

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

GEOVALA: UM NOVO PROCESSO CONSTRUTIVO
PARA DUTOS ENTERRADOS

PAULO MÁRCIO FERNANDES VIANA

Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Doutor em Engenharia Civil: Geotecnia.

ORIENTADOR: PROF. DR. BENEDITO DE SOUZA BUENO

SÃO CARLOS

2003

AGRADECIMENTOS

A Deus e ao seu Filho Jesus Cristo, pela presença fortalecedora.

A minha amada esposa Fabiana, pelo seu incentivo, companheirismo e dedicação nesta fase do nosso caminhar;

Aos meus pais, Idelson e Corália, que se fizeram presentes nos exemplos e conselhos;

A Hélio Marcos, pela paciência e pelo apoio durante este trabalho;

A todos os meus familiares, pelo carinho e amizade;

Ao Prof. Dr. Benedito de Souza Bueno pelo exemplo e pelo constante ensino em todas as fases desta pesquisa.

A todos os colegas do Departamento de Geotecnia, pelos momentos alegres desta caminhada.

Ao Prof. Dr. Maximiliano Malite pelo apoio no projeto da caixa de reação.

A Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado de São Paulo – FAPESP, pela bolsa concedida.

As empresas parceiras: BIDIM, CARDINALLI Ltda, SANSUY, TECUMSEH e a FORTLIT pelos materiais doados.

A todos, que de uma forma direta ou indireta participaram deste trabalho.

“O temor a Deus é o princípio da ciência...”.

Provérbios de Salomão 1:7

RESUMO

VIANA, P. M. F. (2003). Geovala: Um novo processo construtivo para dutos enterrados. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

Este trabalho apresenta o desenvolvimento de uma técnica construtiva inédita para dutos enterrados intitulada GEOVALA. Esta técnica consiste na instalação de um geossintético sobre uma vala, preenchida ou não com material fofo, localizado acima do duto com o principal objetivo de reduzir os esforços que atingem a estrutura. Para contribuir na avaliação do sistema proposto foi realizado um programa de ensaios em pequenas e grandes dimensões no *Laboratório de Geossintéticos da Escola de Engenharia de São Carlos EESC/USP*. Neste programa de ensaios foi possível verificar que o sistema Geovala pode reduzir drasticamente as tensões na parede do duto e na envoltória de solo ao redor do duto. Além disso, um método analítico foi proposto para prever os deslocamentos verticais, deformações e esforços de tração gerados no geotêxtil, durante o processo construtivo e sobrecarga. Finalmente, verificou-se que os deslocamentos do geotêxtil previstos pelo método foram similares aos deslocamentos registrados nos ensaios experimentais.

Palavras-chave: Geotêxtil, vala, duto, redução de esforços, solo reforçado.

ABSTRACT

VIANA, P. M. F. (2003). Geovala: A new constructive technique for buried pipes. Thesis – School of Engineering at Sao Carlos, University of Sao Paulo, Sao Carlos, 2003.

This thesis presents the development of an unpublished constructive technique for buried pipes entitled GEOVALA. This technique comprises of the installation of a geosynthetic over a trench, filled or not with soft material, located above the pipe with the main objective of reducing the loads on the structure. To evaluate the proposed technique small and large scale testing programs were carried out at the *Laboratory of Geosynthetics of the School of Engineering at Sao Carlos EESC/USP*. In this testing program it was possible to verify that the Geovala system can reduce drastically the loads on the walls of the pipe and in the surrounding soil. Besides, an analytical method was proposed to predict the vertical displacement, deformations and tensile stress on the geosynthetic, during the constructive process and surcharge. Finally, it was verified that the displacements of the geotextile predicted by the analytical method were similar to the displacements recorded in the experimental tests.

