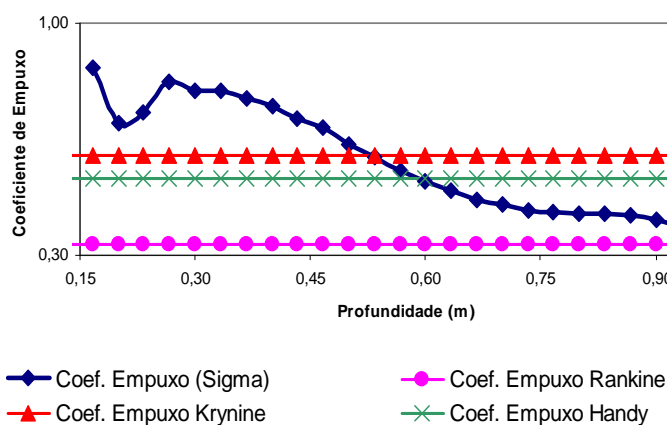


Figura 35 – Comparação entre coeficientes de empuxo (H = 0,50m). (Ferreira, 2007)

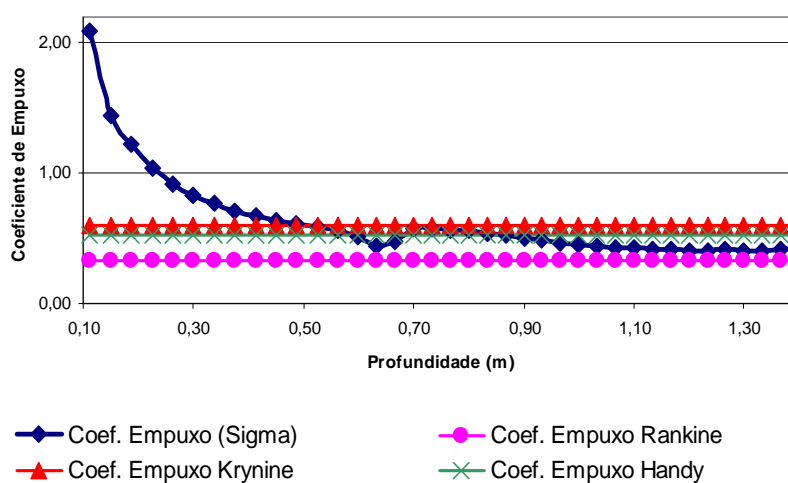


Figura 36 – Comparação entre coeficientes de empuxo (H = 0,90m). (Ferreira, 2007)

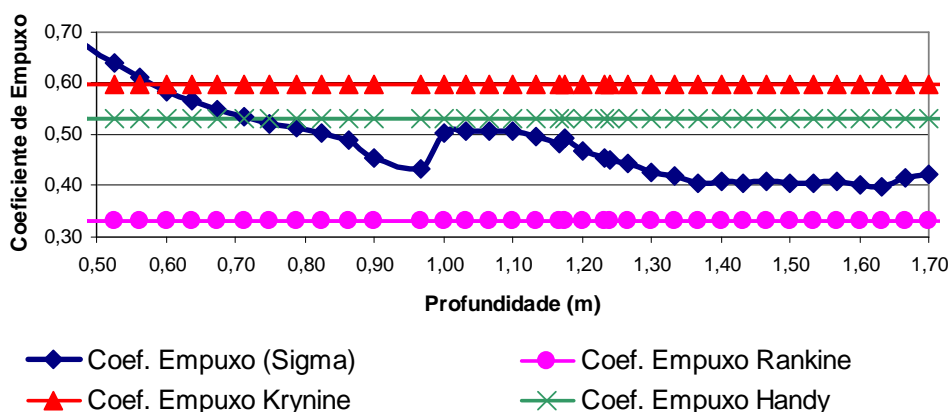


Figura 37 – Comparação entre coeficientes de empuxo ($H = 1,20\text{m}$). (Ferreira, 2007)

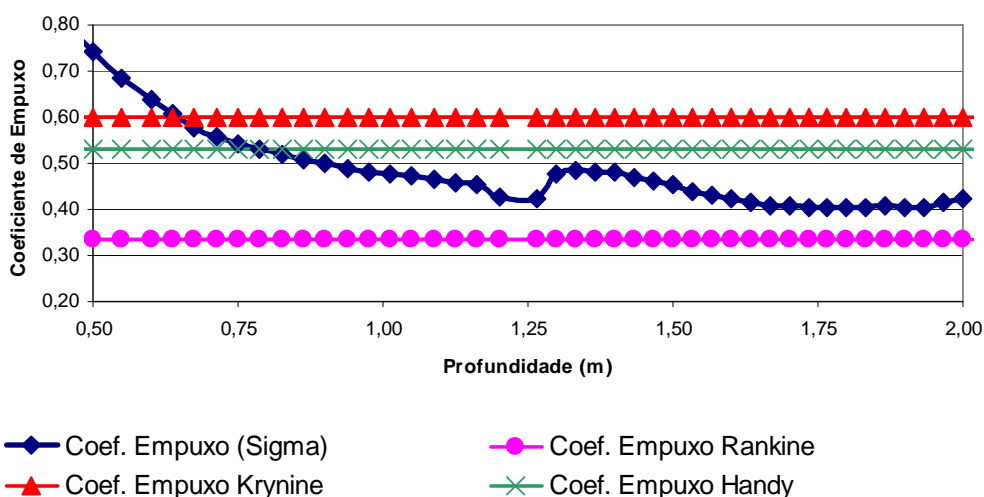


Figura 38 – Comparação entre coeficientes de empuxo ($H = 1,50\text{m}$). (Ferreira, 2007)

1.6.4 Influência do modelo numérico

Gerscovich e Ribeiro (2010) realizaram estudos similares, mas utilizando o programa PLAXIS/2D, com o objetivo de verificar a influência do modelo numérico nos resultados gerados pelos dois programas (Plaxis X Sigma).

O programa SIGMAW não possui elemento estrutural circular para representação do conduto. Assim sendo, na modelagem realizada por Ferreira et al (2006), o contorno do duto foi representado por uma sequência de elementos estruturais de viga. A vantagem do Plaxis em relação ao SIGMA deve-se ao fato de apresentar uma ferramenta gráfica que possibilita a modelagem de tubulações

respeitando a geometria real. Além disso, a malha de elementos finitos apresenta elementos triangulares, o que permite um maior refinamento e uma melhor adequação a geometrias mais arroçadas.

A geometria analisada consistiu em duto de 0,4m de diâmetro, instalado em uma trincheira com 1m de largura (b) e 0,8m de profundidade ($H=0,3m$). Foi considerado que o duto era assentado sobre camada de 0,1m de espessura de solo compactado. Como se trata de um problema de caráter simétrico, o modelo criado no PLAXIS/2D apresenta apenas o lado esquerdo da vala, como mostrado na Figura 39.

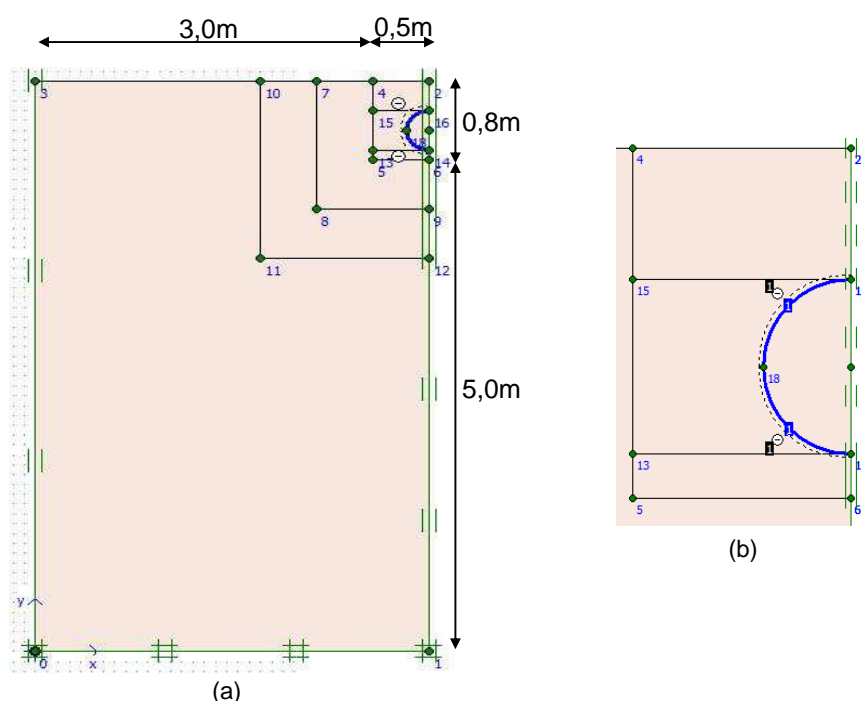


Figura 39 – (a) Geometria do modelo – PLAXIS/2D; (b) detalhe da vala. (Gerscovich e Ribeiro, 2010).

Nas análises foram comparados os deslocamentos horizontais após cada uma das etapas de execução, em uma seção transversal de solo a 1m de distância em relação à parede da trincheira. A Figura 40 apresenta os perfis de deslocamentos horizontais após cada etapa de cálculo, obtidos no PLAXIS e no SIGMA. Convém ressaltar que as dimensões da malha foram diferentes; no SIGMA adotou-se uma profundidade do contorno igual a 3b (altura da malha = 3,8m), já no PLAXIS, a profundidade foi igual a 5b (altura da malha = 5,8m).

Os resultados dos deslocamentos horizontais apresentam a mesma ordem de grandeza para ambos os programas. Nota-se uma tendência de deformação da parede da trincheira para o interior da vala e, posteriormente, uma inversão dos deslocamentos a partir colocação do aterro lateral e da coluna de reaterro, indicando uma pequena interferência nos resultados quando se passa de uma ferramenta numérica para outra.

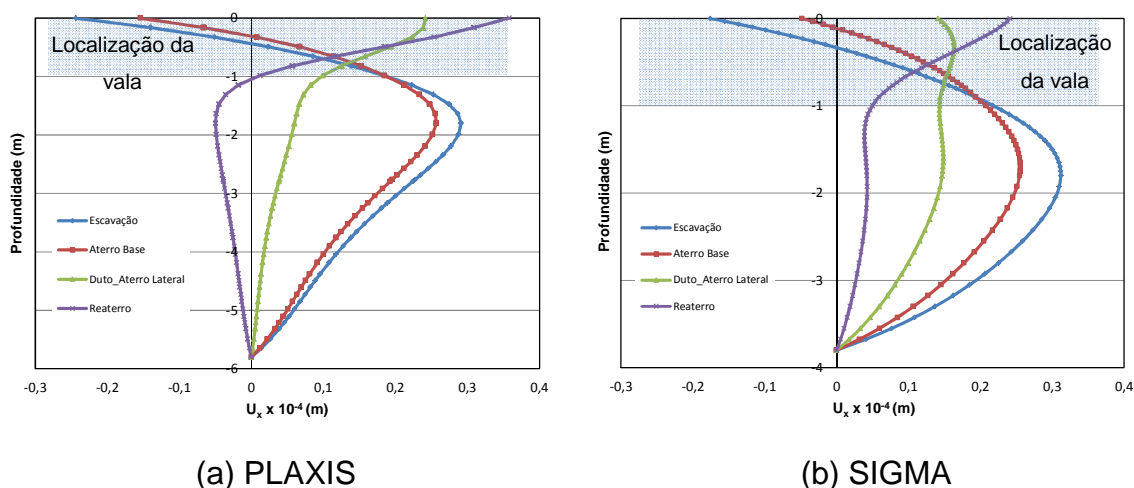


Figura 40 – Deslocamentos horizontais ao longo da profundidade. (a) PLAXIS/2D e (b) SIGMA/W (Gerscovich e Ribeiro, 2010)

A Figura 41 apresenta a comparação entre os resultados obtidos nos dois programas para as tensões cisalhantes atuantes na parede da trincheira. Observam-se pequenas diferenças na região do duto, as quais podem ser atribuídas à representação do duto (elemento circular ou conjunto de vigas) e/ou às malhas de elementos finitos. O PLAXIS gera a malha de elementos em formato triangular, enquanto o SIGMA apresenta elementos quadrangulares, com a possibilidade de gerá-los de maneira convergente em torno do duto.

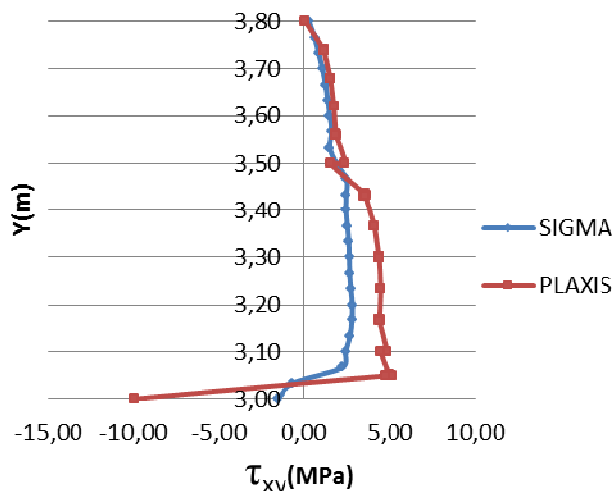


Figura 41 – Tensões cisalhantes na parede da trincheira (Gerscovich e Ribeiro, 2010).

A Figura 42 compara as distribuições de tensão vertical (σ_v) em um plano horizontal tangente ao topo do duto, previstas pelos programas PLAXIS e SIGMA. No programa SIGMA, a malha gerada apresenta elementos com posicionamento radial convergindo para o centro do duto. Assim sendo, a determinação de σ_v foi feita selecionando-se uma região de pequena espessura acima do duto. Esta metodologia resultou em uma distribuição de σ_v bastante variável. No eixo de simetria há queda da σ_v , provavelmente decorrente da proximidade em relação ao elemento estrutural. Para fins de previsão da carga transmitida ao duto, optou-se por adotar uma linha de tendência para representação desta função, eliminando a região central.

A Tabela 13 compara a carga transferida ao duto calculada por meio de métodos analíticos e numéricos. As equações analíticas e o método numérico, tanto com a utilização do PLAXIS quanto do SIGMA, apresentam resultados da mesma ordem de grandeza. O único resultado que apresenta uma pequena distorção em relação aos demais métodos trata-se método de Janssen. Essa diferença reside no fato de Janssen incorporar a parcela coesiva da resistência ao cisalhamento, enquanto os demais métodos a desprezam. Ressalta-se, ainda, que foi adotado o coeficiente de empuxo ativo de Rankine para os cálculos analíticos.

A relação entre a carga obtida pela formulação de Marston e a obtida no PLAXIS é de aproximadamente 1,12. Esse resultado está em consonância com o apresentado por Ferreira et al (2007) na Figura 33, para um embutimento de 0,3m.

Tabela 13 – Comparação entre os métodos disponíveis

Método	Carga vertical (kN/m)
PLAXIS	5,12
SIGMA	5,10
Equação de Marston	5,73
Equação de Janssen	2,83
Equação de Engesser	4,85

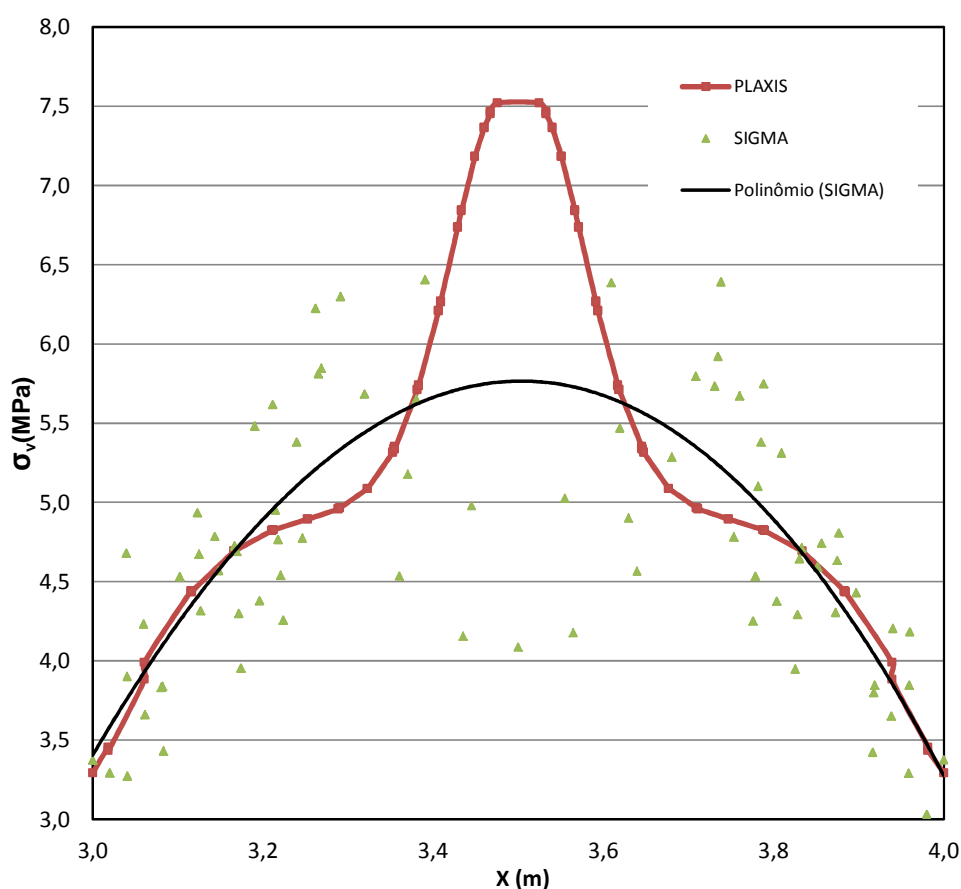


Figura 42 – Tensões verticais sobre o duto (Gerscovich e Ribeiro, 2010).

1.6.5 Influência da sobrecarga na superfície

Santos et al (2012) estudaram o comportamento de dutos rígidos submetidos a sobrecarga na superfície, considerando as condições de carregamento fixo e móvel. O estudo foi realizado com o programa PLAXIS/2D, simulando

numericamente o processo construtivo, desde a escavação da vala até a colocação do reaterro, conforme Tabela 11. As análises consideraram parâmetros típicos de solo arenoso e uma geometria convencional (Tabela 9) e os resultados foram comparados em termos de esforços transmitidos ao duto e à parede da vala, assim como deslocamentos laterais.

Os modelos gerados foram similares aos de Gerscovich e Ribeiro (2010), aproveitando o caráter simétrico do problema. A distância de 3m entre o limite da vala e o contorno vertical do problema foi adotada de acordo com a sugestão de Ferreira et al. (2006, 2007). A malha de elementos finitos gerada foi discretizada de forma a se refinar a região no entorno da escavação, como mostra a Figura 43. Adotou-se o solo de reaterro arenoso e um duto de concreto, com espessura de 0,08m. Os parâmetros adotados para representação do solo e do duto estão apresentados na Tabela 14.

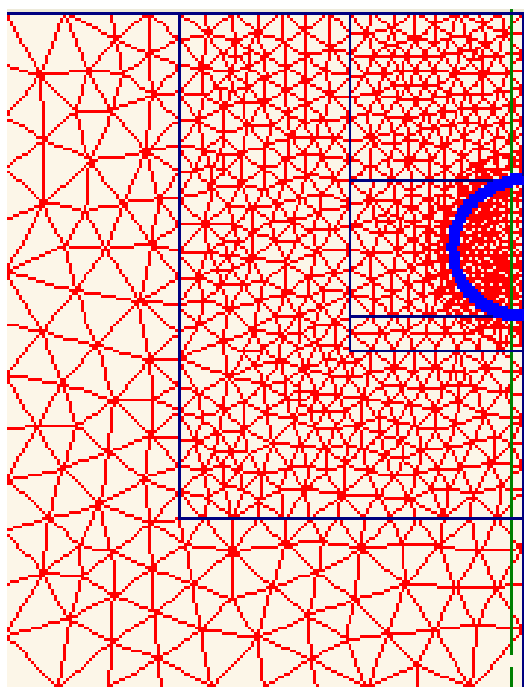


Figura 43 – Detalhamento da discretização da malha na região da trincheira (Santos et al, 2012).

Tabela 14 – Propriedades geomecânicas (Santos et al, 2012)

Material	Parâmetro	Valor
Solo	Módulo de elasticidade (E_s)	60 MPa
	Coefficiente de Poisson (ν)	0,33
	Coefficiente de empuxo no repouso (k_0)	0,49
	Peso específico (γ)	20kN/m ³
	Ângulo de atrito (ϕ)	30°
	Coesão (kPa)	0 (*)
Duto	Módulo de rigidez axial (EA)	2x10 ⁶ kN/m
	Módulo de rigidez à flexão (EI)	1067,5 kNm ² /m
	Peso relativo (ω)**	4,0 kN/m/m
	Coefficiente de Poisson (ν)	0,15

* Nas análises c' foi alterado para 5kPa devido a problemas de ordem numérica

** O PLAXIS define peso relativo (ω) como fator de correção do peso específico, na área ocupada pelo duto.

A condição de carregamento fixo foi estudada adotando-se o peso de um veículo de passeio da ordem de 20 kN (Figura 44), o que equivale a uma carga por pneu de 5kN. A carga imposta pelo pneu foi considerada como uma tensão distribuída na superfície, em uma área de 0,2 x 0,2m², resultando em uma tensão na superfície de 125kN/m².

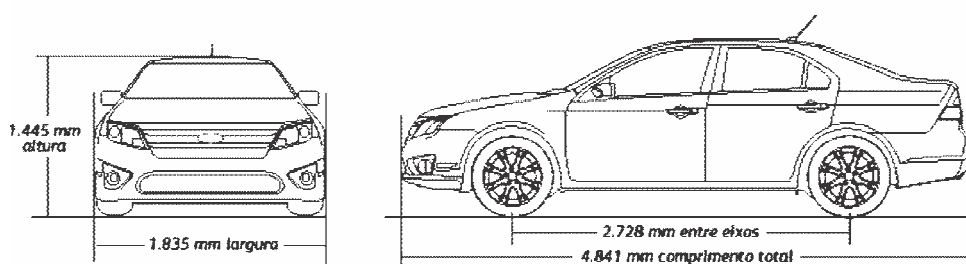


Figura 44 – Esquema do veículo de passeio da ordem de 20 kN (Santos et al, 2012).

A sobrecarga fixa foi estudada em duas situações: (i) posicionada junto à parede da vala, e (ii) posicionada sobre o duto. Na segunda situação, considerou-se somente meia largura do pneu para garantir que o eixo de simetria do pneu coincidissem com o do duto (Figura 45). Não foi adotada a existência de superposição de cargas; isto é, o efeito simultâneo de ambas as rodas, tendo em vista que a

distância longitudinal entre os eixos é superior a 3 vezes a profundidade de escavação. Não foi considerada, neste trabalho, a superposição no eixo transversal.

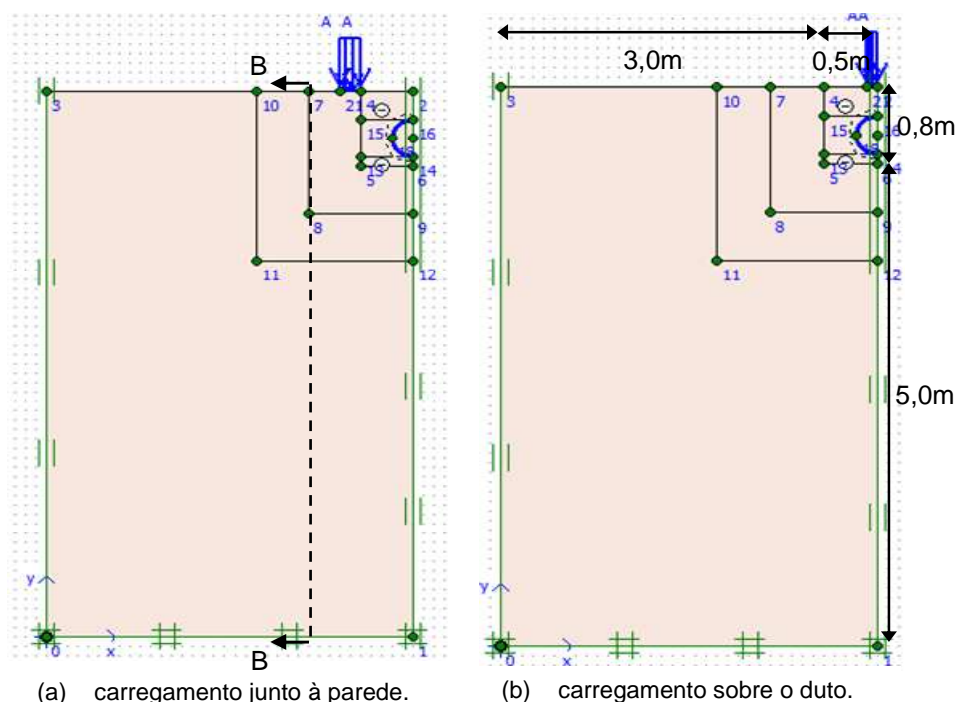


Figura 45 – Geometria e posicionamento da sobrecarga fixa (Santos et al, 2012).

A influência da movimentação dos veículos no dimensionamento do duto foi avaliada a partir da sugestão de Duncan (1979) (ver item 1.5.1.4), que propõe a adoção de um carregamento equivalente, contínuo ao longo do comprimento do duto, para o cálculo da influência da carga móvel. A análise numérica com a carga móvel consistiu na introdução de um carregamento linear, posicionado a 0,5m da parede da vala, para alturas de reaterro variando entre 0,3 a 1,5m.

Para evitar ruptura localizada, foi introduzido um material com alta resistência na superfície do terreno com 0,2m de largura e 0,1m de espessura (Figura 46). As propriedades foram semelhantes às do solo sendo o valor da coesão (c') majorado para 3000kPa.

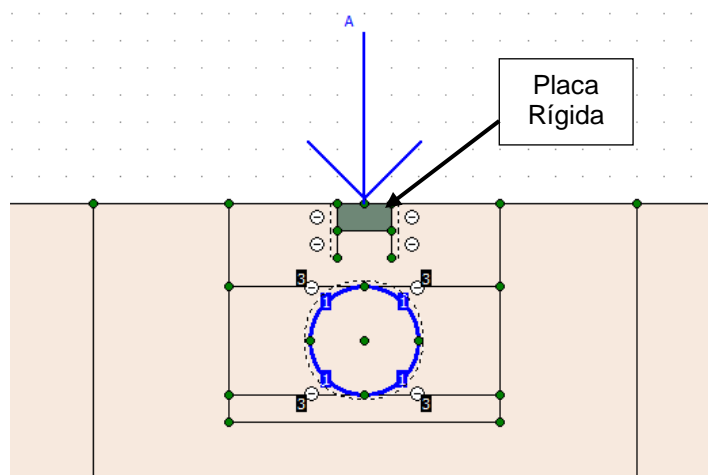


Figura 46 – Geometria e posicionamento da sobrecarga móvel.

Cabe ressaltar que esta abordagem foi desenvolvida para dutos enterrados metálicos e flexíveis e que Duncan considera esse procedimento conservativo, pois em análises 2D admite-se que a carga atua em toda extensão do duto. Com isso, pode-se dispensar a necessidade de majoração das cargas através da utilização de fatores de impacto. A norma AASHTO (2002) recomenda fatores de majoração de 1,3, 1,2 e 1,1 para casos em que a camada de cobertura do duto é inferior à 0,3m, entre 0,3 e 0,6m e entre 0,6 e 0,9m, respectivamente.

A Figura 47 mostra o perfil de deslocamento horizontal a 0,50m da parede da trincheira (seção B-B, Figura 45), para ambas as situações de posicionamento do carregamento fixo (no limite da vala e sobre o topo do duto), além do perfil sem sobrecarga.

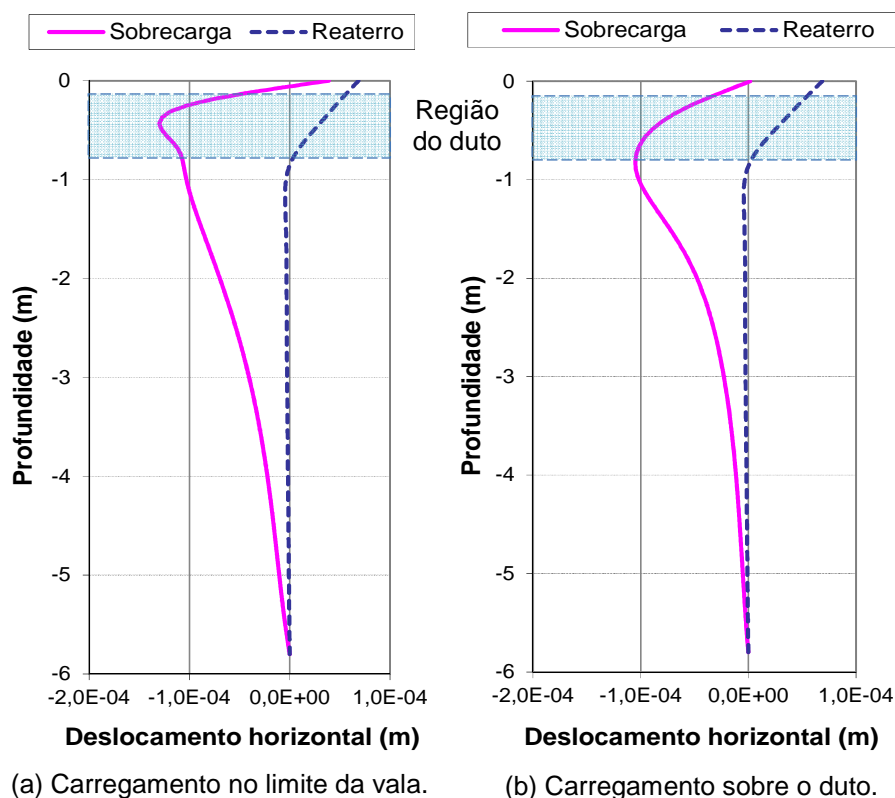


Figura 47 – Perfil de deslocamento horizontal.

Em ambos os casos, há movimentação para esquerda, ou seja, na direção contrária à parede da vala. Os maiores deslocamentos são observados quando a sobrecarga localiza-se no limite da vala e concentram-se na região próxima à superfície. Sem dúvida, maiores deslocamentos são registrados na região mais próxima ao local de aplicação da carga.

A Figura 48 mostra a previsão do coeficiente de empuxo ($k = \sigma_h/\sigma_v$) fornecida pelo programa PLAXIS e compara com a sugerida por outros autores (item 1.5.1.3). Assim como Ferreira (2007), o coeficiente de empuxo previsto numericamente não é constante; no trecho inicial da vala têm-se valores mais próximos aos de Krynine, por outro lado, ao longo da profundidade da vala e, principalmente, próximo ao duto, o coeficiente calculado se aproxima do de Rankine. Apesar de, na região da vala, Rankine tender a sobreestimar o valor de k , na média k_a seria o mais indicado como o valor médio nesta região. Abaixo da vala, o coeficiente de empuxo se aproxima da condição k_0 .

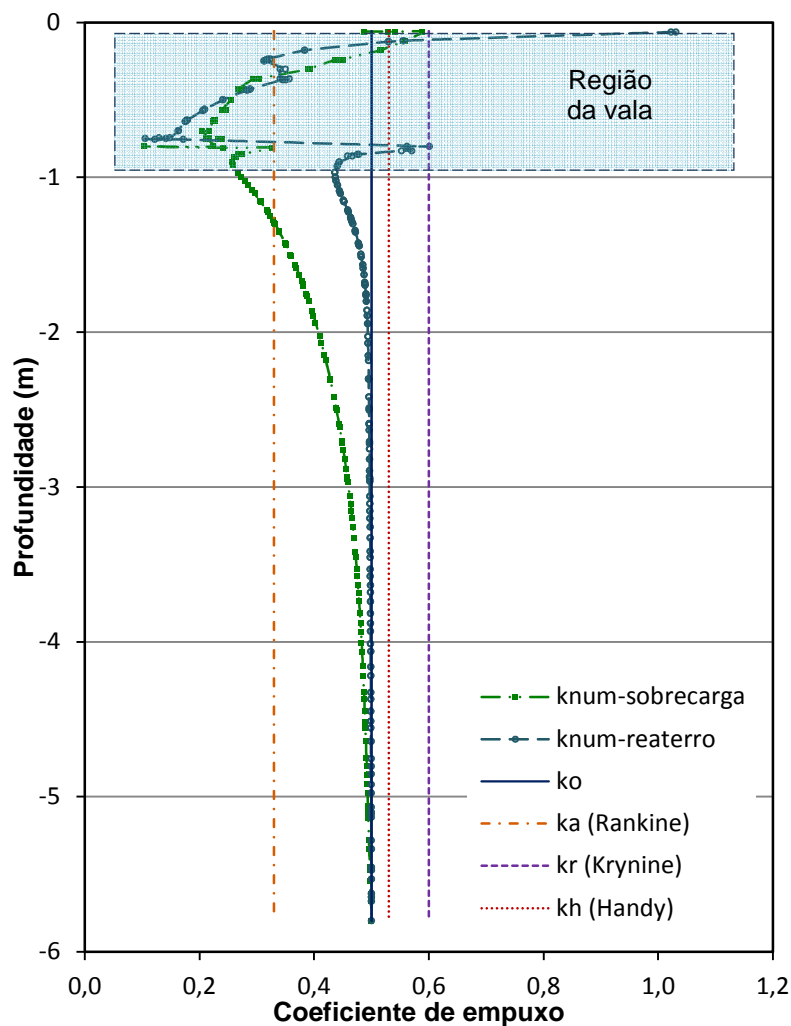


Figura 48 – Coeficiente de empuxo ao longo da profundidade.

A Figura 49 mostra a distribuição de tensão cisalhante na parede da vala prevista numericamente, ao longo da profundidade, e compara com a resistência ao cisalhamento, segundo o critério de Morh-Coulomb. É interessante observar que, sem sobrecarga, não se atinge a ruptura em nenhum ponto da parede da vala. Somente após a sobrecarga, vê-se a condição de ruptura sendo atingida no trecho mais superficial. Esse resultado indica que as tensões cisalhantes mobilizadas na parede da vala são inferiores à resistência. Assim sendo, métodos analíticos que preveem a redução da carga transmitida ao duto a partir da mobilização integral da resistência ao cisalhamento estariam reduzindo excessivamente o valor desta carga.

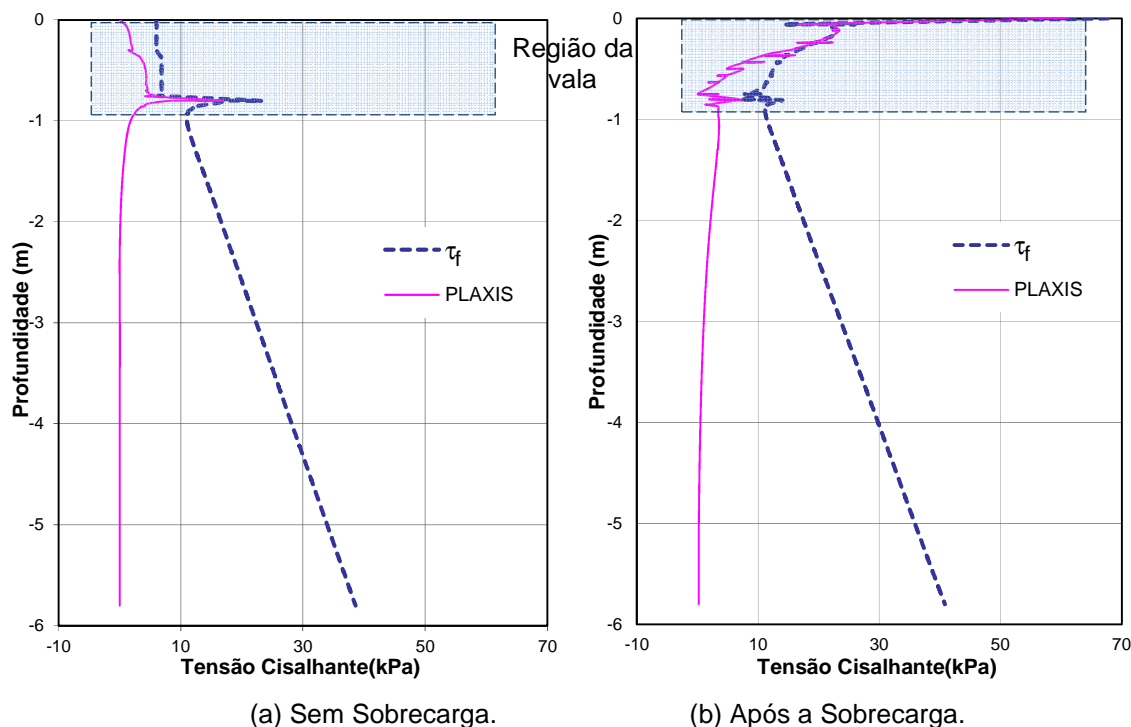


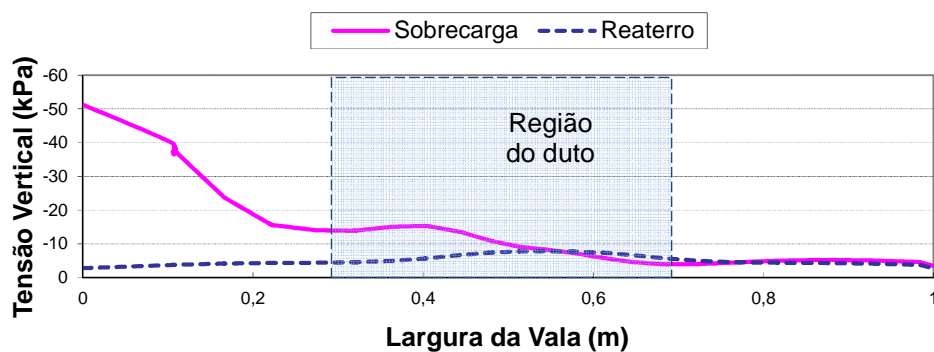
Figura 49 – Distribuição de tensão cisalhante com a profundidade.

As cargas verticais transmitidas ao duto foram estimadas a partir da modelagem numérica do processo construtivo, pela Teoria da Elasticidade e pelas equações de Janssen (Plácido, 2006), Marston (Spangler, 1948) e Engesser (Iglesia, 1999), disponíveis na literatura. A influência da sobrecarga estática ou móvel na estimativa da carga transmitida ao duto foi avaliada através da simulação numérica do processo construtivo (carregamento estático) e pela proposta de Duncan (1979) (carregamento móvel).

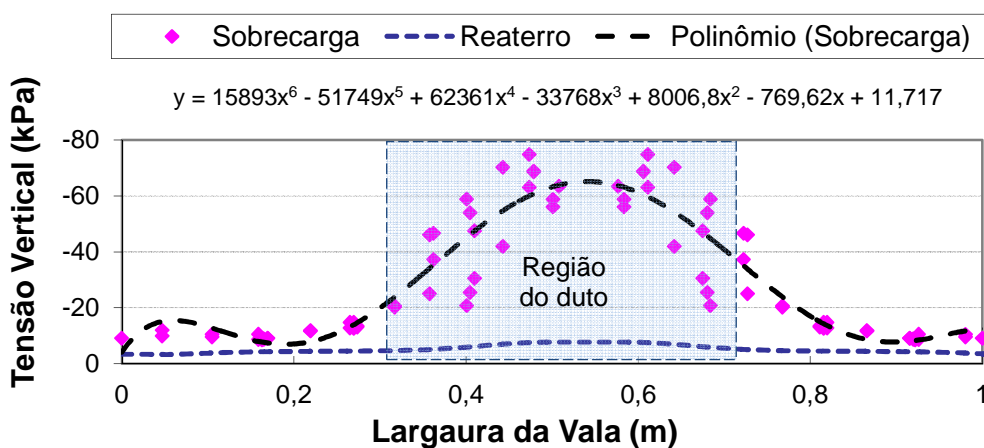
Para a condição de sobrecarga estática, a carga vertical transmitida ao duto foi obtida a partir da distribuição de tensão vertical, fornecida pelo PLAXIS, em um plano horizontal localizado imediatamente acima do duto, ao longo da largura da vala. Essa distribuição de tensão vertical foi plotada em um gráfico (Figura 50) e foi feita sua integração ao longo do diâmetro do duto.

A Figura 50 mostra a distribuição de tensão vertical ao longo da largura da vala, sobre o duto, comparando a condição com sobrecarga e a condição de somente existir o reaterro. Com a sobrecarga no limite da vala, os resultados mostram que a crista do duto está suficientemente distante do ponto de aplicação da sobrecarga, a ponto da tensão vertical não ser afetada nesta região. Há um incremento significativo junto à extremidade lateral do duto. Já para a condição de

sobrecarga coincidente com o eixo de simetria do duto, as tensões obtidas pelo programa mostram certa variabilidade e o cálculo da carga transmitida ao duto foi feito adotando-se uma função polinomial equivalente.



(a) Sobrecarga no limite da vala



(b) Sobrecarga sobre o duto

Figura 50 – Distribuição de tensão vertical ao longo da largura da vala.

Os resultados indicados na Tabela 15 mostram que o PLAXIS forneceu valores semelhantes aos da Teoria da Elasticidade, quando há sobrecarga atuante na superfície. Por outro lado, a diferença encontrada para a condição de sobrecarga sobre o duto pode ser explicada pelo fato do programa incorporar a diferença entre as rigidezes do solo e do duto enquanto a Teoria da Elasticidade considera exclusivamente um semi-espaço homogêneo. A presença de material mais rígido, pela maior restrição dos deslocamentos, resulta numa maior concentração (maior porcentagem) da carga.

As equações de Janssen (1895), Marston (1913) e Engesser (1882) não consideram sobrecarga sobre a vala e calculam o esforço somente com o peso do

reaterro. Observa-se que tanto o programa quanto a Teoria da Elasticidade mostraram que a sobrecarga sobre a parede praticamente não exerce influência na carga vertical transmitida ao duto, ou seja, para essa situação de carregamento vertical o duto está fora do bulbo de tensões causado pela sobrecarga.

Tabela 15 – Resultados obtidos para a carga transmitida ao duto.

Método	Condição de Carregamento	Carga Aplicada (kN/m)
PLAXIS	Sem Sobrecarga	5.12
	Sobrecarga na parede	14.33
	Sobrecarga sobre duto	28.36
Teoria da Elasticidade	Sem Sobrecarga	6.00
	Sobrecarga na parede	15.40
	Sobrecarga sobre duto	16.94
Métodos analíticos (sem sobrecarga)	Janssen	2.83
	Marston	5.73
	Engesser	4.85

A influência da condição de carregamento móvel no comportamento do duto rígido foi verificada para espessuras de reaterro variando entre 0,3m e 1,5m (Tabela 8).

A Figura 51 mostra as distribuições de tensão vertical ao longo da largura da vala, imediatamente acima do duto, com e sem sobrecarga. Independentemente da profundidade do duto e da existência ou não da sobrecarga, os resultados numéricos mostram uma tendência à concentração de tensões na região do duto. Observa-se, ainda, que, na presença da sobrecarga, o acréscimo de tensão vertical ocorre mais concentradamente na região do duto para os menores embutimentos. Para as espessuras de reaterro de 0,9m e 1,5m a sobrecarga produz uma menor variação nas tensões verticais, entretanto, os efeitos da sobrecarga são igualmente distribuídos ao longo da espessura da vala.

A Figura 52 compara os resultados obtidos para as diversas profundidades de instalação, onde se verifica que os efeitos do carregamento na superfície reduzem

com o aumento da distância entre o ponto de aplicação e a posição do duto. Isso ocorre porque a sobrecarga ao ser transmitida ao duto passa pela camada de reaterro e se espalha ao longo de sua profundidade e largura.

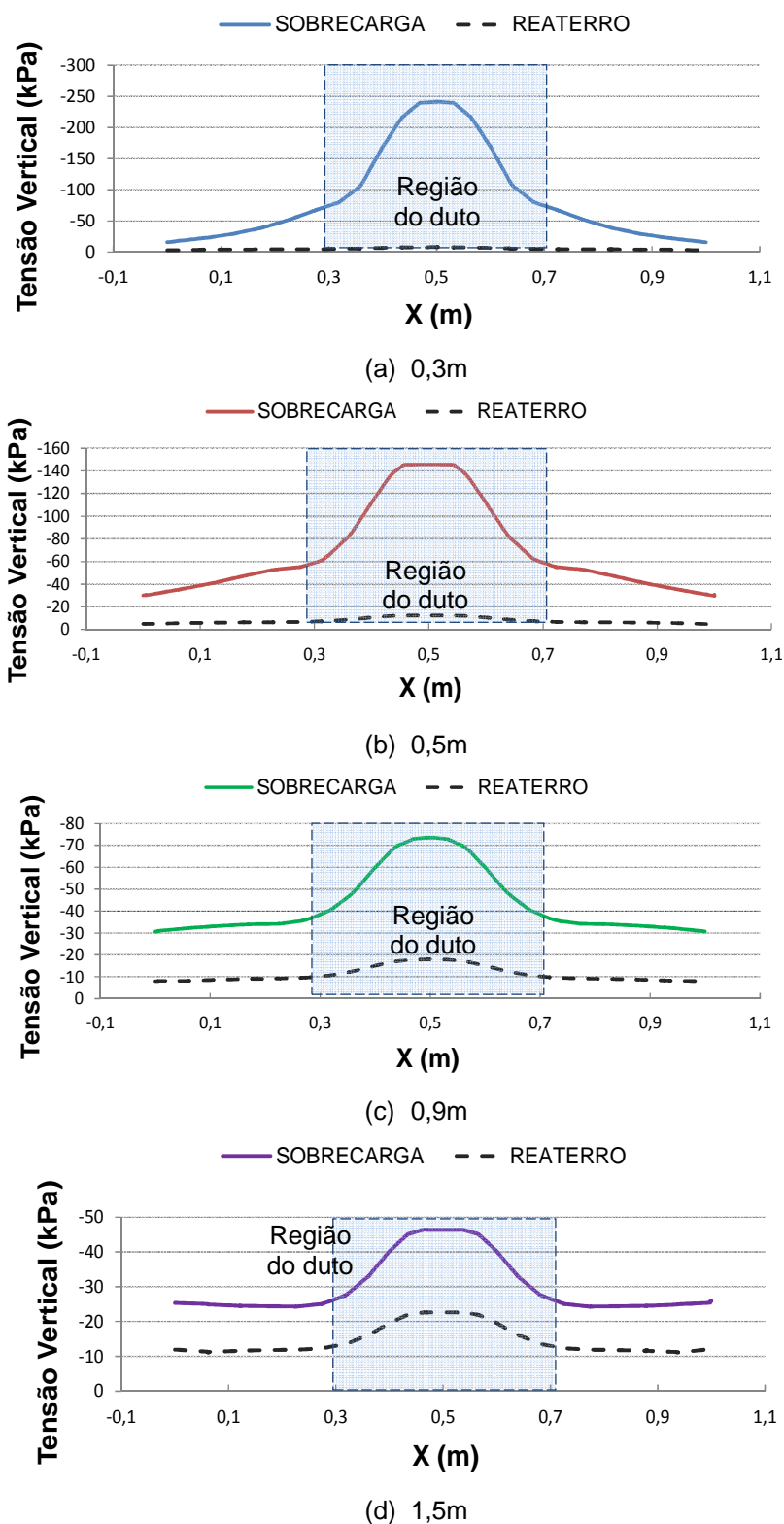


Figura 51 – Distribuição de tensão vertical sobre o duto – carregamento móvel.

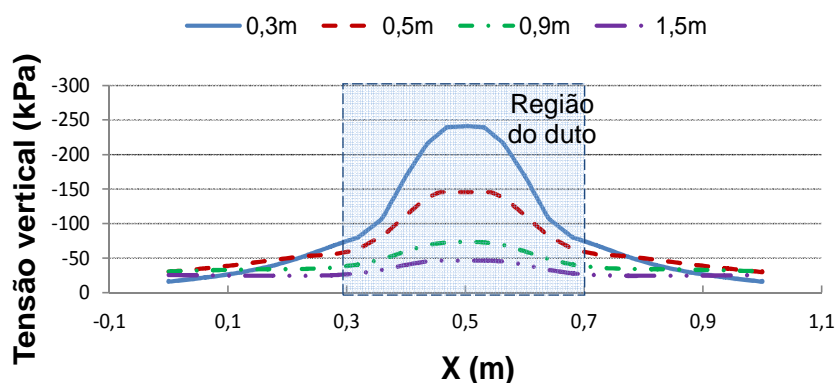


Figura 52 – Distribuição de tensão vertical sobre o duto para diferentes espessuras de reaterro.

1.6.6 Consolidação dos resultados

Segundo Ferreira et al (2007), não ocorrem alterações expressivas no resultado quando o contorno, tanto da base como o lateral, ultrapassa a distância 3b. Adicionalmente, os autores verificaram que a formulação de Marston superestima a carga transferida ao duto. Quanto maior a profundidade de embutimento, maior a diferença entre a carga calculada por Marston e a calculada no modelo numérico, variando de 10% para embutimento de 0,30m até 60% para embutimento de 1,5m. Resultado semelhante foi verificado por Ribeiro e Gerscovich (2010) e Santos et al (2012).

Ferreira (2007) verificou que o coeficiente de empuxo varia com a profundidade, com valores maiores que 1 na região superficial, se aproximando de Rankine na região do duto até a base da vala. Apesar de outros autores proporem que seja adotada a sugestão de Handy, por ser o único que considera elemento em arco e leva em conta a rotação das tensões principais ao longo da largura da vala, Ferreira (2007) sugere que o método de Krynine poderia ser utilizado como um valor médio.

A modelagem no PLAXIS realizada por Santos et al (2012) forneceu valores de coeficiente de empuxo mais próximos de Krynine no trecho superficial e, ao longo da vala, principalmente na região do duto, valores inferiores ao de Rankine. Dessa

forma, apesar de, na região da vala, Rankine tender a sobreestimar o valor de k , na média k_a seria o mais indicado como o valor médio nesta região.

A Tabela 16 compara a carga transferida ao duto calculada por meio das três metodologias apresentadas neste trabalho. As equações analíticas e o método numérico, tanto com a utilização do PLAXIS quanto do SIGMA, apresentam resultados da mesma ordem de grandeza. O único resultado que apresenta uma pequena distorção em relação aos demais métodos é o do método de Janssen. Essa diferença reside no fato de Janssen incorporar a parcela coesiva da resistência ao cisalhamento, enquanto os demais métodos a desprezam.

Tabela 16 – Comparação entre os métodos disponíveis.

Método	Equação	Carga vertical (kN/m)
PLAXIS	$F = \int_0^d \sigma_Y(x) dx$	5,12
SIGMA	$F = \int_0^d \sigma_Y(x) dx$	5,10
Equação de Marston	$P = \gamma b^2 \frac{1 - e^{-\left(k_a \tan \delta \frac{2H}{b}\right)}}{2k_a \tan \delta}$	5,52
Equação de Janssen	$P = \frac{\gamma H b \left(\gamma - \frac{2c}{b}\right)}{2k_r \tan \phi} \left[1 - e^{-\left(-2k_r \tan \phi \frac{z}{b}\right)} \right] + q e^{-\left(-2k_r \tan \phi \frac{z}{b}\right)}$	2,83
Equação de Engesser	$P = \gamma b^2 \left[\frac{HK_a}{2H \tan \phi + bK_a} + \frac{\tan \phi}{6} \right]$	5,45

2 CASO ESTUDADO

Neste trabalho procurou-se reproduzir numericamente o comportamento do modelo físico, desenvolvido por Costa (2005), na Escola de Engenharia da USP de São Carlos, no qual foram monitorados os efeitos de arqueamento positivo e negativo no sistema solo-solo e solo-duto, através da movimentação de um alçapão posicionado na base de uma caixa metálica.