KEY WORDS: Geotextile, trench, pipe, load reduction, reinforced soil.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Proposta objeto da pesquisa	4
Figura 2.1 – Principais técnicas construtivas de dutos enterrados	8
Figura 2.2 – Processo construtivo Geovalva – solução para vala e saliência negativa	12
Figura 2.3 – Processo Construtivo Geovalva – Solução para aterro.	14
Figura 2.4 – Diferentes efeitos da compactação considerando: (a) base rígida, (b) aterro reforçado sobre fundação em solo compressível e (c) sobre vazio. (GIROUD et al., 1988; ESPINOZA, 1994 - Modificado)	15
Figura 2.5 – O Efeito membrana	18
Figura 2.6 – Equilíbrio e distribuição de forças entre os elementos diferenciais do modelo Madhav & Poorooshasb (1988): (a) configuração geométrica, (b) modelo proposto, (c) forças atuantes e (d) forças em diferentes elementos do modelo.	20
Figura 2.7 – Variação da força de tração na membrana com a distância ao centro da área carregada	22
Figura 2.8 – Representação do modelo mecânico de Shukla e Chandra: (a) sistema solo compressível-aterro granular reforçado e (b) modelo proposto.	23
Figura 2.9a - Perfis de recalque considerando diferentes relações entre as constantes $\alpha=k_f/k_s$ (k_f – constante da mola do modelo de Winkler e k_s – constante da mola do sistema de amortecimento)	24

Figura 2.9b - Perfis de recalque considerando diferentes valores da força distribuída de pré – tracionamento $T_p^* = T_p / k_s B^2$.	24
Figura 2.10 – Configuração do modelo de Yin (YIN, 1999).	25
Figura 2.11 – Efeito do confinamento (GHOSH E MADHAV, 1994).	27
Figura 2.12 – Ações do confinamento e dos efeitos membrana e da camada cisalhante na capacidade de carga de uma sapata carregada uniformemente.	28
Figura 2.13 – Experimento do alçapão de Terzaghi para o deslocamento de 1%b (BULSON, 1985).	29
Figura 2.14 – Experimento de McNulty (BULSON, 1985).	30
Figura 2.15 – Geometria do experimento de Gill (BULSON, 1985).	32
Figura 2.16 – Resultados do experimento de Gill (BULSON, 1985).	34
Figura 2.17 – Membrana flexível enterrada (NIELSON, 1967).	35
Figura 2.18 – Modelo do arco sugerido por Nielson	35
Figura 2.19 – Diagrama de forças atuantes no arco arbitrado (SANTICHAIANANT, 2002).	39
Figura 2.20 – Modelo de Jansen (BULSON, 1985).	41
Figura 2.21 – Aproximação teórica de Bierbaumer (SANTICHAIANANT, 2002)	42
Figura 2.22 – Representação do arco em catenária (MCKELVEY III, 1994)	44
Figura 2.23 – Formação do arco em catenária (HANDY, 1985)	45
Figura 2.24 – Formação do arco em um modelo reduzido.	47

Figura 2.25 – Diagrama de esforços do arco semi-elíptico (VILLARD et al. 2000)	47
Figura 2.26 – Relação H/B x h/b (VILLARD et al. 2000).	48
Figura 2.27 – Metodologia de Giroud (GIROUD et al., 1990)	50
Figura 2.28 – Relações gráficas estabelecidas pela teoria	51
Figura 2.29 – Influência da altura de cobertura do aterro.	53
Figura 2.30 – Resultados da aplicação da metodologia de Giroud apresentados por Bonaparte & Berg (1987)	54
Figura 2.31 – Gráfico de projeto para $B = 2$ m e $H = 1,5$ m.	56
Figura 2.32 – Decréscimo da rigidez do duto	58
Figura 2.33 – Deflexões típicas de um duto flexível	59
Figura 2.34 – Empuxo nas paredes	66
Figura 2.35 – Relação entre a resistência compressiva do anel e o módulo de flexibilidade do anel (WATKINS, 1966)	68
Figura 2.36 – Desenvolvimento das deformações (JEYAPALAN E BOLDON, 1986)	70
Figura 2.37 – Formas de flambagem (TIMOSHENKO E GERE, 1967 – Modificada).	72
Figura 2.38 - Características de rigidez do sistema solo – duto (MOORE et al, 1994)	76
Figura 3.1 – Aspectos considerados no estudo do sistema Geovala.	78