A variação das tensões verticais no maciço de solo, no alçapão e ao redor do duto, assim como as deflexões do duto, fornecida pelo programa foi comparada com os valores medidos.

2.1 Modelo Físico da EESC/USP

O modelo físico foi constituído de uma caixa metálica, mostrada na Figura 53, dotada de um mecanismo de alçapão em sua base. Projetada e construída por Costa (2005), a caixa possui 560 mm de largura e altura internas e comprimento de 1400 mm. Toda a estrutura é composta por vigas e chapas de aço e as paredes internas da caixa são revestidas com filmes de poliéster para minimizar a mobilização do atrito entre o solo e a parede da caixa.



Figura 53 – Caixa de teste da EESC/USP, Costa 2005. Vista geral e lateral.

O preenchimento da caixa foi feito com areia pura segundo a técnica de pluviação de areia, de forma a se obter um maciço de compactação uniforme em toda extensão da caixa, facilitando o entendimento da redistribuição de tensões que ocorre no interior do maciço. Após o enchimento da caixa, aplicava-se uma sobrecarga na superfície do solo de 25kPa, 50kPa ou 100kPa. Para tal, foi utilizada uma bolsa inflável de PVC, com 1500mm de comprimento e 700mm de largura, reforçada com fibras de poliéster, fabricada pela *Sansuy S.A.*

Somente após a aplicação da sobrecarga, o alçapão era movimentado verticalmente em sentido descendente ou ascendente. Os ensaios foram realizados com e sem a presença de um tubo. O objetivo desses ensaios foi avaliar a redistribuição das tensões no maciço e as deflexões e deformações do tubo mediante a movimentação do alçapão.

2.1.1 Sistema de Alçapão

Na parte central da base da caixa de teste foi posicionado um sistema de alçapão, o qual podia ser movimentado nos sentidos ascendente e descendente, simulando processos de elevação e de recalque. A movimentação vertical do alçapão era feita em pequenos incrementos de deslocamento (0,02, 0,04, 0,06, 0,08, 0,1, 0,15, 0,2, 0,25, 0,3, 0,4, 0,5, 0,6, 0,8, 1, 1,5, 2, 2,5, 3, 4, 8, 12, 15, 20, 25, 30, 50 mm), ao final dos quais eram feitas as leituras da instrumentação.

Duas dimensões de alçapão distintas podiam ser utilizadas: a menor, com 100mm de comprimento por 100mm de largura e a maior com 300mm de comprimento por 100mm de largura.

2.1.2 Instrumentação do Tubo e do Solo

O sistema de instrumentação do solo era composto de dezesseis células de tensão de interface e de inclusão na massa de solo, calibradas *in loco*, de fabricação da *Kyowa Electronic Instruments*, modelos BE-2KC e BE-2KD com capacidade máxima de 200 kPa. As células de interface, identificadas pela letra I, foram posicionadas conforme esquema da Figura 54. As células de inclusão na massa de

solo, identificadas pela letra M, nos ensaios sem duto, foram posicionadas imediatamente acima das células de interface, a uma determinada altura da base da caixa. Nos ensaios com duto, as células de inclusão foram posicionadas em duas seções distintas no conduto, no centro do vão do tubo (S1) e a 150mm do centro do vão (S3), como mostra a Figura 55.

Para medir os deslocamentos do conduto durante os ensaios, foi confeccionado um transdutor de deslocamentos a base de *strain-gages*. Baseado nas pesquisas realizadas por Trott et. al. (1984) e Bueno (1987), o instrumento desenvolvido permite a leitura de medidas simultâneas de deslocamentos radiais em oito pontos distintos a cada 45°.

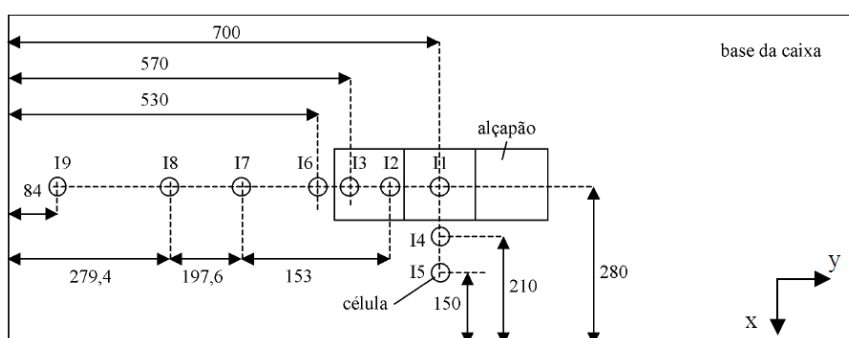


Figura 54 – Disposição das células de interface na base da caixa.

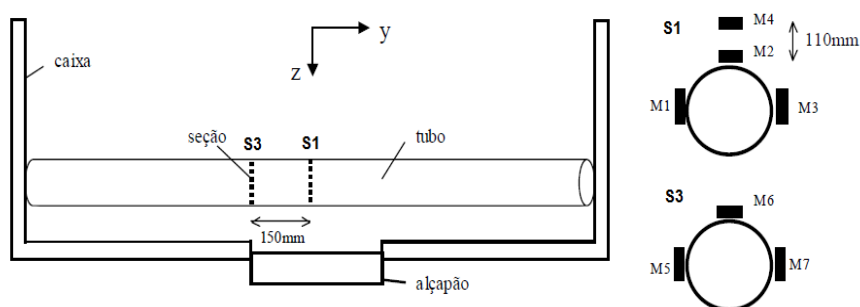


Figura 55 – Disposição das células de inclusão nos ensaios com tubo.

2.1.3 Propriedades dos Materiais

Foi utilizada uma areia pura denominada “areia Itapoã”. Seguindo as normas da ABNT NBR-12004/90 e NBR-12051/91, foram definidos os índices de vazios máximo (e_{max}) e mínimo (e_{min}) como sendo 0,87 e 0,50, respectivamente. Os pesos

específicos seco máximo ($\gamma_{d,max}$) e mínimo ($\gamma_{d,min}$) foram de 17,7 kN/m³ e 14,2 kN/m³. O peso específico dos sólidos é igual a 26,5 kN/m³. Durante os ensaios o teor de umidade da areia permaneceu inferior a 1%. A Tabela 17 apresenta os parâmetros de resistência e de variação volumétrica da areia, obtidos a partir de ensaios triaxiais convencionais.

Para o duto, foram utilizados tubos comerciais de PVC com 75 mm de diâmetro e 2 mm de espessura. As propriedades mecânicas do tubo foram obtidas por meio de ensaios de placas paralelas (ASTM D 2412-02) tendo sido definido o módulo de elasticidade do material igual 1,91 GPa (Costa, 2005).

Tabela 17 – Parâmetros da areia de Itaporã (Costa, 2005)

Série	Dr (%)	σ_3 (kPa)	ϕ'_p (°)	ϕ_{cr} (°)	Ψ_{max} (°)	E_{50} (MPa)	v_s
1	50	50	38	...	11,7	27,2	0,37
		100	36,7	33,4	8,8	35,2	0,34
		200	34	31	6,8	38,5	0,38
2	100	50	39,9	34,6	15,5	35,9	0,44
		100	39,2	33,1	13,4	40,6	0,41
		200	38,2	31,8	8,9	49,3	0,42

2.1.4 Procedimento dos Ensaios

O programa de ensaios foi organizado em quatro séries distintas, totalizando 25 testes. Nos ensaios foi investigada a influência da densidade relativa do solo (D_r), da sobrecarga aplicada (q), do comprimento do alçapão (L_v) e do sentido do deslocamento do alçapão. As tabelas a seguir mostram as características das séries reproduzidas no modelo numérico.

A série C, reproduzida na Tabela 18, engloba os ensaios de arqueamento sem tubo, utilizando as duas configurações do alçapão, com deslocamento em ambos os sentidos. As séries D e E, mostradas na Tabela 19 e na Tabela 20 respectivamente, englobam os ensaios com o tubo, submetido à perda e elevação de apoio localizada respectivamente.

Tabela 18 – Série C: ensaios de arqueamento - alçapão de 300 x 100 mm (Costa, 2005)

Ensaio	Densidade relativa, D_r (%)	Sobrecarga, q (kPa)	Compr. do alçapão, L_v	Sentido do alçapão
C1	100	100	3B*	Desce
C2	100	100	3B	Desce
C3	50	100	3B	Desce
C4	100	50	3B	Desce
C5	100	100	3B	Sobe
C6	100	100	B*	Desce
C7	100	100	B	Sobe

*alçapão de 300 x 100 mm, †alçapão de 100 x 100 mm

Tabela 19 – Série D: ensaios com tubo, perda de apoio localizada - alçapão de 300 x 100 mm (Costa, 2005)

Ensaio	Densidade relativa, D_r (%)	Sobrecarga, q (kPa)
D1	100	50
D2	100	100
D3	100	100
D4	100	150
D5	75	100
D6	50	50
D7	50	100
D8	50	150

Tabela 20 – Série E: ensaios com tubo, elevação localizada - - alçapão de 300 x 100 mm (Costa, 2005)

Ensaio	Densidade relativa, D_r (%)	Sobrecarga, q (kPa)
E1	100	0
E2	100	25
E3	100	50
E4	50	25
E5	50	50
E6	50	100

2.2 Modelo Numérico

Com o intuito de comparar os resultados obtidos no modelo físico com a capacidade de reproduzi-los numericamente, foram selecionados alguns dos testes realizados no laboratório:

- I) Ensaios sem duto (série C) - foram simulados os ensaios C2, C3, C5 e C7, de forma a avaliar a influência da densidade relativa (C2 x C3), do tipo de arqueamento (C2 X C5) e dimensões do alçapão (C5 X C7).
- II) Ensaios com duto (séries D e E) - foram simulados os testes D7 (perda de apoio) e E6 (elevação).

A ferramenta utilizada para simulação numérica dos ensaios foi o programa PLAXIS 3D 2011.

2.2.1 Geometria

Na definição da geometria da malha procurou-se reproduzir fielmente as dimensões da caixa de testes. As condições de contorno foram estabelecidas de modo que, nas paredes laterais, o deslocamento horizontal fosse restringido e o vertical liberado. Na base do modelo, o deslocamento vertical foi restringido, e na região do alçapão foram atribuídos deslocamentos prescritos, graduais, simulando as etapas de deslocamento do mesmo. No topo foram atribuídos valores de sobrecarga, como mostrado na Figura 56. Não foi adotado interface nas paredes laterais do modelo, desconsiderando o atrito entre o solo e as paredes da caixa.

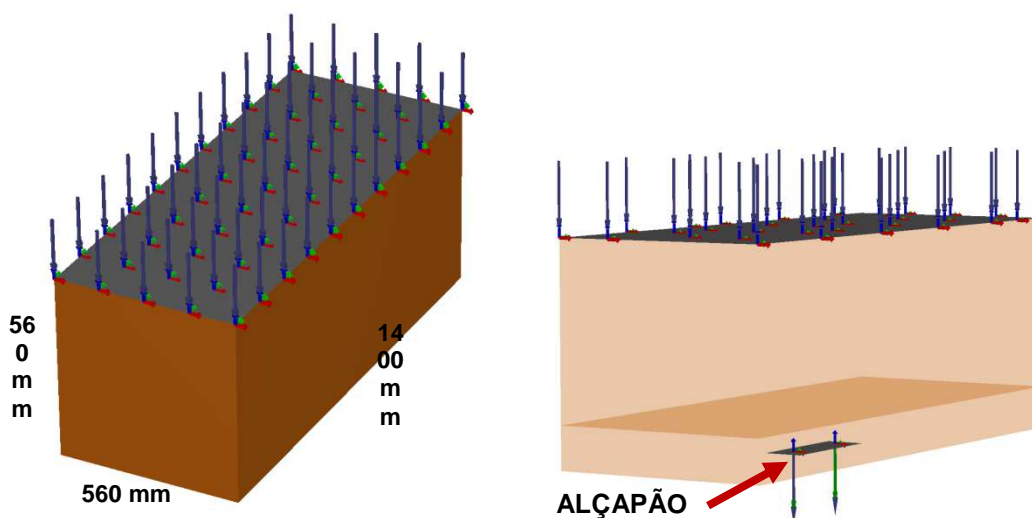


Figura 56 – Geometria dos ensaios de arqueamento, série C.

Para modelar o tubo não foi possível utilizar a ferramenta *tunnel*, ideal para análise numérica de túneis e dutos. Foi utilizada a ferramenta *polycurve*, que permite a construção de elementos circulares, para fazer o modelo do duto. A esse modelo foi aplicado um elemento de placa de comportamento linear-elástico, mostrado na Figura 57, e uma interface. Em todos os modelos utilizou-se uma malha de elementos finitos de densidade média, discretizando os locais onde foram aplicados elementos de superfície e de placa (Figura 58).

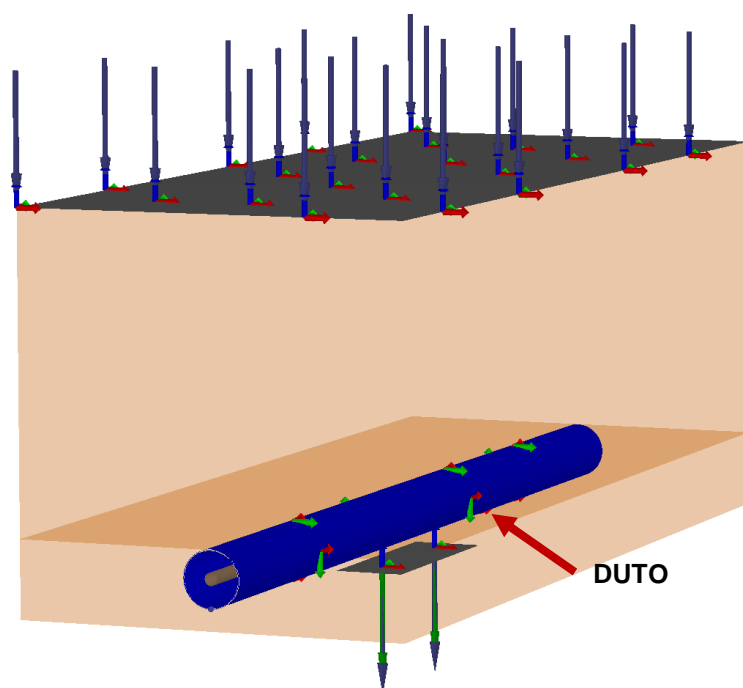


Figura 57 – Modelo de tubo de PVC: elemento de placa.

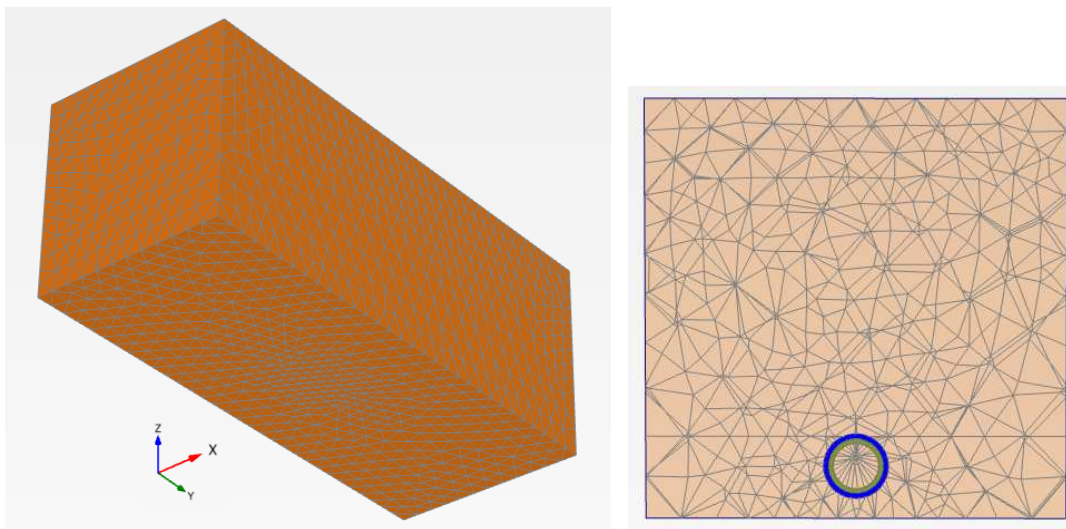


Figura 58 – Malha de elementos finitos

2.2.2 Materiais

As análises envolveram a areia de Itaporã, cujos parâmetros estão apresentados na Tabela 17, e o duto de PVC. Como os ângulos de atrito foram obtidos para cada nível de tensão, optou-se por redefinir a envoltória considerando o conjunto de ensaios para os 2 níveis de densidade relativa.

Nas análises sem duto, o solo arenoso foi simulado utilizando-se o modelo Mohr-Coulomb (MC) que pressupõe um comportamento linear e perfeitamente plástico. Já nas análises com a presença do duto, face as diferenças observadas entre os resultados numéricos e experimentais, decidiu-se partir para a adoção de um modelo não linear, mais compatível com o comportamento da tensão x deformação das areias. Tais análises foram realizadas com o modelo Hardening Soil (HS).

O modelo HS permite a variação do módulo de deformabilidade com o nível de tensão, além da incorporação dos efeitos da trajetória de tensão. Comparado com o modelo MC, são necessários 3 parâmetros adicionais, cujos valores foram estabelecidos seguindo a recomendação do manual do PLAXIS.

A Tabela 21 resume os parâmetros adotados para o solo e duto.

Tabela 21 – Parâmetros dos materiais

Parâmetros	Solo (Dr=100%)	Solo (Dr=50%)	Duto
γ (kN/m ³)	17,70	14,2	14,50
c (kN/m ²)	1(*)	1(*)	
ϕ (°)	30,7	28,3	
ψ (°)	13,40	8,8	
κ_0	0,49	0,5	
ν	0,4	0,34	0,3
E_{50} (MPa)	40,6	35,2	3500
E_{ur}^{ref} (MPa)	$3 \times E_{50}$	$3 \times E_{50}$	
n	0,5	0,5	
R_f	0,9	0,9	
t (m)			0,002

(*) Recomendação do PLAXIS que $c' > 0$

Os módulos EA e EI do duto foram calculados automaticamente pelo programa, a partir dos valores do módulo de deformabilidade, do diâmetro e da espessura do elemento.

2.2.3 Etapas construtivas

A simulação numérica foi feita em etapas 29 etapas (preenchimento da caixa, ativação da sobrecarga e deslocamentos do alçapão). A Figura 59 mostra a geometria de cada etapa.

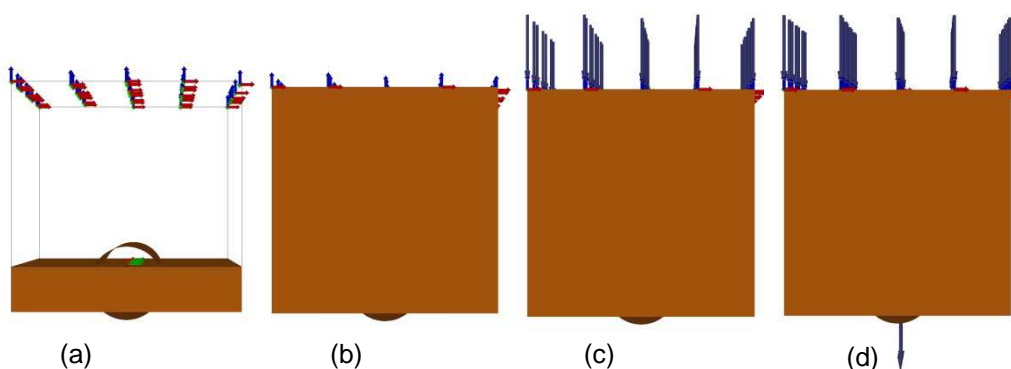


Figura 59 – Etapas de simulação. (a) 1ª camada de aterro; (b) 2ª camada de aterro; (c) ativação da sobrecarga; (d) deslocamentos do alçapão

3 RESULTADO DAS ANÁLISES NUMÉRICAS

Este capítulo apresenta os resultados obtidos através do PLAXIS 3D e os compara com os resultados medidos no programa experimental. Os resultados são mostrados por meio de curvas de tensão vertical vs deslocamento do alçapão. Para facilitar a análise, as tensões verticais estão normalizadas em relação à tensão vertical inicial (σ_v/σ_{vi}) e os deslocamentos, em relação à largura do alçapão (δ/B).

3.1 Ensaios sem duto (série C)

Nas análises sem duto, utilizando-se os parâmetros fornecidos na Tabela 21 e adotando-se o modelo Mohr-Coulomb, observou-se que, para os ensaios com densidade relativa de 100%, os resultados numéricos eram significativamente maiores do que os do modelo físico. A diferença entre as curvas, experimental e numérica, de tensão vertical normalizada x deslocamento do alçapão, era em torno de 40%. Esse comportamento sinalizava a possibilidade de que os valores de módulo de elasticidade e de resistência relativamente adotados na simulação numérica estariam elevados.

Foi realizado, então, um estudo paramétrico, variando-se o módulo de elasticidade e ângulo de atrito. Os resultados mostraram a importância significativa do valor do ângulo de atrito. Adicionalmente, observou-se que a adoção de um módulo de deformabilidade constante não era adequado e que o solo aparentava ser mais rígido na zona próxima ao alçapão do que nas regiões mais remotas (próximo às laterais e à superfície). Após algumas tentativas, chegou-se às seguintes conclusões:

- i) Solo ($D_r=100\%$): uma redução da ordem de 15% no ângulo de atrito e módulo de elasticidade, além da adoção do aumento da rigidez com a profundidade era suficiente para que os resultados numéricos se ajustassem aos experimentais de forma bastante satisfatória.
- ii) Solo ($D_r=50\%$): uma redução da ordem de 15% no módulo de elasticidade, além da adoção do aumento da rigidez com a profundidade era suficiente para que os resultados numéricos se ajustassem aos experimentais de forma bastante satisfatória.

A partir dessas observações, os parâmetros foram ajustados conforme mostra a Tabela 22.

Tabela 22 – Parâmetros corrigidos

Parâmetros	Solo (Dr=100%)	Solo (Dr=50%)
ϕ (°)	29	28
E_{50} (MPa)	37,5	30
E_{inc} (MPa)*	31,07	31,07

*módulo incremental

3.1.1 Tensão Vertical Inicial

Antes de iniciar da movimentação do alçapão, as tensões verticais atuantes na base da caixa após a aplicação da sobrecarga, calculadas pela análise numérica, foram comparadas com as medidas experimentalmente e com as obtidas através da formulação da teoria clássica de Marston. A Figura 60 mostra que o resultado numérico foi sempre ligeiramente superior ao experimental. Esta pequena diferença, inferior a 14%, pode ser atribuída à eventual existência de atrito lateral na caixa, à aproximações do método numérico, etc. Apesar disto, os resultados numéricos foram considerados satisfatórios.

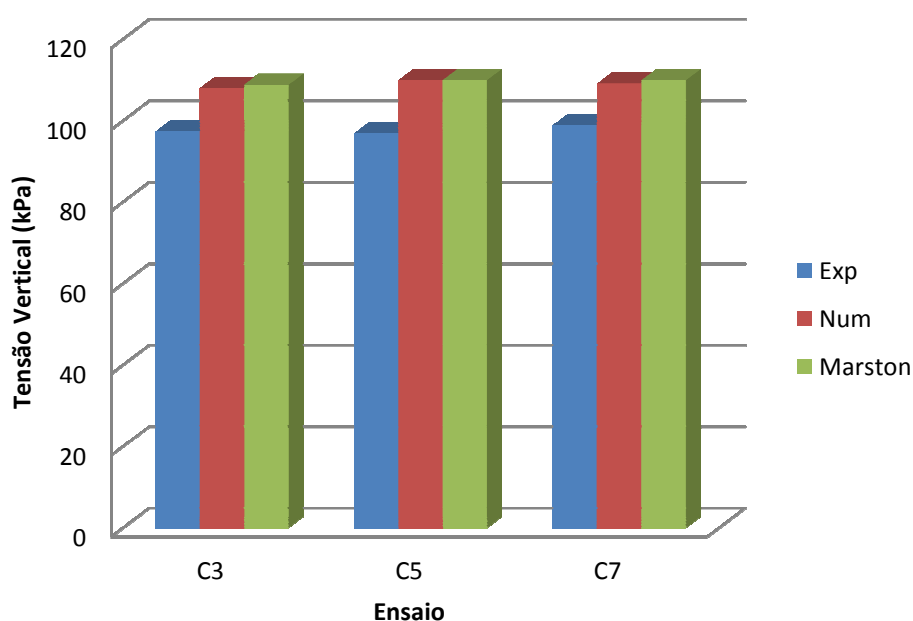


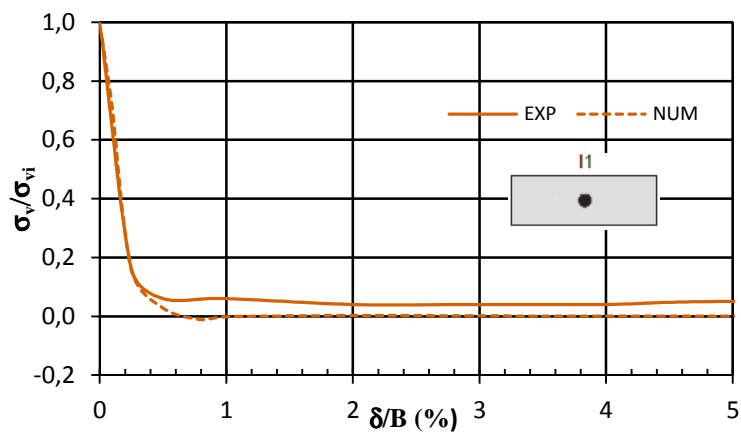
Figura 60 – Tensões medidas e tensões esperadas.

3.1.2 Simulação do Arqueamento Ativo

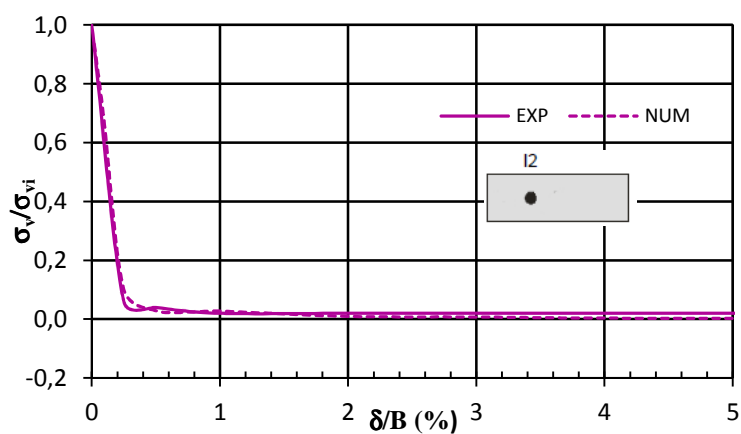
3.1.2.1 Tensões verticais no alçapão

Os resultados da evolução da tensão vertical, normalizada em relação à tensão vertical inicial (σ_v/σ_{vi}), com a movimentação do alçapão (deslocamentos, em relação à largura do alçapão - δ/B), nas posições I1, I2 e I3, estão apresentados na Figura 61. Um esboço simplificado dessas posições em relação ao alçapão está indicado na legenda da figura. Os dados foram obtidos com o maciço compacto ($D_r = 100\%$) submetido a uma sobrecarga de 100 kPa e com o alçapão com $L_v/B = 3$, ensaio C2.

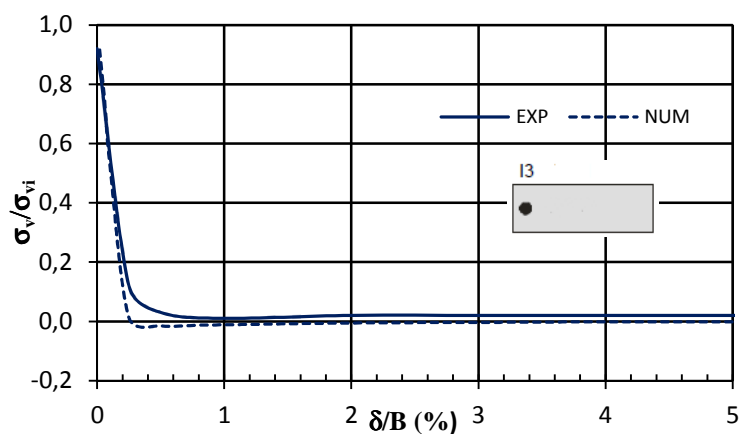
Observa-se que os resultados numéricos reproduziram de forma adequada o comportamento experimental, mostrando uma redução inicial abrupta de aproximadamente 70% da tensão inicial seguida de uma rápida estabilização. Semelhantemente aos modelos experimentais e numéricos anteriores (McNulty 1965, Koutsabeloulis e Griffiths 1989), as curvas não indicaram recuperação de carga, de modo que a tensão mínima é igual a tensão residual.



(a) Posição I1



(b) Posição I2



(c) Posição I3

Figura 61 – Tensão vertical normalizada vs deslocamento relativo do alçapão.
 Ensaio C2: $D_r = 100\%$ $q = 100$ kPa, alçapão $L_v/B = 3$.

3.1.2.2 Tensões verticais na região adjacente ao alçapão

Com a perda de suporte, a tensão vertical na região sobre o alçapão sofre redução abrupta e esses esforços são transferidos para a região adjacente. Com a progressão da movimentação, esse mecanismo vai sendo expandido para regiões mais distantes. No modelo físico, essa distância em planta foi superior a $5B$.

A Figura 62 mostra a redistribuição de tensão nas adjacências do alçapão, na aresta de maior comprimento, no ensaio C2 ($D_r = 100\%$ e $q = 100$ kPa). Os pontos I4 e I5 estão, respectivamente, a 20mm e 80mm da borda do alçapão (Figura 54). No ponto mais próximo ao alçapão (posição I4), ambos resultados numérico e físico mostram um acréscimo inicial de tensão seguido de redução acentuada. Experimentalmente foi registrado acréscimo máximo em torno de 10%, enquanto numericamente obteve-se um valor um pouco maior (da ordem de 20%).

No ponto mais distante ao alçapão (posição I5), devido ao processo de transferência de tensões, observa-se que o acréscimo de tensão vertical ocorre para deslocamentos maiores. Observa-se, também, que o alívio de tensão é inferior, mostrando que o efeito do arqueamento nessa região é muito menor.

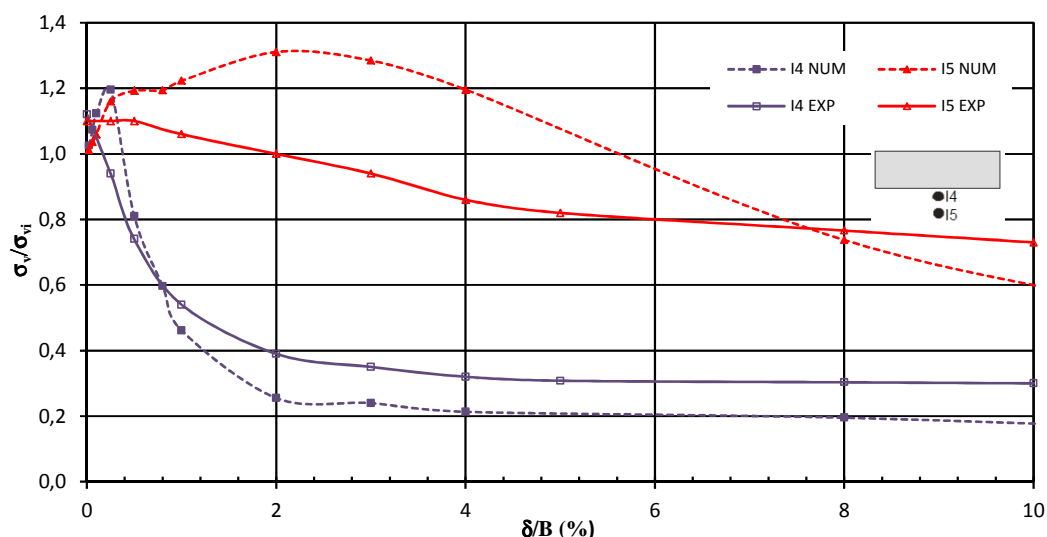


Figura 62 – Variação da tensão vertical no exterior do alçapão na direção transversal da caixa – Ensaio C2 $D_r = 100\%$ e $q = 100$ kPa alçapão $L_v/B = 3$.

Na outra direção, perpendicular à aresta de menor comprimento, foram analisadas as posições I6, I7, I8 e I9, distantes da borda do alçapão de 20mm, 73mm, 270,6mm e 466mm respectivamente (Figura 54).

Como indicado na Figura 63, a posição mais próxima ao alçapão (posição I6) apresenta comportamento similar ao observado na outra direção. No entanto, a diferença entre os resultados experimental e numérico foi mais pronunciada. No modelo físico o acréscimo de tensão vertical máximo foi em torno de 10% enquanto no PLAXIS esse acréscimo foi em torno de 40%. No decorrer dos deslocamentos, o resultado numérico foi convergindo para o experimental.

Esse pico observado no resultado numérico pode ser decorrente da grande deformação da malha de elementos nessa região devido ao deslocamento do alçapão. Essa diferença poderia ser reduzida se fosse feita uma maior discretização da malha. Entretanto, a utilização de uma malha mais densa provocaria um acréscimo muito grande do período de cálculo do programa, que já é extenso.

As regiões mais remotas, posições I7, I8 e I9, experimentaram apenas aumento de tensão. Esse acréscimo é maior em I7, suavizando à medida que a distância até o alçapão vai aumentando.

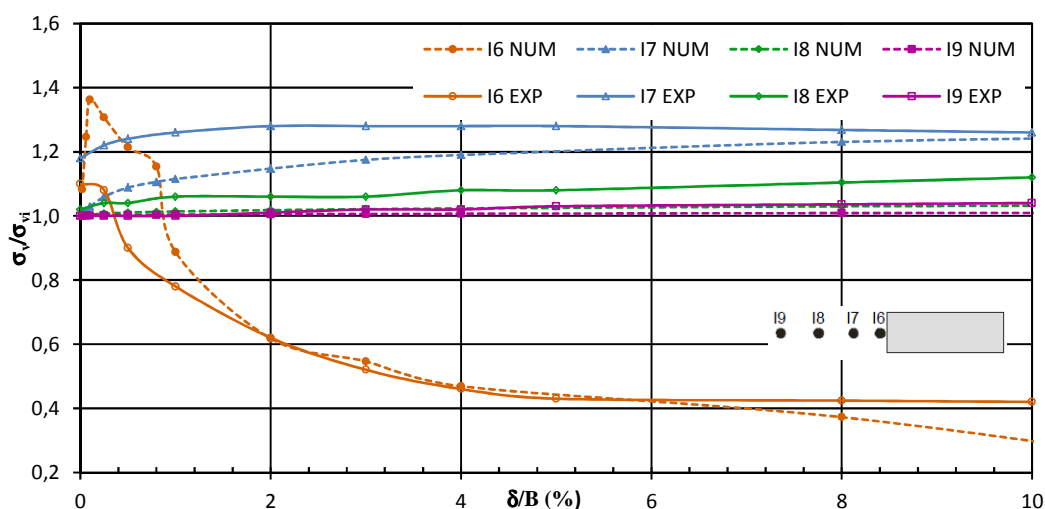
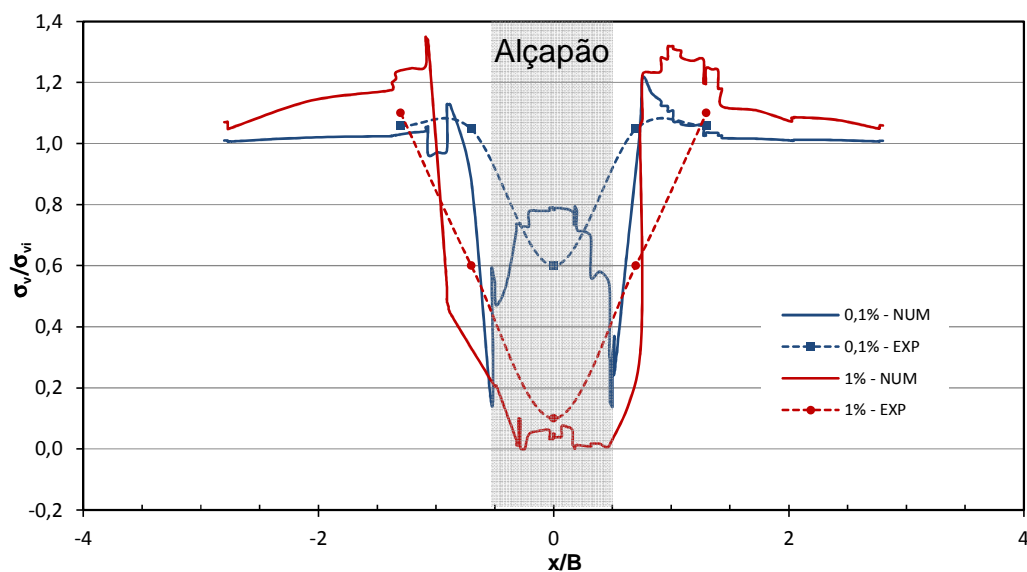


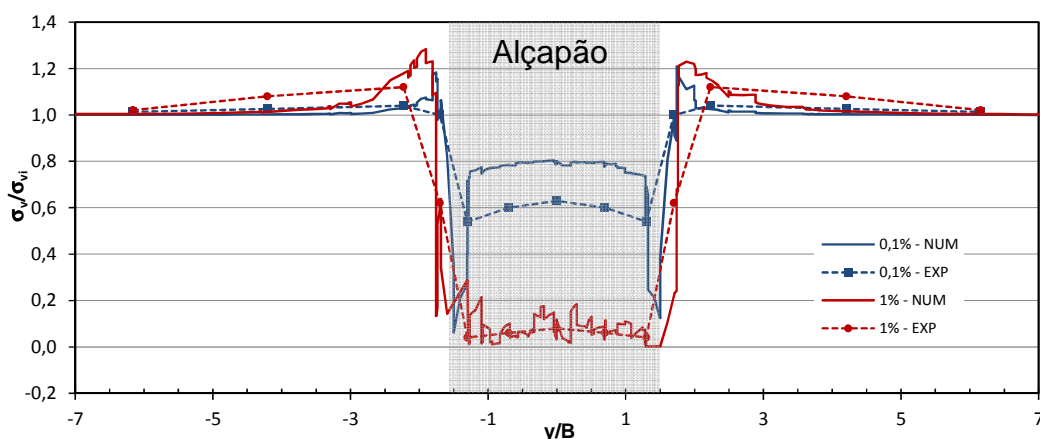
Figura 63 – Variação da tensão vertical no exterior do alçapão na direção longitudinal– Ensaio C2 $D_r = 100\%$ e $q = 100$ kPa alçapão $L/B = 3$.

A Figura 64 apresenta a distribuição normalizada da tensão vertical nas regiões dentro e fora do alçapão, na base da caixa, para os deslocamentos relativos δ/B iguais a 0,1% e 1%. Os resultados, tanto numérico quanto experimental, mostram que, em ambas as direções, a tensão no interior do alçapão sofre uma forte redução. No caso da modelagem numérica, como os resultados são contínuos, foi

possível observar que a redução da tensão vertical é mais acentuada junto às bordas do alçapão do que na região central.



(a) Transversal - posições I1, I4 e I5.



(b) Longitudinal - posições I1, I2, I3, I6, I7, I8 e I9.

Figura 64 – Distribuição das tensões verticais na base da caixa – Ensaio C3 $D_r = 50\%$ e $q = 100$ kPa alçapão $L_v/B = 3$.

3.1.2.3 Perfil de tensões verticais acima do alçapão

A Figura 65 mostra a evolução da tensão vertical, normalizada em relação à tensão vertical inicial (σ_v/σ_{vi}), com a movimentação do alçapão (deslocamentos, em relação à largura do alçapão - δ/B), para alguns pontos no interior da massa, posicionados ao longo do eixo de simetria (perfil I1) no ensaio C3 ($D_r = 50\%$ e $q =$

100 kPa). A altura H_e é medida em função da base da caixa e está indicada em relação à largura B do alçapão.

A distribuição das tensões fornecida pelo PLAXIS foi bastante semelhante à distribuição medida no modelo físico. Em ambos os casos pode-se constatar que o efeito do arqueamento diminui com distância com relação ao alçapão (o aumento de H_e/B) e que com o distanciamento da base a tensão normalizada tende a uma reta horizontal, com $\sigma_v/\sigma_{vi} = 1$. Essa reta corresponde à altura a partir da qual o deslocamento do alçapão não causa alívio da tensão vertical devido ao arqueamento.

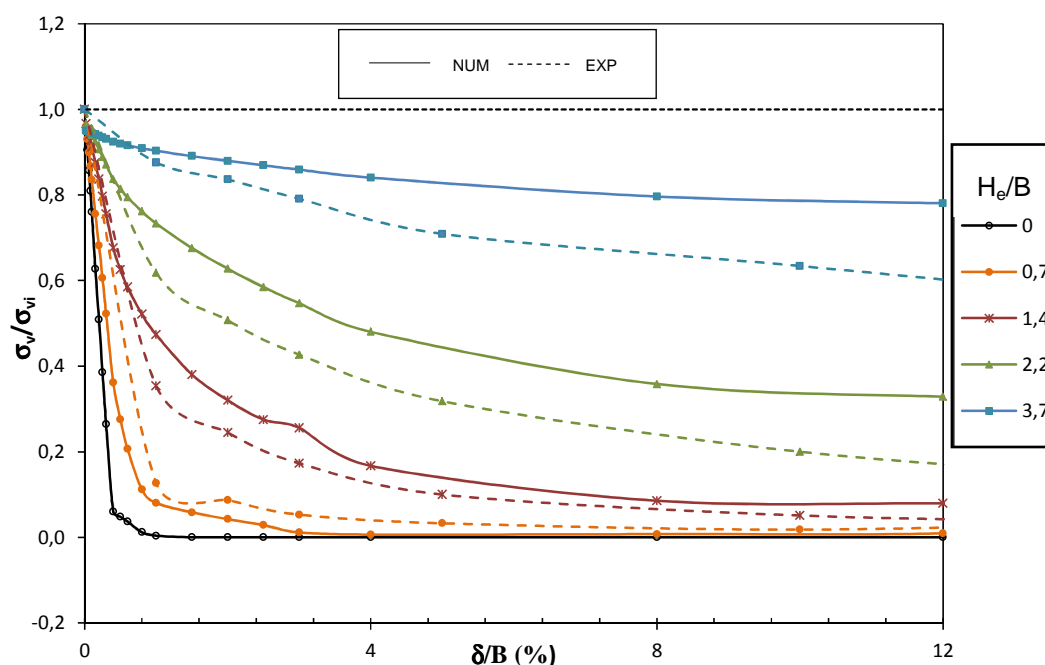


Figura 65 – Variação da tensão vertical em um perfil vertical no centro do alçapão
Ensaio C3: $D_r = 100\%$ $q = 100$ kPa, alçapão $L_v/B = 3$.

O plano de igual recalque (PIR), isto é, a altura do plano ao longo do qual o recalque da massa de solo sobre o alçapão se iguala ao recalque da massa exterior, foi avaliada experimentalmente através do perfil de tensão sobre o alçapão. A altura máxima de influência do deslocamento do alçapão encontra-se entre 4 e 5B, de acordo com o deslocamento imposto. A Figura 66 mostra o perfil vertical de deslocamento na seção transversal no centro da caixa obtido numericamente para um deslocamento relativo de 4%. Observa-se que o PIR ocorre a partir de uma distância da ordem de 5B, aproximadamente.

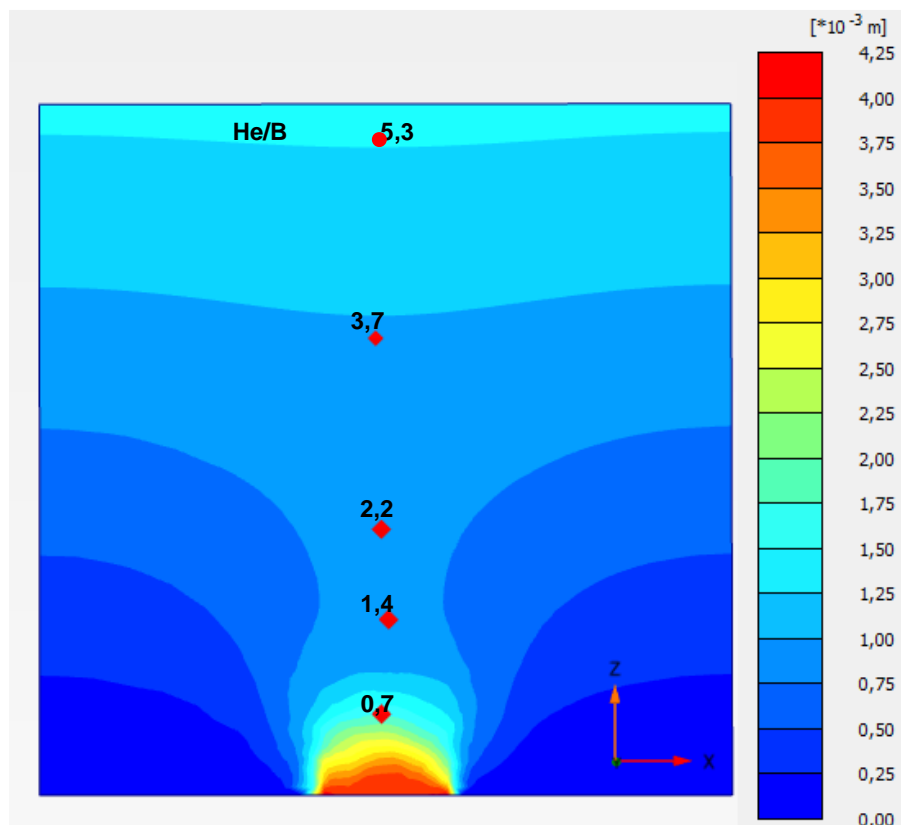


Figura 66 – Perfil vertical de deslocamento na seção transversal no centro da caixa.
 $\delta/B = 4\%$ - Ensaio C3: $D_r = 100\%$ $q = 100$ kPa, alçapão $L_v/B = 3$

3.1.2.4 Influência da densidade do solo (C2 vs C3)

O efeito da densidade do solo sobre o fenômeno de arqueamento foi estudado a partir da comparação dos ensaios C2 ($D_r = 100\%$) e C3 ($D_r = 50\%$), representando o estado compacto e o fofo respectivamente.

Observa-se na Figura 67 que a variação da tensão vertical no centro do alçapão é bastante semelhante nos estados fofo e compacto. A maior diferença entre os resultados ocorre em $\delta/B = 1\%$, aproximadamente, onde se observa uma redução ligeiramente mais acentuada da tensão na curva pertencente a $D_r = 100\%$. O mesmo comportamento foi observado no modelo experimental.

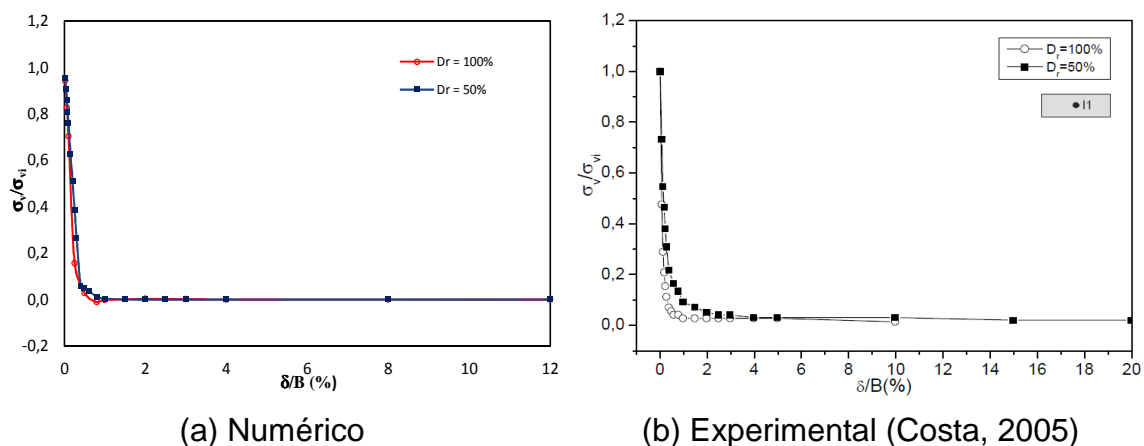


Figura 67 – Variação da tensão vertical no centro do alçapão para $D_r = 50\%$ e 100% em arqueamento ativo.

A Figura 68 mostra a influência da densidade relativa nas proximidades do maior lado do alçapão. Na posição I5, a 80mm de distância da borda do alçapão, o modelo numérico, diferentemente do experimental, indica que esta influência é significativa. O acréscimo da tensão é praticamente o mesmo para ambas as densidades, mas a partir de aproximadamente $\delta/B = 2\%$ as tensões correspondentes ao estado fofo tornam-se inferiores, em torno de 30%, voltando a ser superior após $\delta/B = 6\%$. Na posição I4, a influência da densidade foi relativamente pequena.

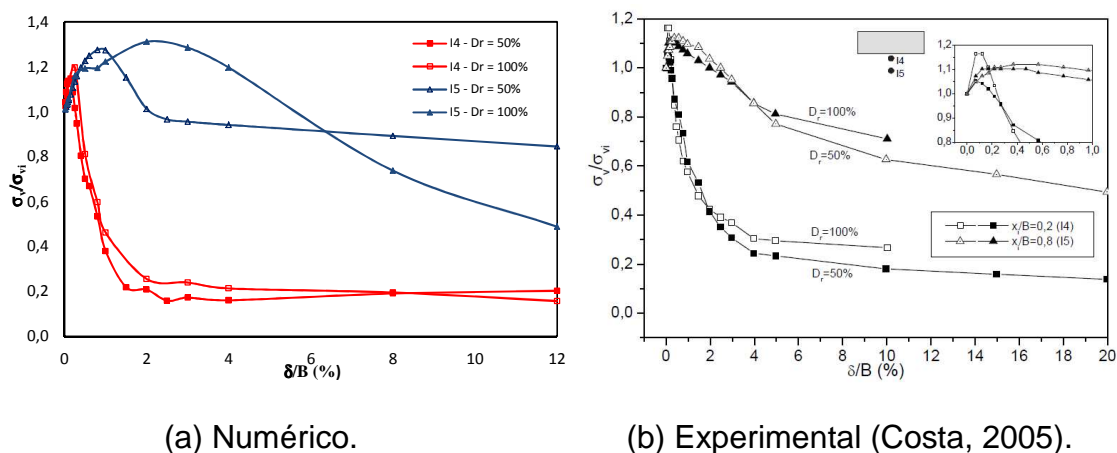


Figura 68 – Influência da densidade relativa do solo na região adjacente ao maior lado do alçapão com $L_v/B = 3$; $H_e/B = 0$; $q = 100\text{kPa}$.