Figura 3.2 – Distribuição granulométrica dos solos: (A) Areia Mogi-Guaçu e (B) Areia do Linhão do Broa.	81
Figura 3.3 - Vista geral da caixa de testes de pequenas dimensões.	82
Figura 3.4 - O alçapão	83
Figura 3.5 - Modelo das células de tensão total utilizada nos ensaios de pequenas dimensões.	84
Figura 3.6 - Esquema ilustrativo de instalação da célula na base da caixa de teste.	85
Figura 3.7 - Resultados da calibração das células de tensão total utilizadas nos ensaios.	85
Figura 3.8 - Indicadores digitais de deformação modelo TMDE.	86
Figura 3.9 - Leitura dos deslocamentos verticais do geotêxtil.	86
Figura 3.10 – Ilustração das etapas realizadas para execução dos ensaios.	91
Figura 3.11 - Equipamento da chuva de areia em funcionamento.	92
Figura 3.12 - Curva de calibração da chuva de areia: Altura de queda x Densidade Relativa (%).	92
Figura 3.13 - Ensaio de compactação – Energia de Proctor Normal para o solo B.	93
Figura 3.14 – Curva granulométrica do solo arenoso de Itaporã.	95
Figura 3.15 – Conduitos utilizados nos ensaios experimentais de grandes dimensões: (A) PVC-Ocre (10,8 mm) (B) PVC–Branco (4,5 mm).	96
Figura 3.16 - Teste de avaliação da flexibilidade do duto	97

Figura 3.17 – Células de deformação utilizadas para medir as deformações internas e externas das paredes do duto	98
Figura 3.18 - Detalhes do projeto da laje de reação e de um ponto de tração	99
Figura 3.19 – Vista geral da construção e da disposição das armaduras na laje de reação	99
Figura 3.20 - Acabamento final da laje de reação e os pontos de tração localizados na superfície da laje	100
Figura 3.21 - Montagem final da caixa de teste de grandes dimensões	101
Figura 3.22 - Detalhe da tampa da caixa de teste	102
Figura 3.23 – Detalhes da caixa de teste	103
Figura 3.24 - Ponte rolante em funcionamento	104
Figura 3.25 - Esquema de calibração das células de tensão total	106
Figura 3.26 - Resultado típico da verificação da curva de calibração das células utilizadas nos ensaios realizados.	107
Figura 3.27 Microcâmera instalada no interior do duto, perpendicular ao geotêxtil.	108
Figura 3.28 Microcâmera instalada no interior vazio, paralelo ao geotêxtil.	108
Figura 3.29 Verificação da máxima altura que a câmera poderia distar de pontos de leitura sem alterar a imagem: (a) teste de calibração e (b) leituras realizadas.	109
Figura 3.30 Interface do programa <i>imagem.vi</i> utilizada para realizar as leituras das deformações do geotêxtil nos ensaios de grandes dimensões.	110

Figura 3.31 – Ilustração típica das etapas realizadas para execução dos ensaios de grandes dimensões.	113
Figura 2.32 – Detalhe da utilização do grampo.	114
Figura 3.33 (a) Martelo de impacto – região 1 (próxima ao duto) e (b) Soquete vibratório – região 2 e 3 (camadas laterais e superiores)	114
Figura 3.34 - Equipamentos de compactação utilizados nos ensaios: (a) Martelo de impacto e (b) Soquete vibratório.	116
Figura 3.35 - Controle da compactação das camadas utilizando a técnica do frasco de areia.	116
Figura 3.36 - Curva de calibração do tempo de secagem da amostra no forno microondas.	117
Figura 3.37 - Detalhes do painel de controle da pressão pneumática e da instalação da bolsa de reação para os ensaios de grandes dimensões.	118
Figura 4.1a – Resultados das tensões totais registradas no ensaio de referência para o solo A.	120
Figura 4.1b – Resultados das tensões totais registradas no ensaio de referência para o solo B.	121
Figura 4.2 – Tensões registradas pela célula C00 em função do deslocamento do alçapão e as porcentagens de arqueamento associadas.	122
Figura 4.3a - Resultados típicos das tensões totais registradas no ensaio A25-1(r1) para o solo A.	123