Nas proximidades do menor lado do alçapão, no modelo numérico, foi observada pouca variação da tensão em virtude da densidade do solo na posição I7. A influência maior foi observada na posição I6, a 20mm da borda do alçapão (Figura 69), onde, assim como no modelo experimental, a tensão no estado compacto, foi superior do início ao fim da movimentação do alçapão.

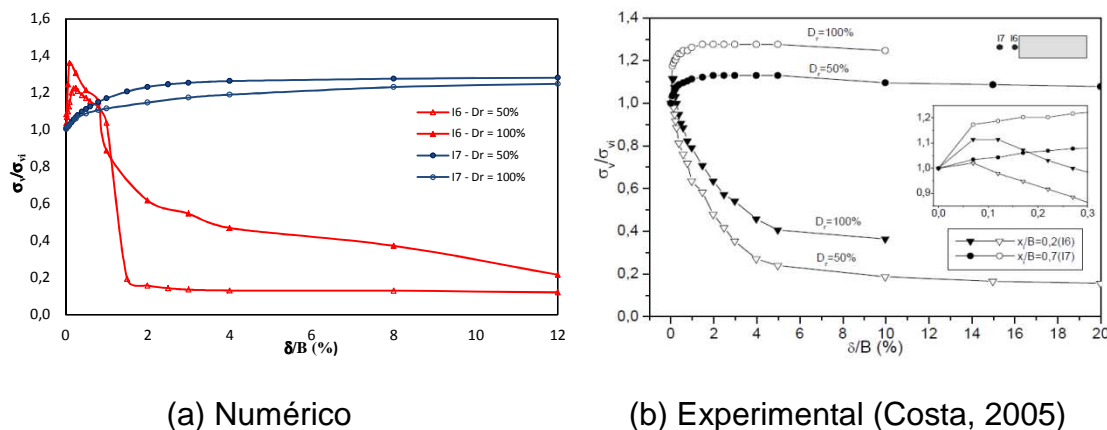


Figura 69 – Influência da densidade relativa do solo na região adjacente ao menor lado do alçapão com $L_v/B = 3$; $H_e/B = 0$; $q = 100\text{kPa}$.

3.1.3 Simulação do Arqueamento Passivo

Na simulação do arqueamento passivo, optou-se por utilizar os mesmos parâmetros do solo adotados no arqueamento ativo, apesar do Modelo de Mohr-Coulomb não possuir um mecanismo de correção do módulo de deformabilidade em função da trajetória de tensão.

3.1.3.1 Tensões Verticais na base

Os resultados da evolução da tensão vertical, normalizada em relação à tensão vertical inicial (σ_v/σ_{vi}), com a movimentação do alçapão (deslocamentos, em relação à largura do alçapão - δ/B), nas posições I1, I2 e I3, estão apresentados na Figura 70. Os dados foram obtidos com o maciço compacto ($D_r = 100\%$) submetido a uma sobrecarga de 100 kPa e com o alçapão com $L_v/B = 3$, ensaio C5. O sinal negativo dos deslocamentos indica que a estrutura está sendo movimentada em direção ao solo.

Cabe ressaltar que, caso o módulo de deformabilidade fosse reduzido para melhor representar a nova trajetória de tensão (arqueamento passivo), a distância entre as curvas experimental e numérica ficaria mais acentuada.

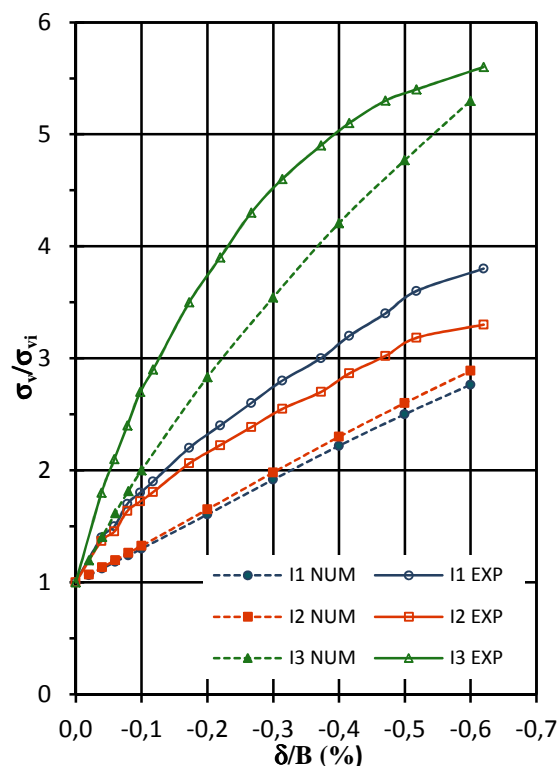


Figura 70 – Variação da tensão vertical no interior do alçapão – Ensaio C5 $D_r = 100\%$ e $q = 100$ kPa com alçapão $L_v/B = 3$.

Nas três posições, I1, I2 e I3, os resultados numéricos apresentaram acréscimos de tensão inferiores aos verificados experimentalmente. No entanto, em ambos os modelos, ao final do ensaio a tensão vertical foi em torno de 3 vezes a tensão inicial, nas posições I1 e I2, e de 5 vezes, na posição I3.

3.1.3.2 Tensões verticais na região adjacente ao alçapão

A redistribuição das tensões nas adjacências do alçapão, para o ensaio C5, é apresentada na Figura 71. Os pontos I4 e I5 estão (Figura 54), respectivamente, a 65mm e 125mm da borda do alçapão. Na outra direção, foram analisadas as posições I6, I7, I8 e I9 (Figura 54) distantes da borda do alçapão de 20mm, 73mm, 270,6mm e 466mm respectivamente. Os resultados numéricos e experimentais foram bem próximos e indicaram, mais uma vez, que quanto mais distante do alçapão menor é a sua influência. No modelo físico, essa distância em planta foi superior a $5B$; distância essa análoga à observada na vertical (Figura 66).

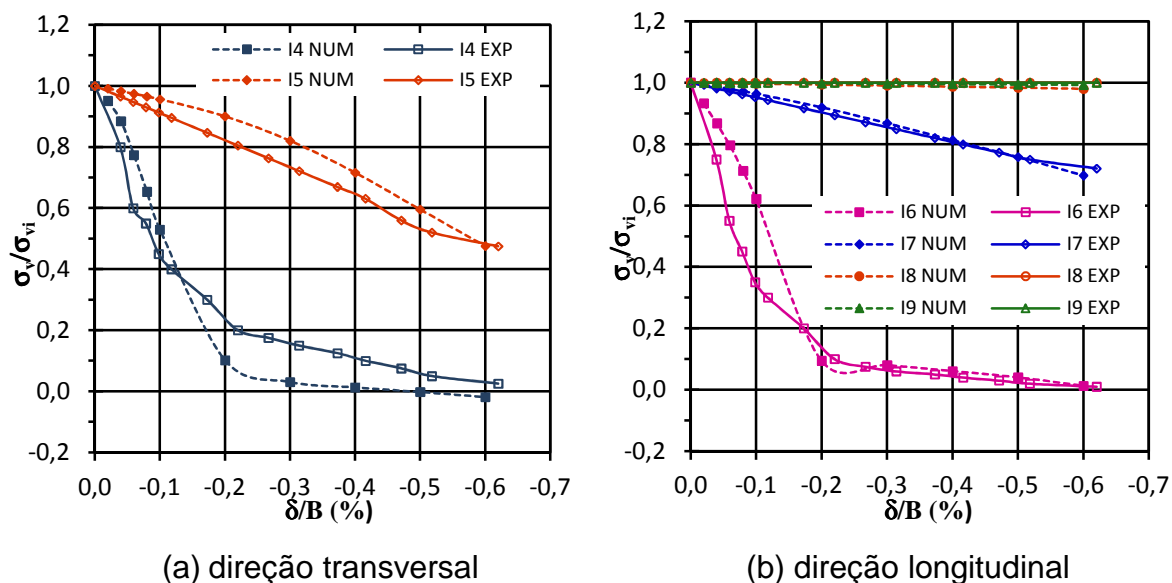
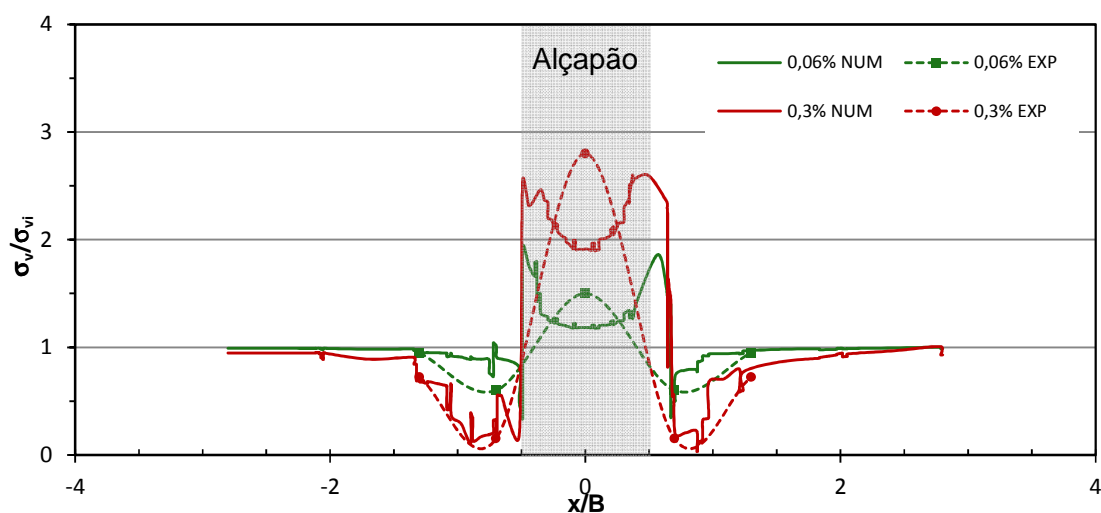
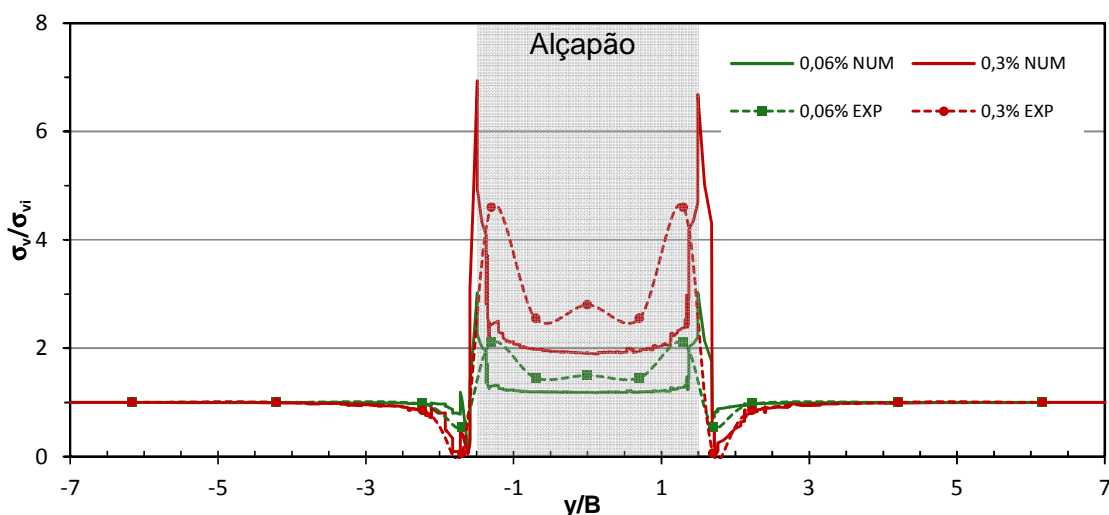


Figura 71 – Variação das tensões no exterior do alçapão – Ensaio C5 $D_r = 100\%$ e $q = 100$ kPa com alçapão $L_v/B = 3$.

A Figura 72 apresenta a distribuição normalizada da tensão vertical dentro e fora do alçapão, na base da caixa, para os deslocamentos relativos δ/B iguais a 0,06 e 0,3%. Observa-se que a previsão numérica mostrou-se satisfatória, principalmente no exterior do alçapão. Como esperado, as maiores variações de tensão foram registradas no centro e próximo às extremidades do alçapão. Os resultados contínuos da modelagem numérica mostram aumentos mais significativos junto às bordas do alçapão do que na região central.



(a) Transversal



(b) Longitudinal

Figura 72 – Distribuição das tensões verticais na base da caixa – Ensaio C5 $D_r = 100\%$ e $q = 100$ kPa com alçapão $L_v/B = 3$.

3.1.3.3 Perfil de tensões verticais acima do alçapão

A Figura 73 compara a previsão tensão vertical, normalizada em relação à tensão vertical inicial (σ_v/σ_{vi}), com a movimentação do alçapão (deslocamentos, em relação à largura do alçapão - δ/B) em ensaios com alçapões de diferentes dimensões. O alçapão retangular manteve, como esperado, o mesmo padrão observado na base com a previsão numérica inferior à determinação experimental

(Figura 73a). Adicionalmente, o modelo numérico mostrou que a influência da movimentação do alçapão, apesar de ser bastante acentuada, se restringe a alturas inferiores a $3B$.

Já no ensaio com alçapão quadrado (Figura 73b), as diferenças entre os resultados numérico e experimental só ocorrem na base; a partir de uma altura de 3mm da base ($H_e/B = 0,3$) os resultados tornam-se bastante próximos. Apesar da redução da dimensão longitudinal do alçapão, a influência da sua movimentação manteve-se inalterada; isto é $H_e/B = 3$.

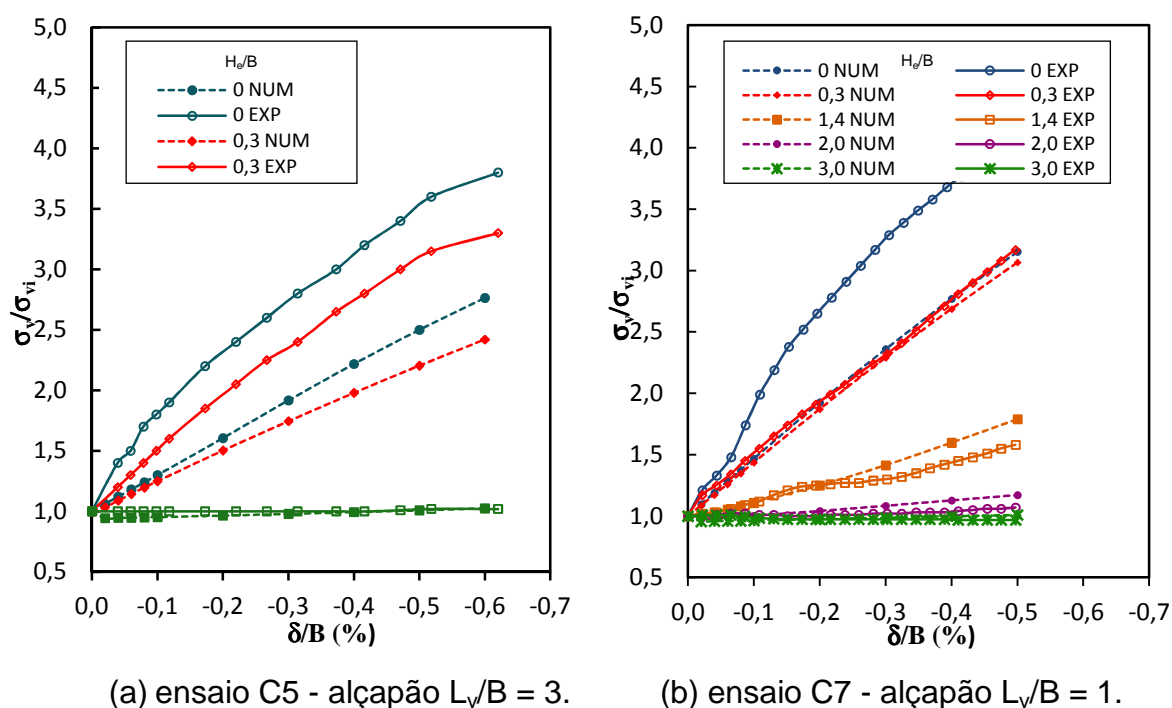
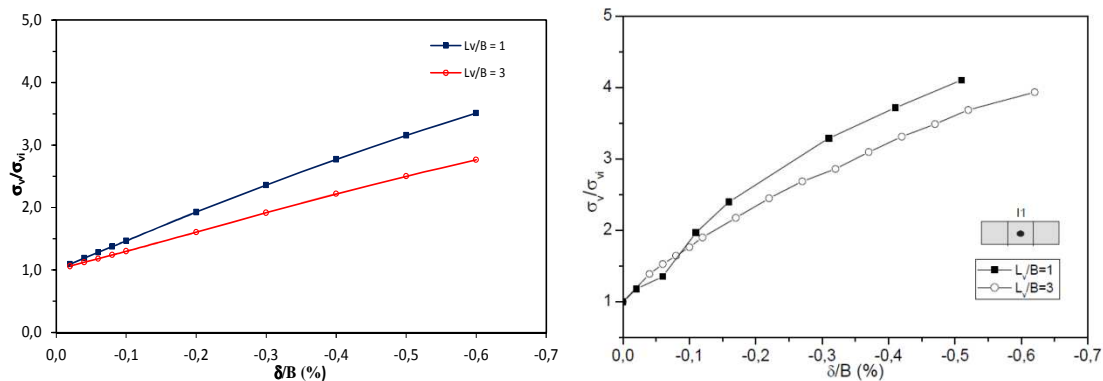


Figura 73 – Variação da tensão vertical em um perfil vertical no centro do alçaço; $D_r = 100\%$ e $q = 100 \text{ kPa}$.

3.1.3.4 Influência da geometria do alçaço (C5 vs C7)

A Figura 74 compara a variação da tensão vertical obtida na posição I1 com o alçaço quadrado ($L_v/B = 1$) e o retangular ($L_v/B = 3$). Os dados são referentes aos ensaios com $D_r = 100\%$ e $q = 100\text{kPa}$, em arqueamento passivo. Observa-se que no modelo numérico, da mesma forma que no experimental, o alçaço quadrado forneceu tensões maiores ao longo dos deslocamentos aplicados.

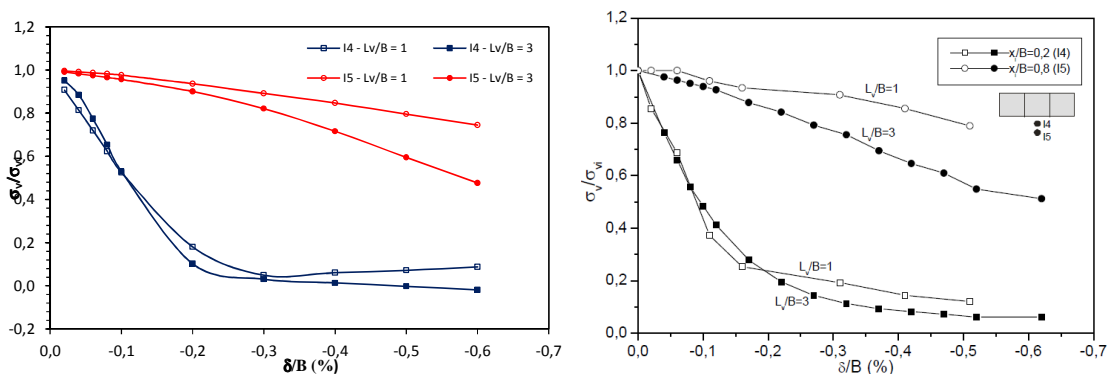


(a) Numérico.

(b) Experimental (Costa, 2005).

Figura 74 – Comportamento da tensão vertical no centro do alçapão retangular e do quadrado, em arqueamento passivo; $D_r = 100\%$ e $q = 100$ kPa.

A variação da tensão vertical no exterior do alçapão foi pouco influenciada pela geometria da estrutura, como pode ser observado nas Figura 75 e Figura 76. A tensão vertical com o alçapão quadrado foi maior em todas as posições observadas, mostrando que a queda da tensão é um pouco mais acentuada com o alçapão retangular.



(a) Numérico.

(b) Experimental (Costa, 2005).

Figura 75 – Comportamento da tensão vertical no exterior do alçapão retangular e do quadrado, na transversal, em arqueamento passivo; $D_r = 100\%$ e $q = 100$ kPa.

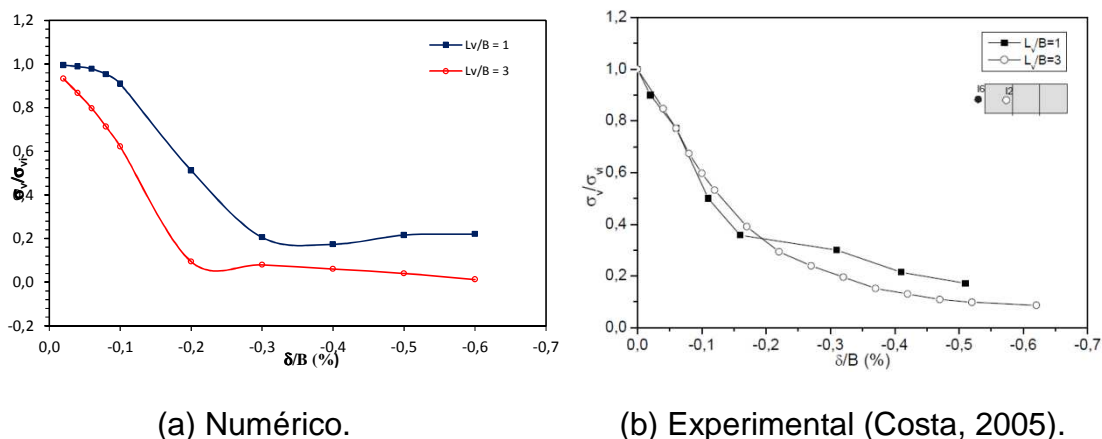


Figura 76 – Comportamento da tensão vertical no exterior do alçapão retangular e do quadrado, na longitudinal, em arqueamento passivo; $D_r = 100\%$ e $q = 100 \text{ kPa}$.

3.1.4 Estado Ativo vs Estado Passivo

A Figura 77 compara o comportamento da tensão vertical no centro do alçapão retangular obtido nos ensaios ativo e passivo, com $D_r = 100\%$ e $q = 100 \text{ kPa}$. No estado ativo, a tensão rapidamente converge para um valor mínimo ainda no início da translação do alçapão. Por outro lado, no estado passivo, a curva não apresenta estabilização da tensão na faixa de deslocamentos impostos. Seriam necessários deslocamentos muito superiores para a condição passiva ser totalmente mobilizada.

A Figura 78 compara a variação da tensão nas condições ativa e passiva no exterior do alçapão retangular. Observa-se que a queda da tensão é mais acentuada no estado passivo. Nesse caso, a condição passiva apresenta estabilização da tensão para deslocamentos menores do que na condição ativa.

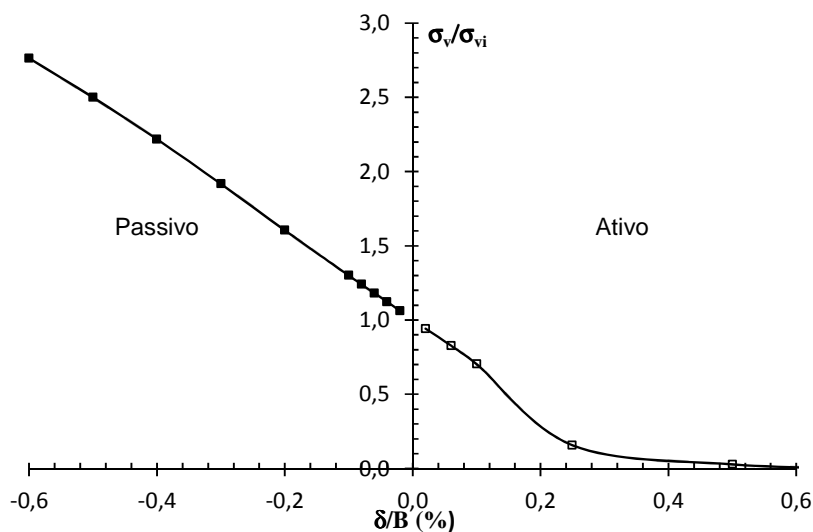


Figura 77 – Variação da tensão no centro do alçapão com o deslocamento em arqueamento ativo e passivo. $D_r = 100\%$ e $q = 100$ kPa.

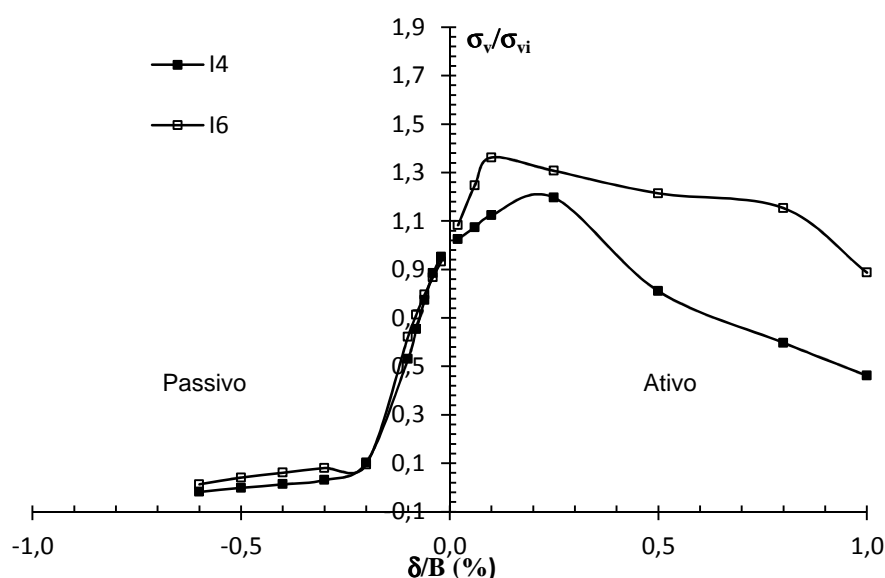


Figura 78 – Variação da tensão no exterior do alçapão com o deslocamento em arqueamento ativo e passivo. $D_r = 100\%$ e $q = 100$ kPa.