- Figura 4.3b - Resultados típicos das tensões totais registradas no ensaio B50- 123
2 (r2) para o solo B
- Figura 4.4 – Influência da rigidez na porcentagem do arqueamento para os 126
ensaios de pequenas dimensões: (a) Solo A e (b) Solo B.
- Figura 4.5 – Pontos de instalação das células de tensão total no interior do 127
maciço nos ensaios de grandes dimensões
- Figura 4.6 - Tensões aplicadas e registradas na célula 02 durante o processo 128
construtivo e sobrecarga considerando os ensaios de referência RV-conduto A
e RS-conduto A e os ensaios do sistema Geovala para o solo B
- Figura 4.7 - Tensões aplicadas e registradas na célula 02 durante o processo 129
construtivo considerando os ensaios de referência RV-conduto B e RS-
conduto B e o ensaio C27-100
- Figura 4.8 - Tensões aplicadas e registradas pela célula 04 durante o processo 130
construtivo e sobrecarga considerando os ensaios de referência RV-conduto A
e RS-conduto A e os ensaios do sistema Geovala para o solo B
- Figura 4.9 - Tensões aplicadas e registradas na célula 04 durante o processo 131
construtivo considerando os ensaios de referência RV-conduto B e RS-
conduto B e o ensaio C27-100.
- Figura 4.10 - Tensões aplicadas e registradas na célula 06 durante o processo 132
construtivo e sobrecarga considerando os ensaios de referência RV-conduto A
e RS-conduto A e os ensaios do sistema Geovala para o solo B.

Figura 4.11 - Tensões aplicadas e registradas na célula 03 durante o processo construtivo e sobrecarga considerando o ensaio de referência RV-conduto A e os ensaios do sistema Geovala para o solo B	133
Figura 4.12 - Tensões aplicadas e registradas na célula 03 durante o processo construtivo considerando o ensaio de referência RV-conduto B e o ensaio C27-100.	134
Figura 4.13 – Tensões totais registradas sobre o geotêxtil durante o processo construtivo, após lançamento e compactação das camadas do aterro	135
Figura 4.14 – Tensões sobre o geotêxtil registradas no ensaio C27-100 durante o processo construtivo	136
Figura 4.15 – Tensões totais registradas pela célula 05 para os diferentes ensaios	137
Figura 4.16 – Posição de Instalação das células no duto	137
Figura 4.17 - Tensões registradas no duto para os ensaios de referência realizados com o solo B.	138
Figura 4.18 – Representação típica das tensões geradas no duto para o sistema Geovala – Ensaio B15-100	139
Figura 4.19 - Resultado típico da forma defletida do geotêxtil registrada nos ensaios experimentais de pequena dimensão	140
Figura 4.20 - Deslocamentos verticais registrados nos ensaios experimentais de pequena dimensão	141

- Figura 4.21 - Resultado típico da forma defletida do geotêxtil registrada no 143
ensaio B57-400
- Figura 4.22 - Deslocamentos verticais finais registrados nos ensaios 144
experimentais em grande dimensão durante lançamento e compactação de
cada camada e aplicação da sobrecarga, realizados no solo B.
- Figura 4.23 - Deslocamentos verticais finais registrados nos ensaios 144
experimentais em grande dimensão durante lançamento e compactação de
cada camada, realizados no solo C e no solo B.
- Figura 4.24 - Resultado típico do perfil de deslocamentos incrementais para os 145
ensaios Geovala.
- Figura 5.1 – Regiões na envoltória do duto analisadas com relação às tensões. 149
- Figura 5.2 – Forma geométrica típica do duto para os ensaios realizados no 154
solo C.
- Figura 5.3 – Deslocamento típico do topo do duto para os ensaios realizados 154
no solo C - ensaio de referência RS-conduto B.
- Figura 5.4 – Diagrama ilustrativo do campo de tensões geralmente observado 157
para o sistema Geovala
- Figura 5.5 – Geometria utilizada nas análises de estabilidade. 158
- Figura 5.6 - Superfície de ruptura típica obtida nas análises realizadas para o 159
sistema Geovala.
- Figura 5.7 - Diagrama dos deslocamentos totais máximos ocorridos no sistema 160
Geovala.