3.2 Ensaio com Duto

Foram simulados dois testes com dutos; o primeiro considerando o arqueamento ativo - perda de apoio (Ensaio D7) e, o segundo, o arqueamento passivo - elevação (Ensaio E6). Em ambos os casos, a densidade relativa (D_r) foi de 50%, a sobrecarga (q) igual a 100kPa e as dimensões do alçapão iguais a 300mm de comprimento por 100mm de largura ($L_v/B = 3$). Essas características foram

idênticas às do ensaio C3, realizado sem duto. Nesses ensaios, foram analisadas as deflexões na parede do duto e a variação da tensão no solo ao seu redor, decorrente da movimentação do alçapão.

3.2.1 Análises Preliminares

Analogamente aos estudos dos ensaios sem dutos, as primeiras análises indicaram que os resultados numéricos eram significativamente maiores do que os do modelo físico. As diferenças da ordem de 40% eram observadas entre as curvas experimental e numérica de tensão vertical normalizada vs deslocamento do alçapão (Figura 79). Essa mesma diferença havia sido observada na simulação dos ensaios sem duto e tinha levado à necessidade de redução em 15% no ângulo de atrito e módulo de elasticidade, além da adoção do aumento da rigidez com a profundidade. Diferença semelhante era observada entre as curvas experimental e numérica de deflexão do duto, sobretudo na região de influência do alçapão (Figura 80).

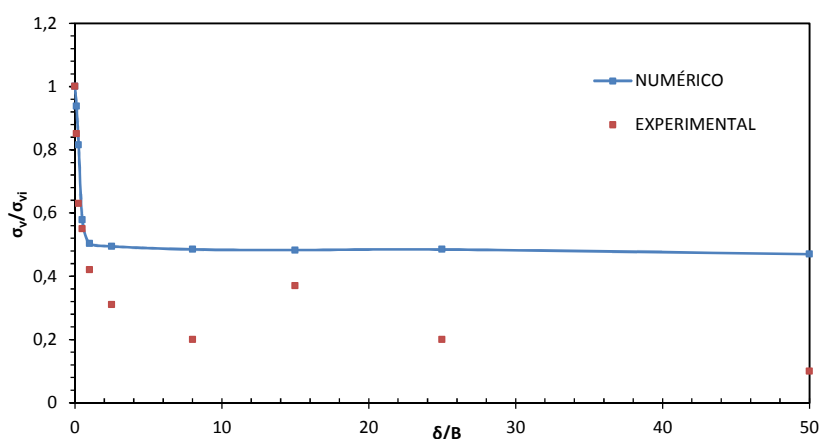


Figura 79 – Variação da tensão vertical no topo do duto ao longo da translação do alçapão, no modelo MC. Ensaio D7 (perda de apoio).

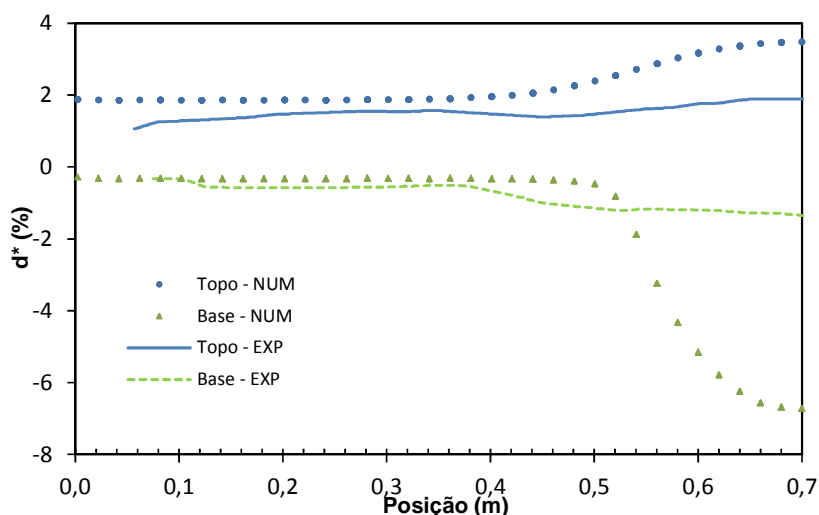


Figura 80 – Deflexão da base e do topo do duto ao longo de seu comprimento para $\delta/B = 1\%$, no modelo MC. Ensaio D7 (perda de apoio).

Na simulação dos ensaios com duto, a maior dificuldade foi ajustar os resultados fornecidos pelo programa de forma a melhorar tanto a variação da tensão quanto a deflexão do duto. Para reduzir a deflexão no modelo numérico, era necessário aumentar a resistência do solo, ou seja, aumentar o ângulo de atrito. Entretanto, essa variação no ângulo de atrito influencia a variação da tensão ao longo da movimentação do alçapão. No estado ativo (perda de suporte), por exemplo, o aumento do ângulo de atrito faz com que a variação da tensão seja menor, aumentando a diferença entre a curva numérica e a experimental.

Utilizando-se valores de ângulo de atrito da ordem de 35% maiores e valores de módulo de deformabilidade da ordem de 70% maiores que os iniciais, no modelo MC, observou-se uma redução considerável das deflexões, apesar de permanecerem superiores às medidas no modelo experimental. As curvas numéricas de tensão vs deslocamento do alçapão se mantiveram superiores às experimentais.

O fato de os resultados numéricos consistentemente superarem os dados experimentais conduziu à revisão do modelo constitutivo adotado nas análises. Apesar de o modelo Mohr-Coulomb apresentar resultados satisfatórios de variação de tensão nos ensaios sem duto, seu comportamento linear perfeitamente plástico não se mostrou apropriado para representar a variação das tensões e das deflexões. Como o programa PLAXIS dispõe de outros modelos constitutivos, optou-se por

experimental, para os testes com duto, o modelo Hardening Soil (HS), cujas principais vantagens são: incorporação da variação do módulo de deformabilidade com o nível de tensão e a correção dos módulos de deformação iniciais para condições de descarregamento.

A escolha do módulo de elasticidade de referência (E_{50}) do modelo HS foi feita através da equação 47, considerando que o módulo inicial (E_i) é igual a duas vezes E_{50} . Os parâmetros adimensionais k e n , presentes nessa equação, foram retirados do manual de estimativa de parâmetros. Nesse manual, para areia uniforme, o parâmetro n é igual a 0,5 e o parâmetro k varia de 300 a 1200. Adotou-se k igual a 732, mais adequado dentro da faixa de valores de módulo de deformabilidade presentes na Tabela 17, o que forneceu um E_{50} igual a 36,8 MPa. Adotou-se, também, nessas análises o ângulo de atrito de pico ao invés do crítico. Os demais parâmetros utilizados no modelo foram mantidos, conforme Tabela 21.

Nesses ensaios, o modelo HS se mostrou mais adequado dentro desse pequeno ajuste dos parâmetros (Figura 81). As análises apresentaram boa concordância nas curvas de tensão vs deslocamento do alçapão. No entanto, os valores de deflexão fornecidos pelo modelo numérico permaneceram superiores aos observados no modelo experimental.

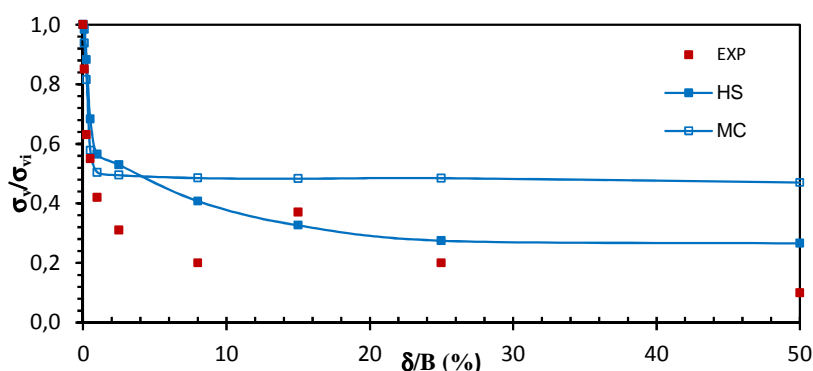


Figura 81 – Comparação entre a variação da tensão no topo do duto fornecida pelos modelos HS e MC.

Ainda assim os resultados não foram considerados satisfatórios. Novas análises foram realizadas introduzindo-se o elemento de interface. Adicionalmente, foram adicionados, aos parâmetros da areia, os limites de variação do índice de vazios ($e_{max} = 0,87$ e $e_{min} = 0,50$).

Inicialmente, admitiu-se o elemento de interface presente exclusivamente no contato alçapão-duto. Essa alternativa acarretou na não movimentação do solo; em outras palavras, o elemento de interface não transmitia ao solo os deslocamentos prescritos no alçapão. A segunda alternativa foi introduzir, verticalmente, uma interface em todo perímetro do alçapão. Esta interface gerava planos verticais no entorno do alçapão até a base do duto.

3.2.2 Perda de Apoio Localizada (Série D)

Da série de ensaios com duto submetido à perda de apoio localizada, foi selecionado um único ensaio, em que a sobrecarga aplicada foi de 100 kPa e a densidade relativa igual a 50%. As tensões no duto foram medidas nas posições indicadas na Figura 55, reproduzidas na Figura 82. Nesta figura estão também mostrados os pontos onde foram medidos os deslocamentos. No modelo numérico, os deslocamentos foram registrados nos pontos 1, 3 e 5, correspondentes, respectivamente, à base, à linha d'água e ao topo do duto. Um deslocamento positivo significa que o ponto moveu-se para o centro do tubo.

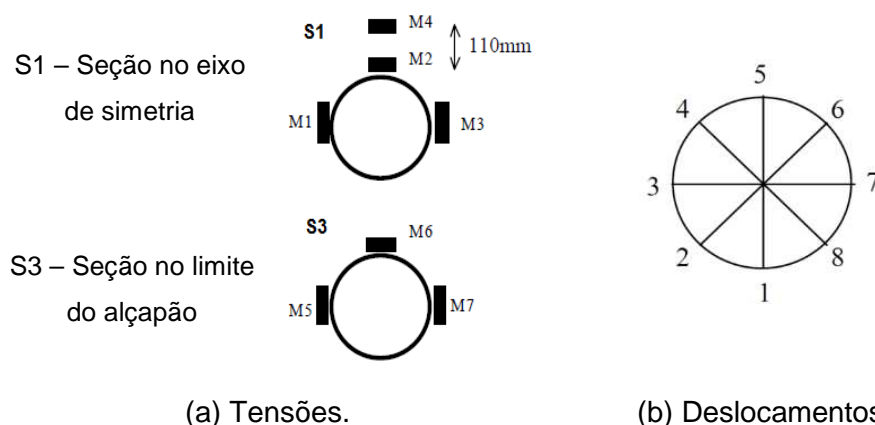
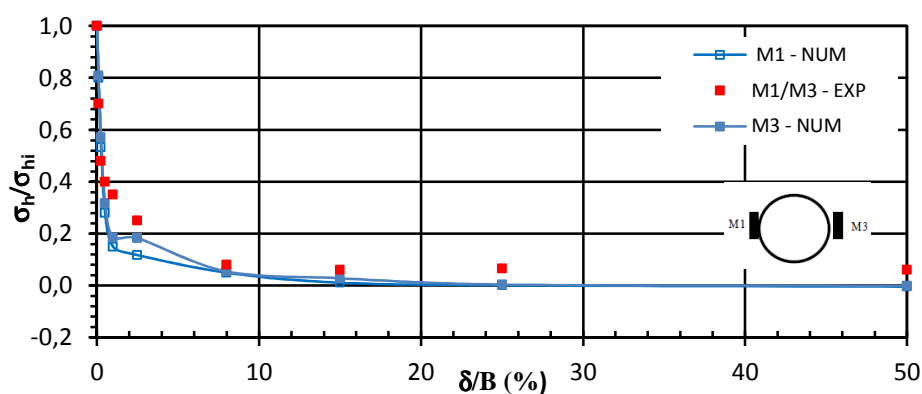


Figura 82 – Pontos de medida da deformação do tubo de PVC.

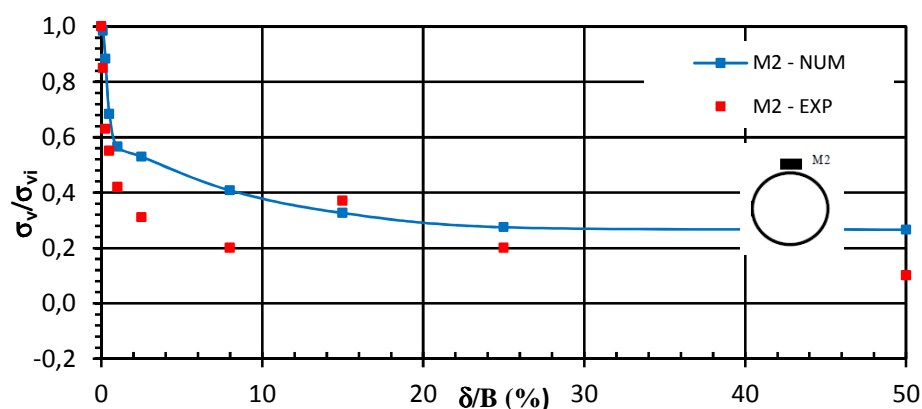
3.2.2.1 Tensões no Solo ao Redor do duto

A Figura 83 compara a evolução da tensão, normalizada em relação à tensão inicial, com a movimentação do alçapão (deslocamentos, em relação à largura do

alçapão - δ/B), correspondentes às posições M1 a M3, na seção transversal S1. Nas posições M1 e M3, mediu-se a tensão horizontal atuante próximo à linha d'água e no ponto M2 mediu-se a tensão vertical atuante sobre o topo do duto. Independentemente da posição do instrumento de medida, todas as curvas mostraram uma redução acentuada da tensão, no início do processo de movimentação do alçapão. Esta redução é, como esperado, menos acentuada no ponto acima do duto. A maior rigidez do duto, comparada com a do solo, reduz a transmissão das deformações na região acima do duto. Já as posições laterais (M1 ou M3) são menos afetadas pela presença do duto e têm um comportamento mais próximo ao dos ensaios sem duto (Série C).



(a) Posição M1 e M3.

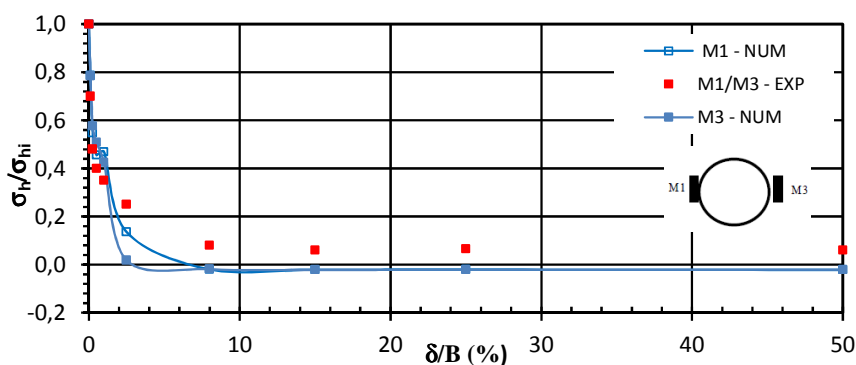


(b) Posição M2.

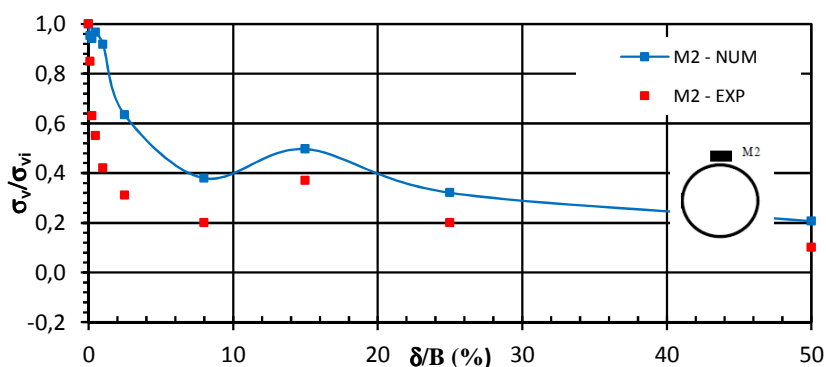
Figura 83 – Variação da tensão no solo em torno da seção S1; numérico x experimental (sem o elemento de interface).

A Figura 84 apresenta a variação da tensão vertical com o deslocamento do alçapão, na seção S1, obtida após a inclusão do elemento de interface no entorno

do alçapão. Observa-se uma melhor conformação das curvas numéricas com os resultados experimentais.



(a) Posição M1 e M3.

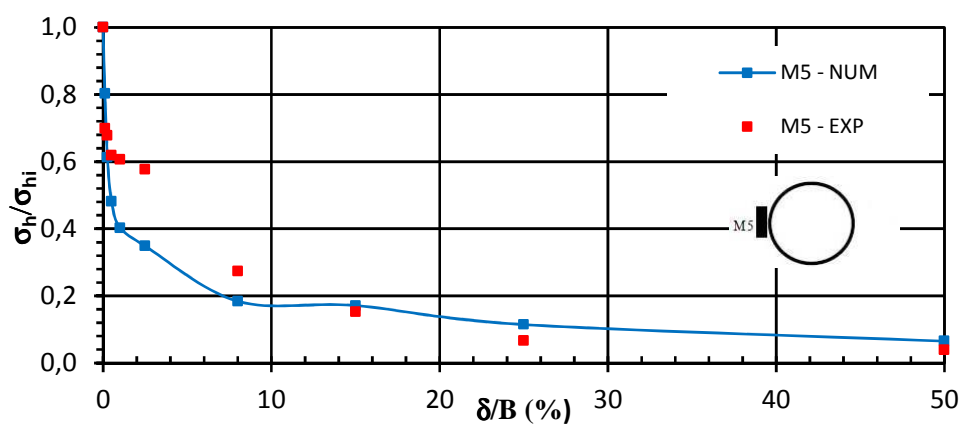


(b) Posição M2.

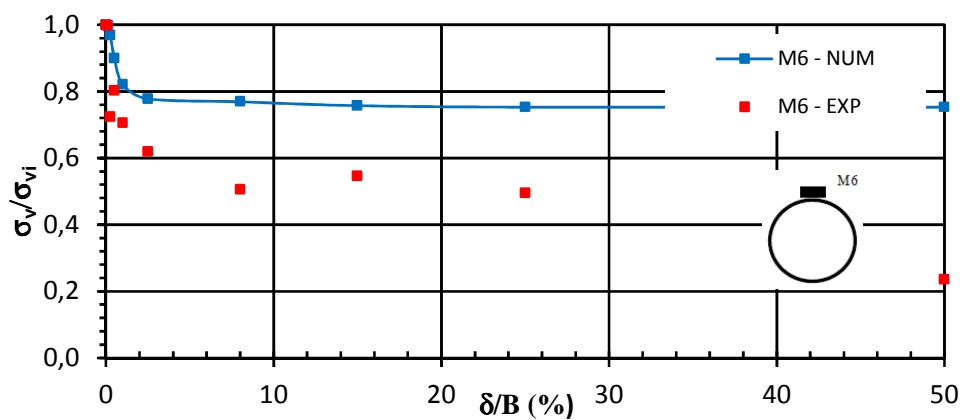
Figura 84 – Variação da tensão no solo em torno da seção S1; numérico x experimental (com o elemento de interface).

Na seção S3, posicionada no limite do alçapão, o comportamento normalizado das tensões vertical e horizontal, Figura 85, foi semelhante ao observado em S1, seguindo a mesma tendência. A variação das tensões no solo foi um pouco menor, principalmente no topo do duto, na posição M6. Em todas as posições analisadas verificou-se uma grande proximidade entre os resultados numéricos e experimentais. A maior diferença foi observada na posição M6, onde, a partir do deslocamento relativo de 8%, no modelo numérico a tensão estabiliza e no experimental a tensão sofre um ligeiro acréscimo seguido de uma queda gradual.

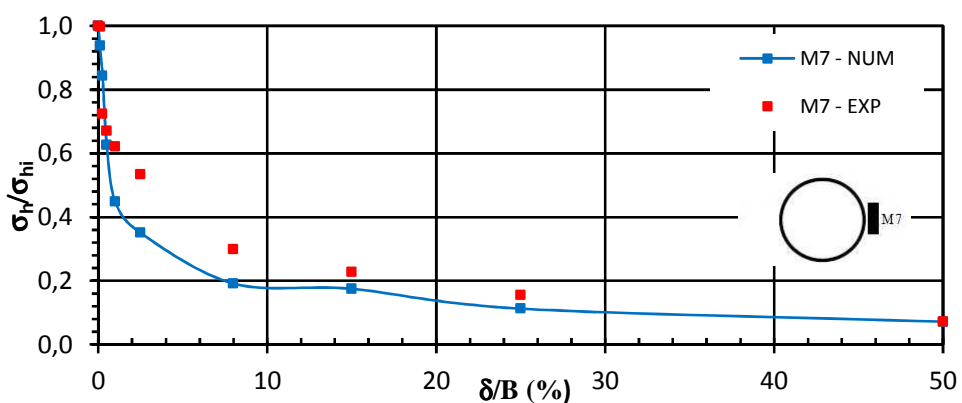
De forma análoga a seção S1, a inclusão do elemento de interface proporcionou melhor compatibilidade entre as curvas numérica e experimental.



(a) Posição M5.

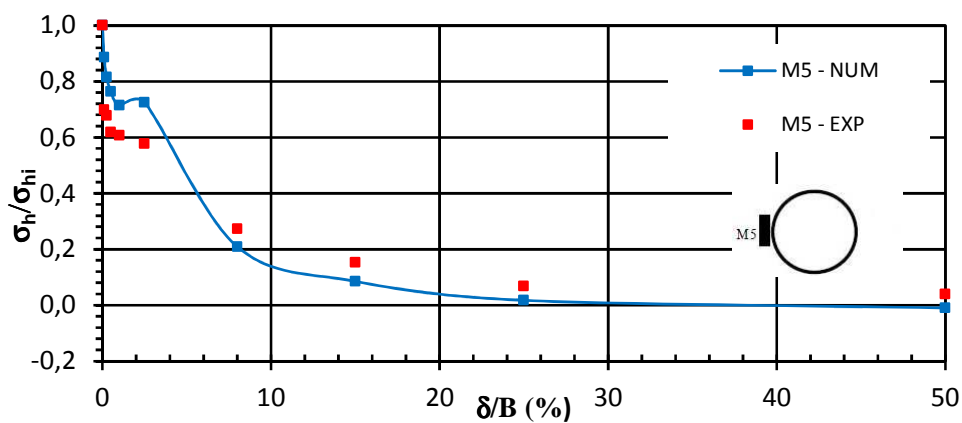


(b) Posição M6.

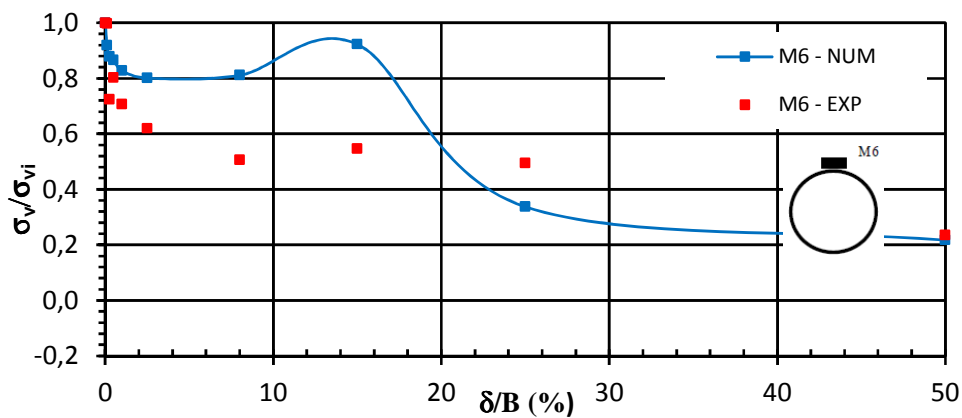


(c) Posição M7.

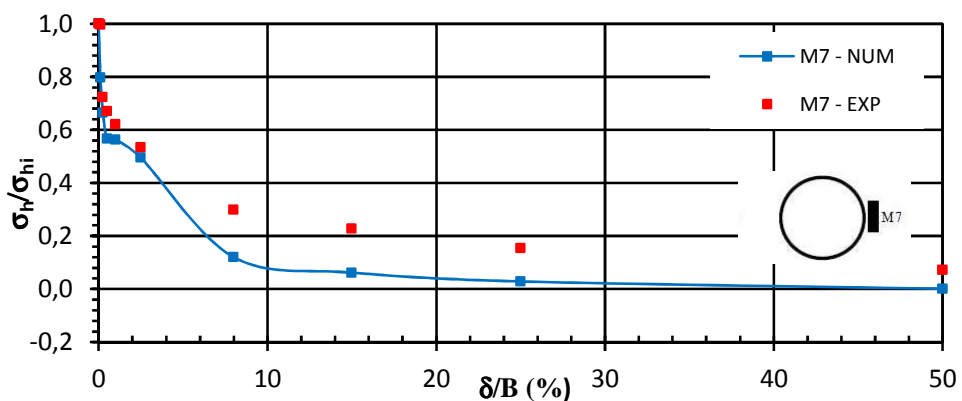
Figura 85 – Variação da tensão normalizada no solo em torno da seção S3; numérico x experimental (sem o elemento de interface).



(a) Posição M5.



(b) Posição M6.



(c) Posição M7.

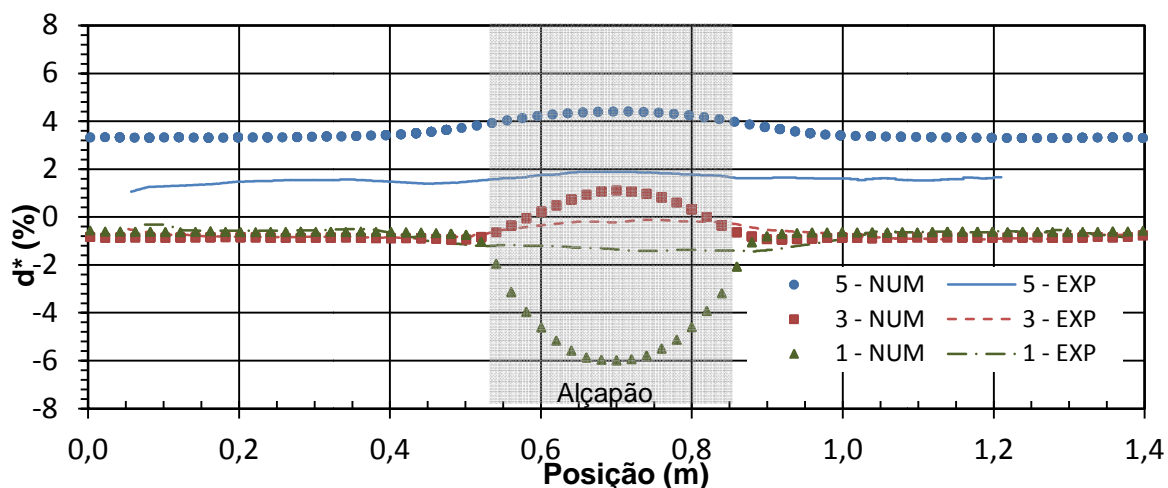
Figura 86 – Variação da tensão normalizada no solo em torno da seção S3; numérico x experimental (com o elemento de interface).

3.2.2.2 Deflexões do duto

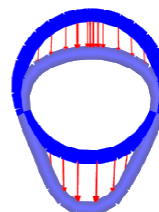
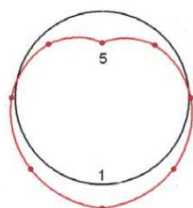
A Figura 87, Figura 88 e Figura 89 mostram a deflexão do duto (deslocamento medido, dividido pelo diâmetro médio do duto), majorada por um fator igual a 5, ao longo do seu eixo longitudinal, para três posições distintas. As deflexões são referentes aos deslocamentos relativos (δ/B) de 1%, 15% e 50%, representando a condição inicial, intermediária e final do comportamento do sistema, respectivamente.

Observa-se que, tanto nos resultados experimentais quanto nos resultados numéricos, o duto sofre uma perturbação maior no topo e na base na região sobre o alçapão. Deflexões positivas ocorrem quando o ponto se move em direção ao centro do duto. Na Figura 87b, por exemplo, o ponto 5 sofre deflexão positiva, enquanto que a deflexão dos pontos 1 e 3 é negativa.

O topo e a base sofrem um recalque considerável até $\delta/B = 1\%$, entre $\delta/B = 1$ e 15% a movimentação já é um pouco menor, sofrendo quase nenhuma alteração até o final do sistema.

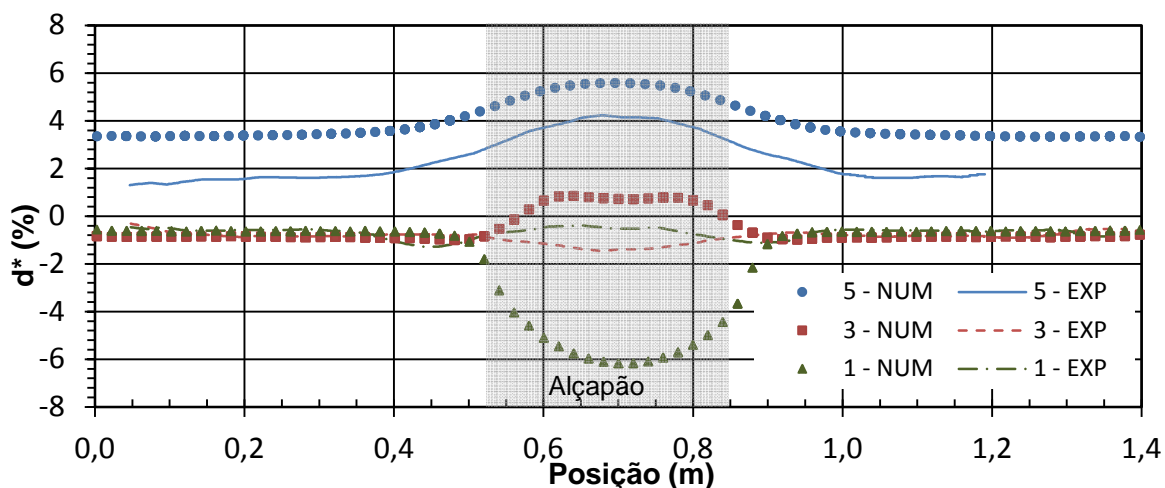


(a) Distribuição da deflexão ao longo da caixa de teste.

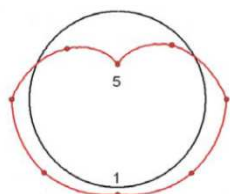


(b) Deformada Experimental majorada por um fator igual a 5. (c) Deformada Numérica majorada por um fator de 20.

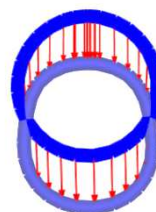
Figura 87 – Perda de apoio - Deflexões do duto na seção S1 para $\delta/B = 1\%$. Sem elemento de interface.



(a) Distribuição da deflexão ao longo da caixa de teste.

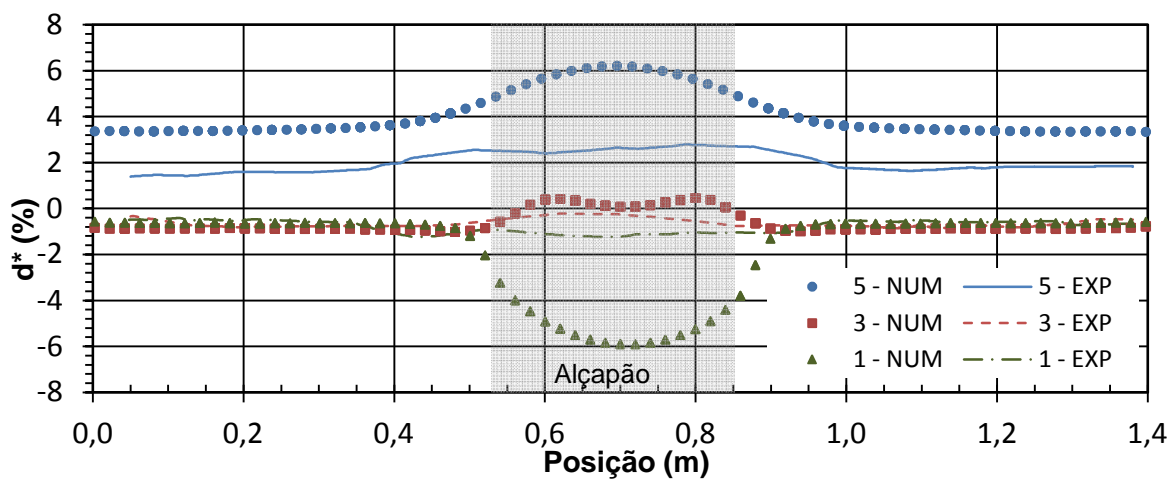


(b) Deformada Experimental majorada por um fator igual a 5.

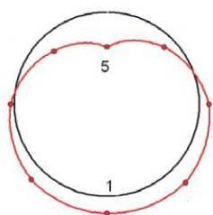


(c) Deformada Numérica majorada por um fator de 20.

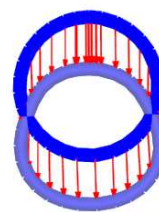
Figura 88 – Perda de apoio - Deflexões do duto na seção S1 para $\delta/B = 15\%$. Sem o elemento de interface.



(a) Distribuição da deflexão ao longo da caixa de teste.



(b) Deformada Experimental majorada por um fator igual a 5.



(c) Deformada Numérica majorada por um fator de 20.

Figura 89 – Perda de apoio - Deflexões do duto na seção S1 para $\delta/B = 50\%$. Sem elemento de interface.

A previsão numérica apresentou valores adequados para as deflexões na altura da linha d'água, no entanto, se mostrou conservadora, apresentando deflexões superiores às medidas ao longo do eixo longitudinal do tubo de PVC experimentalmente no topo e na base do tubo.

A Figura 90, a Figura 91e a Figura 92, tal e tal apresentam os valores de deflexão do duto após a inclusão do elemento de interface. Apesar de a previsão numérica ainda apresentar resultados conservadores, observa-se uma melhora expressiva do resultado.

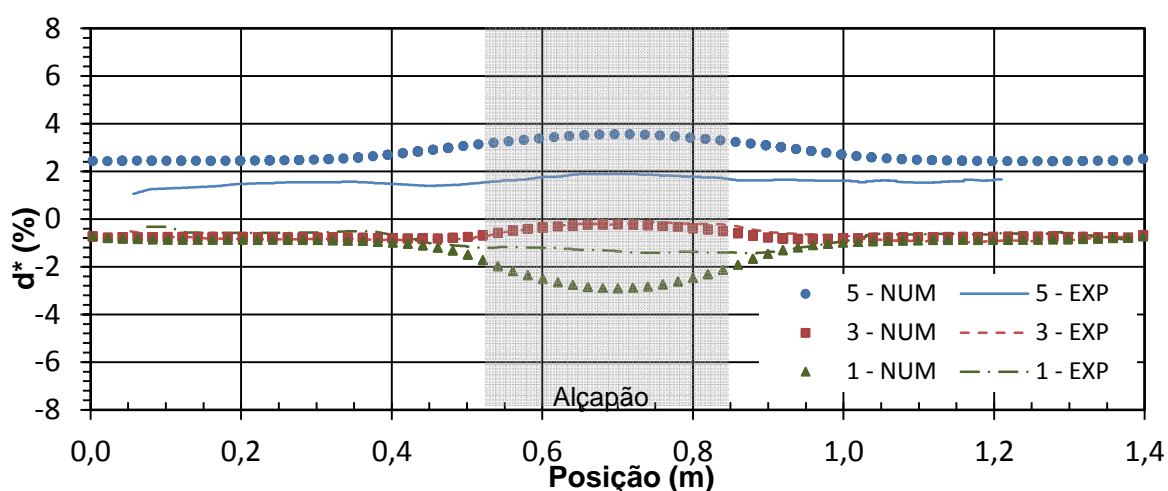


Figura 90 – Perda de apoio - Deflexões do duto na seção S1 para $\delta/B = 1\%$ (com elemento de interface)

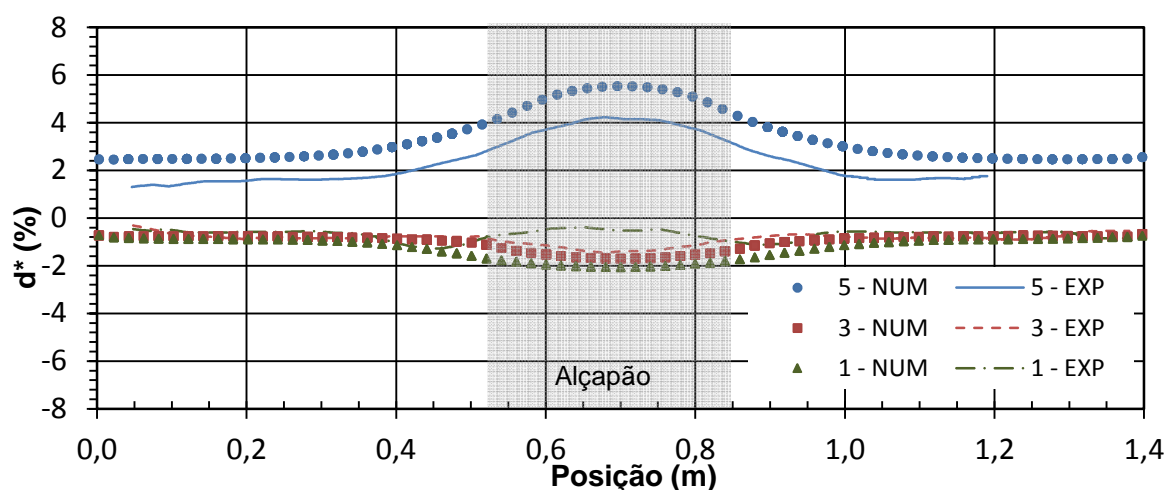


Figura 91 – Perda de apoio - Deflexões do duto na seção S1 para $\delta/B = 15\%$ (com elemento de interface)

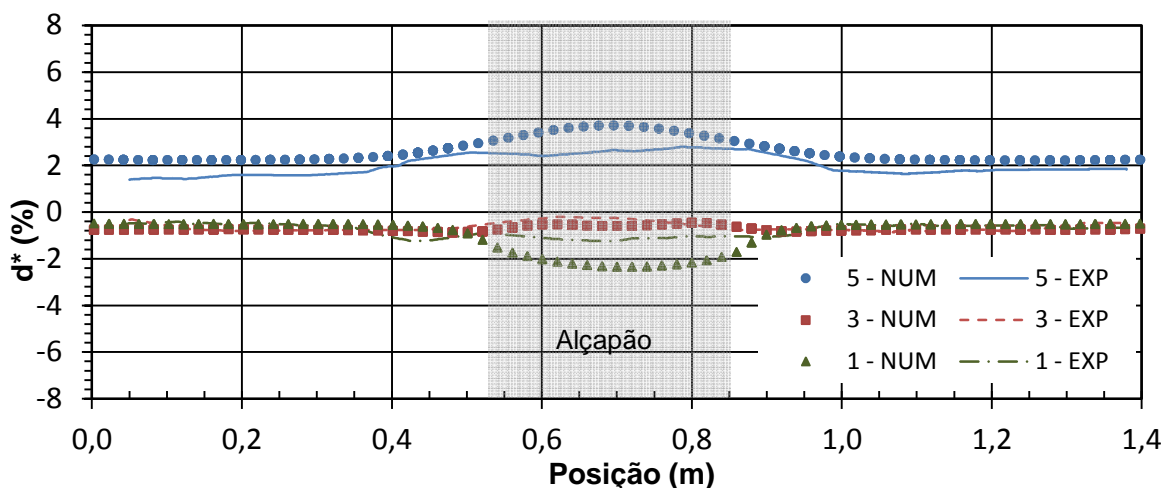


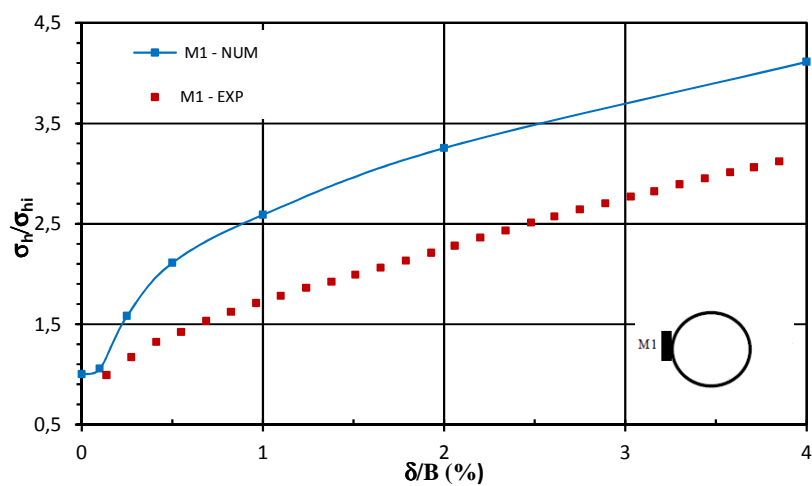
Figura 92 – Perda de apoio - Deflexões do duto na seção S1 para $\delta/B = 50\%$ (com elemento de interface)

3.2.3 Elevação Localizada (Série E)

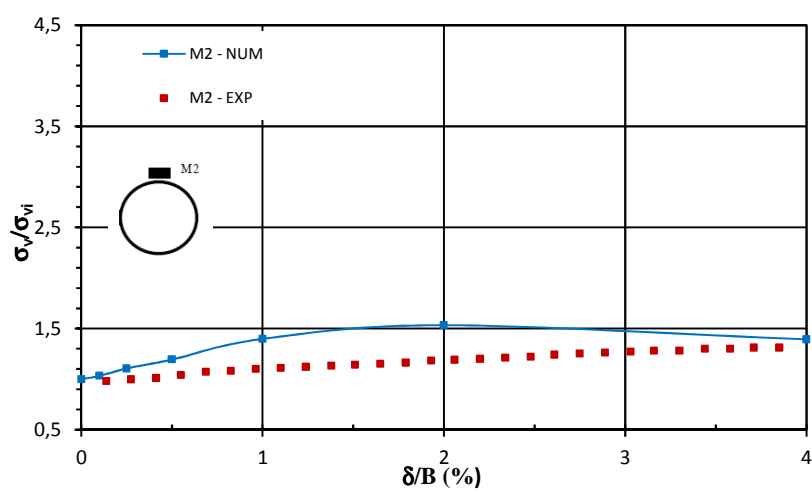
Da mesma forma que no ensaio de perda de apoio localizada, foi selecionado um único ensaio submetido à elevação localizada (ensaio E6). A tensão no solo ao redor do duto foi avaliada na linha d'água e no topo das seções S1 e S3. Os pontos onde foram medidos os deslocamentos da tubulação foram os mesmos do ensaio anterior. Da mesma forma, um deslocamento positivo significa que o ponto moveu-se para o centro do tubo.

3.2.3.1 Tensões no Solo ao Redor do Duto

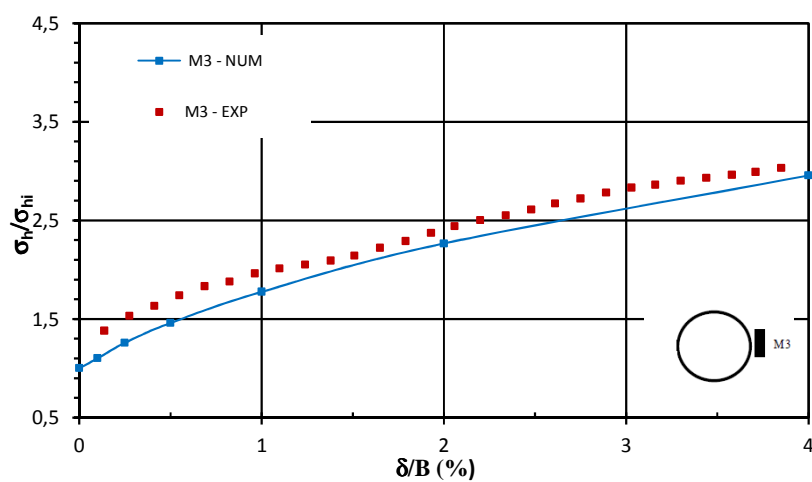
A Figura 93 apresenta a variação da tensão com a movimentação do alçapão na seção S1. Em ambos os modelos, observa-se um acréscimo de tensão menor no topo do duto e maior na altura da linha d'água. No topo do duto, posição M2, esse acréscimo foi inferior a 2. Na altura da linha d'água, nas posições M1 e M3, o acréscimo foi mais expressivo, sendo superior a 3 vezes a tensão inicial ao final da translação.



(a) Posição M1.



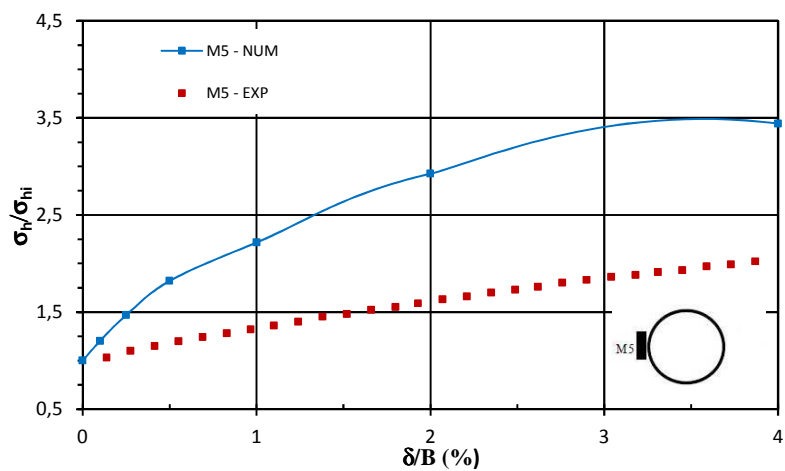
(b) Posição M2.



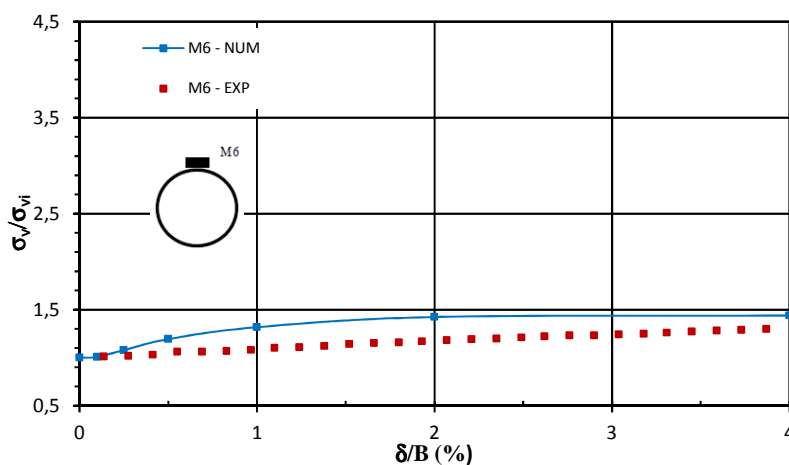
(c) Posição M3.

Figura 93 – Variação da tensão no solo em torno de S1; numérico x experimental (sem elemento de interface)

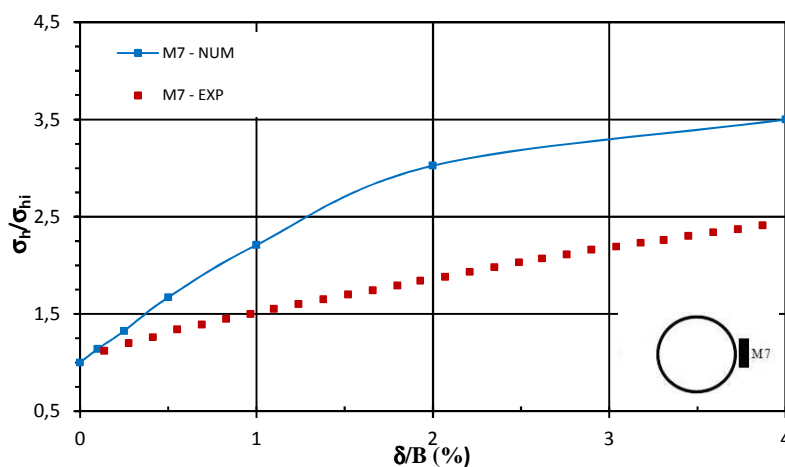
O comportamento da tensão na seção S3, Figura 94, foi semelhante ao observado em S1, seguindo a mesma tendência.



(a) Posição M5.



(b) Posição M6.



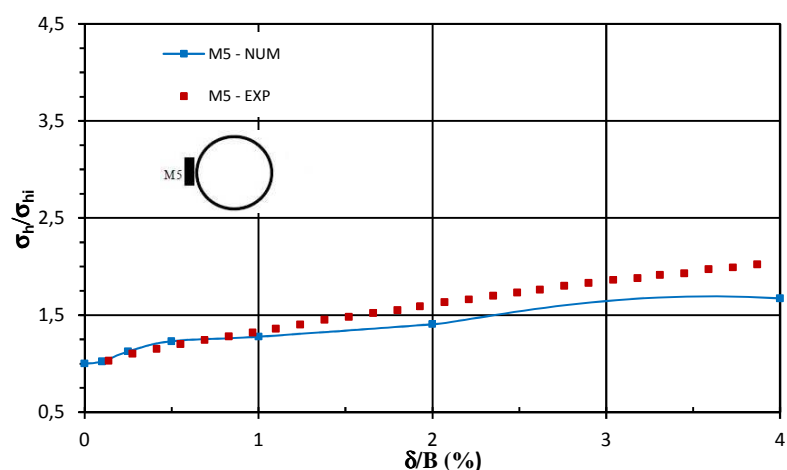
(c) Posição M7.

Figura 94 – Variação da tensão no solo em torno de S3; numérico x experimental (sem elemento de interface).

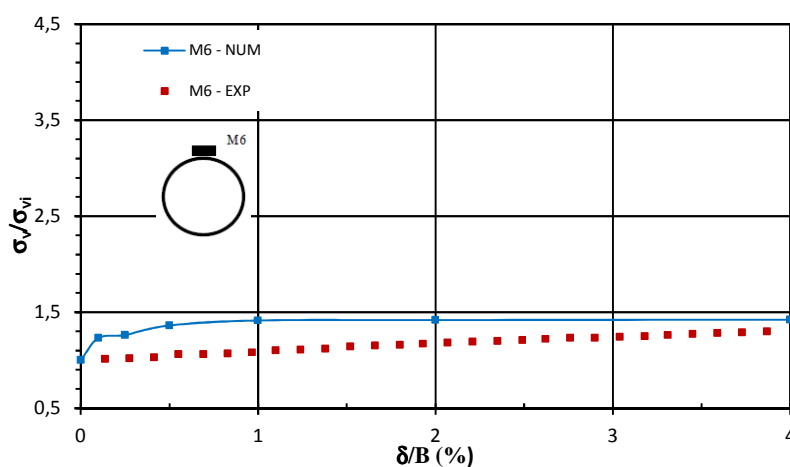
Em comparação com a seção S1, a variação das tensões no solo foi um pouco menor. Em boa parte das posições analisadas, a variação da tensão obtida numericamente foi maior do que as obtidas experimentalmente.

Semelhante às análises de perda de apoio, a inclusão do elemento de interface aproximou os resultados numéricos dos experimentais. A Figura 95 apresenta a variação das tensões na seção S3, obtida após o uso da interface no modelo.

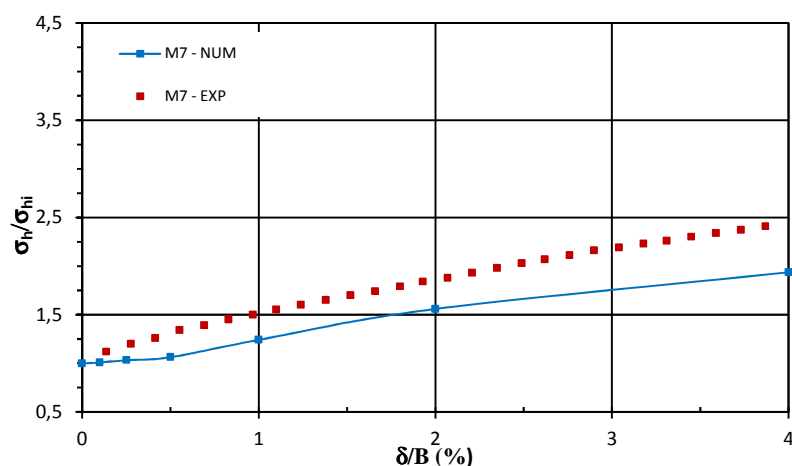
Ambos os modelos mostraram que, com relação à variação de tensão, no caso de elevação localizada em dutos flexíveis, o foco da atenção deve ser a linha d'água.



(a) Posição M5.



(b) Posição M6.



(c) Posição M7. (continuação)

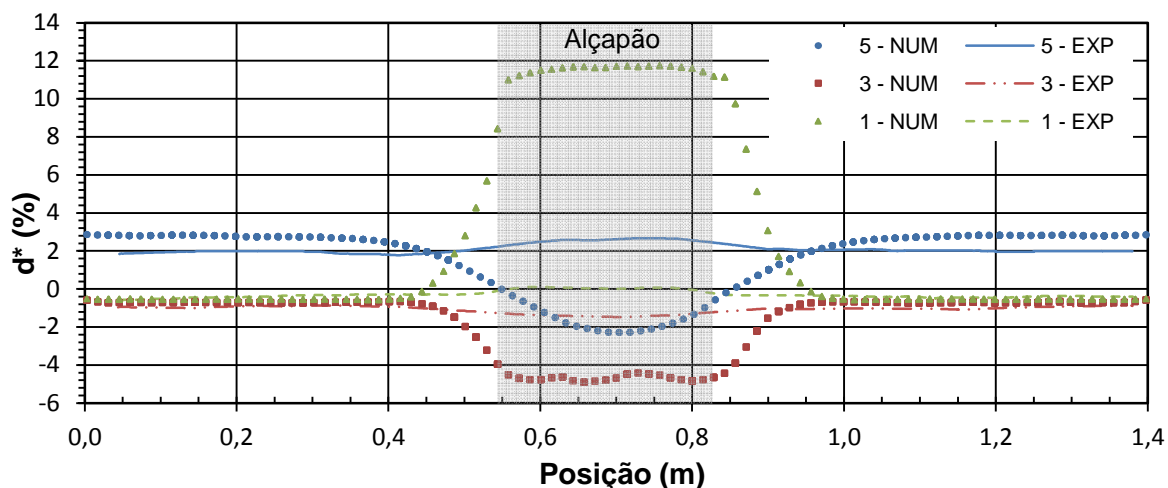
Figura 95 – Variação da tensão no solo em torno de S3; numérico x experimental (com elemento de interface)

3.2.3.2 Deflexões do duto

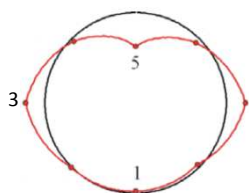
A Figura 96 e a Figura 97 mostram os perfis de deflexão do duto, majorada de um fator igual a 7, ao longo do seu eixo longitudinal para três posições distintas. As deflexões são referentes aos deslocamentos relativos de 2 e 4%, representando a metade e o final do curso do alçapão no ensaio.

As maiores variações de deflexão ocorreram na seção central (S1), sendo gradualmente atenuadas em direção às extremidades do duto. Em $\delta/B = 2\%$, as deflexões já assumiram magnitudes perceptíveis na base e no topo. Os modelos apresentaram comportamentos diferentes no topo do duto. Ao contrário do modelo experimental, no modelo numérico sem interface o topo do duto sofre elevação. Ao atingir o deslocamento relativo de 4%, essa elevação aumenta, enquanto no modelo experimental o recalque do topo sofre uma pequena redução. Observa-se também que a base do duto apresenta forte ascensão, superior a observada no modelo físico.

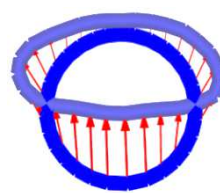
Ambos os modelos mostraram aumento do diâmetro horizontal.



(a) Distribuição da deflexão ao longo da caixa de teste.

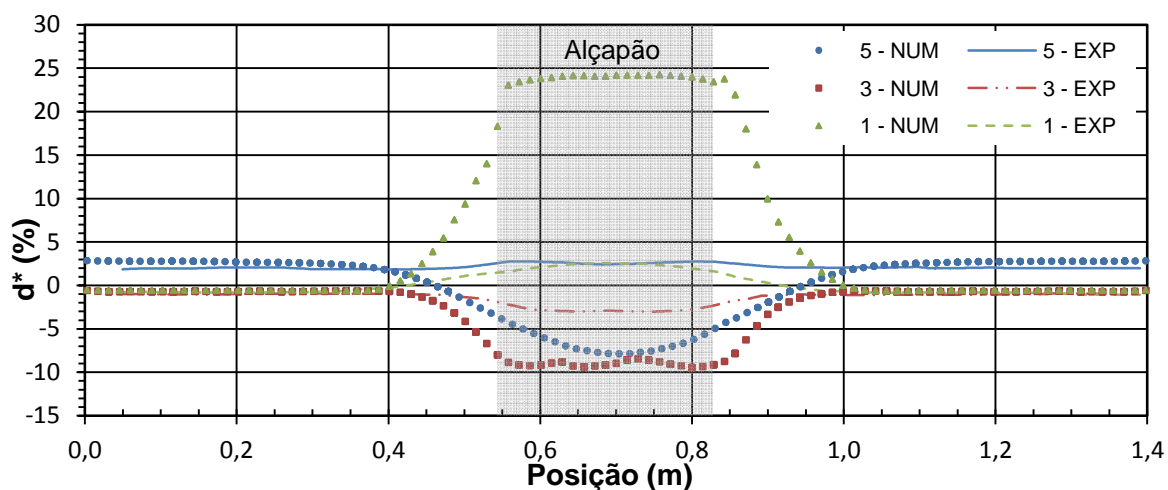


(b) Deformada Experimental

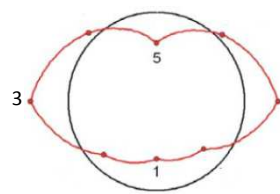


(c) Deformada Numérica

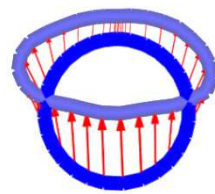
Figura 96 – Elevação localizada - Deflexões do duto na seção S1 para $\delta/B = 2\%$ (sem elemento de interface).



(a) Distribuição da deflexão ao longo da caixa de teste.



(b) Deformada Experimental.



(c) Deformada Numérica.

Figura 97 – Elevação localizada - Deflexões do duto na seção S1 para $\delta/B = 4\%$ (sem elemento de interface)

O uso da interface no entorno do alçapão fez com que a deflexão nos pontos analisados tivesse uma melhora expressiva, tanto nos valores como na tendência de movimentação, se aproximando do resultado experimental. A Figura 98 apresenta a deflexão do duto para um deslocamento relativo de 2%, obtida no modelo numérico com elemento de interface.

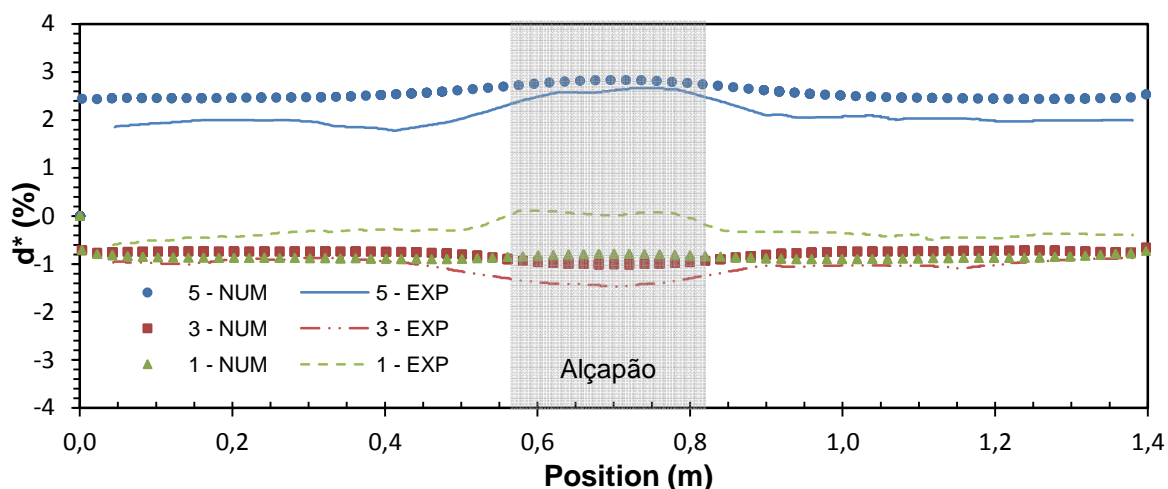


Figura 98 – Elevação localizada - Deflexões do duto na seção S1 para $\delta/B = 2\%$ (com elemento interface)

3.3 Considerações sobre Fator de Carga (C_d)

Segundo Moser e Folkman (2008), a tensão atuante em um duto rígido enterrado pode ser expressa através da equação 49. A parcela dessa tensão vertical que é transferida para o duto vai depender da compressibilidade relativa do duto e do solo. Quando o duto é rígido, o aterro lateral é comparativamente muito compressível, em consequência praticamente toda a tensão é suportada pelo duto.

$$\sigma_v = C_d \cdot \gamma \cdot B \quad 49$$

Foi simulado no PLAXIS 2D a instalação de um duto em trincheira com espessura de reaterro variando de 0,3 a 4 B, dentro do intervalo usual em projetos de dutos. Nas simulações, foi considerada a mesma geometria, parâmetros de solo e duto e etapas construtivas das pesquisas anteriores.

O intuito desse estudo foi verificar qual a parcela da tensão vertical que atua sobre o duto quando se é considerada a interação solo-duto e as etapas construtivas. Essa verificação foi feita comparando-se o C_d obtido da formulação de

Marston com o C_d calculado substituindo as tensões fornecidas pelo programa na equação 49. A Figura 99 apresenta a curva obtida através da simulação para solos granulares sem coesão.

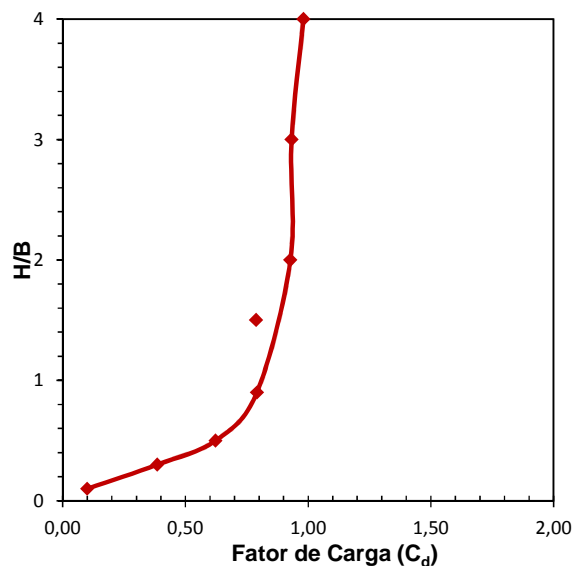


Figura 99 – Curva C_d x H/B obtida através de resultados numéricos.

A Figura 100 mostra a relação entre o C_d obtido da formulação de Marston com o C_d calculado através de resultados numéricos. Observa-se que para espessuras menores de reaterro a tensão sobre o duto ultrapassa a prevista por Marston. A partir de 1,5 B , a tensão obtida pelo C_d numérico passa a ser significativamente inferior, reduzindo a parcela de tensão suportada pelo duto com o aumento da espessura.

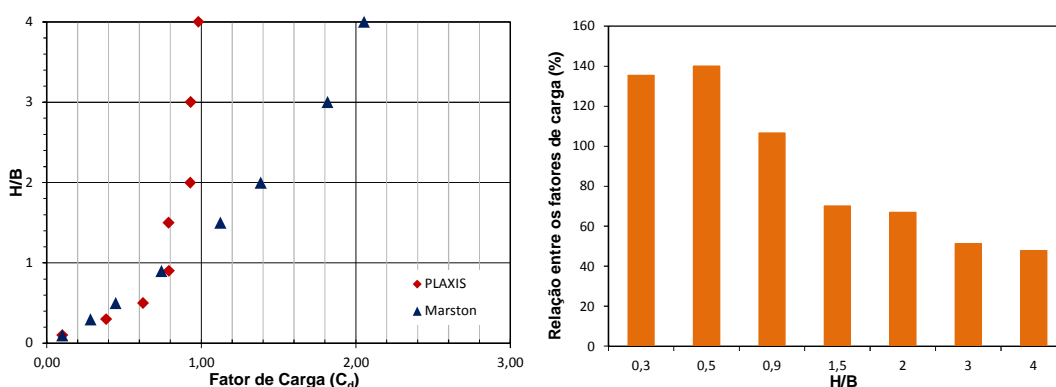


Figura 100 – Comparação entre o C_d de Marston e o numérico.

4 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Essa dissertação apresenta os resultados das simulações numéricas, realizadas em um programa de análise geotécnica (Plaxis/3D), de um estudo experimental sobre o comportamento de dutos enterrados, submetidos à perda de apoio ou elevação localizada. Nesse estudo experimental realizado por Costa (2005), foram realizados modelos físicos compostos por um maciço de areia pura, com e sem a presença de um tubo, repousando sobre um alçapão localizado no centro do vão. Foi utilizado instrumental capaz de medir as deflexões ao longo do comprimento do duto, além das tensões totais no maciço de solo circundante e na base do equipamento.

Na simulação numérica foram reproduzidos vários ensaios de arqueamento ativo e passivo, variando a densidade do maciço e a sobrecarga aplicada na superfície. Foi modelada também a perda de apoio e elevação localizada em ensaios com a presença de duto de PVC, com sobrecarga na superfície e densidade relativa constantes.

Adicionalmente, foram feitas análises numéricas no PLAXIS 2D para propor novos valores de fator de carga C_d , utilizado na formulação de Marston para cálculo da tensão sobre o duto, levando em consideração a interação solo-duto e as etapas construtivas.

4.1 Conclusões

O modelo computacional reproduziu de forma adequada o fenômeno do arqueamento mobilizado no modelo real da caixa de testes, confeccionada pela EESC/USP. Nessa dissertação, destacam-se as principais conclusões:

- i). Para efeito de cálculo dos esforços transmitidos ao duto, apesar de, na região da vala, Rankine tender a sobreestimar o valor de k , na média k_a seria o mais indicado como o valor médio.
- ii). Quando não há carregamento na superfície do terreno onde o duto está instalado, não se atinge a ruptura em nenhum ponto da parede da vala. Quando a sobrecarga é aplicada, vê-se a condição de ruptura

sendo atingida no trecho mais superficial. Assim sendo, métodos analíticos que preveem a redução da carga transmitida ao duto a partir da mobilização integral da resistência ao cisalhamento estariam reduzindo excessivamente o valor desta carga.

- iii). Na modelagem dos ensaios de arqueamento, as tensões verticais fornecidas pelo programa, atuantes na base do modelo antes da movimentação do alçapão, foram semelhantes aos valores fornecidos pelas equações analíticas.
- iv). Na modelagem do arqueamento ativo, a influência da movimentação do alçapão alcança uma distância de até $5B$ em planta. O PIR ocorre em aproximadamente $5B$, próximo ao observado no modelo físico (entre 4 e $5B$). Os resultados numéricos mostraram que a partir de $H_e/B = 5,3$ o deslocamento do alçapão não exerce mais influência no alívio de tensão.
- v). Na modelagem do arqueamento passivo, o modelo numérico mostrou que o efeito da translação do alçapão na redistribuição de tensão ocorre até $H_e = 3B$, semelhante ao verificado experimentalmente. Em planta, a influência da movimentação do alçapão alcança uma distância de até $5B$.
- vi). No interior do alçapão, no arqueamento ativo, a diferença entre os dois modelos foi inferior a $0,06$. No exterior do alçapão a diferença foi inferior a $0,16$. O erro máximo foi aproximadamente 39% e a média de erro foi de 12% .
- vii). No arqueamento passivo, a diferença entre os dois modelos foi mais acentuada no interior do alçapão. No exterior do alçapão, a diferença foi inferior a $0,10$. O erro máximo foi de aproximadamente 30% e a média foi de 12% .
- viii). A variação da tensão obtida na simulação do duto submetido a perda de carga localizada apresentou uma grande proximidade com a obtida em modelo físico em todas as posições analisadas. Quanto às deflexões, a previsão numérica apresentou valores adequados na altura da linha d'água, mas se mostrou conservadora.
- ix). Na simulação do duto submetido a elevação localizada, apesar de apresentar boa proximidade, a variação da tensão foi superior às

obtidas experimentalmente, em boa parte das posições analisadas. A respeito das deflexões, os modelos apresentaram comportamentos diferentes no topo do duto. O modelo numérico apresentou uma elevação da base mais acentuada que o modelo físico.

- x). Após a inclusão do elemento de interface no entorno do alçapão e dos limites do índice de vazios da areia, os valores de deflexão apresentaram uma melhora expressiva.
- xi). O fator de carga obtido a partir de valores numéricos é maior que o da formulação de Marston para pequenas alturas de reaterro. A partir de espessuras iguais a $1,5B$, o fator de carga passa a ser significativamente inferior.

A simulação numérica com o PLAXIS 3D se mostrou, portanto, capaz de prever o comportamento de dutos enterrados. Entretanto, a obtenção de bons resultados irá depender da escolha adequada do modelo constitutivo e, principalmente, dos parâmetros dos materiais. Neste trabalho foi necessário ajustar os parâmetros do solo e do duto, obtidos em laboratório, para que os resultados fossem mais consistentes com a previsão em modelo físico.

4.2 Sugestões para Futuras Pesquisas

- i). Modelar os ensaios com duto com outros valores de densidade relativa e sobrecarga na superfície.
- ii). Verificar os resultados numéricos de deformação específica da parede do duto.
- iii). Propor novo fator de carga para solos coesivos e saturados.

REFERÊNCIAS

- AASHTO. (2002). American Association of State Highway and Transportation Officials. *Standart Specifications for Highway Bridges*. Washington, D. C.
- Allgood, R., & Takahashi, S. (1972). Balanced design and finite element analysis of culverts. *Highway Research Record*, n. 413.
- Bueno, B. (1987). The behavior of thin walled pipes in trenches. *Tese (Ph.D.) - University of Leeds*. U.K.
- Bueno, B., & Costa, Y. D. (2012). *Dutos enterrados: aspectos geotécnicos*. São paulo: 2. ed., Oficina de Textos.
- Campina, J. J. (2010). Dimensionamento de condutos enterrados. *Universidade Técnica de Lisboa*.
- Costa, Y. D. (2005). Modelagem Física de Condutos Enterrados Sujeitos a Perda de Apoio ou Elevação Localizada. *Tese de doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos*. Universidade de São Paulo, São Carlos.
- Debs, M. K. (2003). Projeto estrutural de tubos circulares de concreto armado. *Instituto Brasileiro de Telas Soldadas (I.B.T.S.), Associação Brasileira dos Fabricantes de Tubos de Concreto (ABTC)*. Brasil.
- Dunca, J. (1979). Behavior and design of long span metal culverts. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Mar*, pp. 402-403.
- Duncan, J., & Chang, C. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain on soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundation, ASCE, v. 96, n. SM5*, pp. 1629-1653.
- Engesser, F. (1882). Ueber den Erddruck gegen innere Stützwände (Tunnelwände). *Deutsche Bauzeitung, n. 16*, pp. 91-93.
- Ferreira, A. M. (2007). Análise numérica do comportamento mecânico de condutos enterrados. *Trabalho de conclusão de curso - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro*. Rio de Janeiro.

- Ferreira, A. M., Gerscovich, D. M., & Sieira, A. C. (2006). Análise numérica do comportamento mecânico de dutos enterrados. *2º Simpósio de Jovens Engenheiros Geotécnicos GEO-JOVEM*. Nova Friburgo, Rio de Janeiro.
- Ferreira, A. M., Gerscovich, D. M., & Sieira, A. C. (2006). Análise numérica do comportamento mecânico de dutos enterrados. *2º GEO-JOVEM*. Nova Friburgo, Rio de Janeiro.
- Ferreira, A. M., Gerscovich, D. S., & Sieira, A. C. (2007). Estudo do comportamento mecânico de dutos enterrados. *In: XXVII Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering*, (p. 298). Porto.
- Gerscovich, D. S., Sieira, A. C., & Ferreira, A. M. (2008). Numerical simulation of the mechanical behavior of buried pipes in trench. *In: 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics. XII IACMAG*. Goa, India.
- Gumbel, J., O'Reilly, M., Lake, L., & Carder, D. (1982). The development of a new design method for buried flexible pipes. *Europipe '82. Proceedings*. Basel.
- Janbu, N. (1963). Soil compressibility as determined by Oedometer and triaxial tests. *European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, (pp. vol 1, 19-25). Wissbaden, Germany.
- Janssen, H. A. (s.d.). Versuche über Getreidedruck in Silozellen. *Z. D. Vereins deutscher Ingenieure*, v.39, p. 1045 .
- Jeyapalan, J., & Hamida, H. (1988). Comparison of German to Marston design methods. *Journal of Transportation Engineering*, v. 114, n. 4, pp. 420-434.
- Koutsabeloulis, N., & Griffiths, D. (1989). Numerical modelling of the trapdoor problem. *Géotechnique* v. 39, n. 1, pp. 77-89.
- Ladanyi, B., & Hoyaux, B. (1969). A study of the trap-door problem in a granular mass. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 6, n. 1, pp. 1-15.
- Machado, S. L., Bueno, B. S., & Vilar, O. M. (1996). Análise numérica do método de trincheira induzida de condutos enterrados em aterros rodoviários. *30ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv*, v. 2, p. 647-673. Salvador.

- Marston, A. (1930). The theory of external loads on closed conduits in the light of the latest experiments. *Bulletin 96, Iowa Engineering Experiment Station*. Ames, Iowa.
- Marston, A., & Anderson, A. O. (1913). The theory of loads on pipes in ditches and tests of cement and clay drain tile and sewer pipe. *Bulletin 31, Iowa Engineering Experiment Station*.
- McNulty, J. (1965). An experimental study of arching in sand. *Ph.D. Thesis in Civil Engineering*. University of Illinois.
- Moser, A., & Folkman, S. (2008). *Buried Pipe Design*. 3. edição: McGraw-Hill.
- Plácido, R. R. (2006). Uso de geocomposto como camada indutora para redução das tensões sobre estrutura enterrada. *Dissertação de mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos*. Universidade de São Paulo, São Carlos.
- PLAXIS 3D. (2011). Material Models Manual.
- PLAXIS 3D. (2011). Reference Manual.
- Ribeiro, D. S., & Gerscovich, D. M. (2010). Simulação numérica do comportamento de Dutos enterrados. *XVI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos*. Gramado, Rio Grande do Sul.
- Santichaiant, K. (2002). Centrifuge modeling and analysis of active trapdoor in sand. *Ph.D. Thesis. Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering*. University of Colorado at Boulder.
- Santos, S. N., Gerscovich, D. M., & Danziger, B. R. (2012). Previsão da carga transmitida a dutos enterrados utilizando métodos analíticos e numéricos. *XVI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos*. Porto de Galinhas, Anais. Pernambuco, COBRAMSEG, 2012.
- Silveira, K. D. (2001). Análise Paramétrica do Comportamento de Conduitos Enterrados Flexíveis e de Grande Diâmetro. *Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos*. Universidade de São Paulo, São Carlos.

- Sladen, J. A., & Oswel, J. M. (1988). The induced trench method - a critical review and case history. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 25, pp. 541-549.
- Terzaghi, K. (1936). Stress Distribution in Dry and in Saturated Sand Above a Yielding Trap-Door, Proceedings. *First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, (pp. 307-311). Cambridge, Massachusetts.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. New York: John Wiley and Sons.
- Trott, J., Taylor, R., & Symons, I. (1984). Tests to validate centrifuge modelling of flexible pipes. *Ground Engineering*, sept., p. 17-28.
- Vaslestad, J., Johansen, T. H., & Holm, W. (1993). Load reduction on rigid culverts beneath high fills: long-term behavior. *Transportation Research Record*, n. 1415, pp. 58-68.
- Young, O., & Trott, J. (1984). *Buried rigid pipes - structural design of pipelines*. Elsevier.