Figura 5.8 – Modelo reológico associativo para o geovala.	162
Figura 5.9 – Resultado típico de um ensaio à tração de geotêxteis (NBR 12824)	163
Figura 5.10 - Seção simplificada da seqüência construtiva utilizada durante a execução do aterro.	165
Figura 5.11 – Seqüência construtiva adotada para o geovala.	168
Figura 5.12 - Sistema de deslocamentos acumulativos do Geovala.	169
Figura 5.13 – Ilustração das hipóteses adotadas.	171
Figura 5.14 - Deformação do geotêxtil e acréscimo no deslocamento vertical Δy	178
Figura 5.15 – Distribuição das tensões sobre o geossintético sobre o vazio após construção do aterro.	177
Figura 5.16 - Resultados típicos dos ensaios realizados no programa experimental, considerando os deslocamentos registrados nos ensaios SA25-1 e SB25-1 e previstos pelo modelo proposto.	180
Figura 5.17 - Resultado típico dos ensaios realizados no programa experimental de grande dimensão para os solos A e B.	181
Figura 5.18 – Resultados dos deslocamentos registrados e previstos pelo modelo proposto para o ensaio C27-100.	183
Figura 5.19 – Resultados dos deslocamentos registrados e previstos pelo modelo proposto para o ensaio C27-150.	184
Figura 5.20 – Resultados dos deslocamentos registrados e previstos pelo modelo proposto para o ensaio C27-200.	184

Figura 5.21 – Resultados dos deslocamentos registrados e previstos pelo modelo proposto para o ensaio B27-200. 186

Figura 5.22 – Resultados dos deslocamentos registrados e previstos pelo modelo proposto para o ensaio B27-150. 186

Figura 5.23 – Relação entre a largura do vazio e o deslocamento vertical do geotêxtil para o sistema Geovala. 191

Figura 5.24 - Relação entre o deslocamento vertical da manta com o acréscimo da rigidez para o vazio com largura de 100, 200 e 400 mm. 192

Figura 5.25 – Relação entre o máximo esforço de tração T (kN/m), as deformações e a largura do vazio, representada pelas regiões: região (1) com $L = 100$ mm, região (2) com $L = 200$ mm e região (3) com $L = 400$ mm. 193

Figura 5.26 – Deslocamentos medidos no ensaio de referência RV-conduto A 196

Figura 5.27 – Deslocamentos medidos no ensaio de referência RS-conduto A. 198

Figura 5.28 – Deflexões características medidas no ensaio B57-200. 199

Figura 5.29 – Efeito da compactação das primeiras camadas laterais sobre a deflexão do duto. 200

Figura 5.30 - Comparação entre as deflexões que ocorrem durante o processo construtivo e durante a sobrecarga de 100 kPa para o topo do duto. 201

Figura 5.31 – Tensões de compressão nas paredes do duto, calculadas com base nas deformações medidas no ensaio de referência RV-conduto A. 204

Figura 5.32 - Comparação entre as tensões compressivas máximas

calculadas nos ensaios realizados	205
Figura 5.33 - Valores calculados da porcentagem da área necessária para resistir a força compressiva atuante.	206
Figura 5.34 – Deformações registradas nos ensaios realizados e calculadas pelos métodos	207
Figura 5.35 – Convenção utilizada no cálculo dos momentos fletores	207
Figura 5.36 – Momentos calculados no ensaio de referência RV-conduto A.	208
Figura 5.36 – Momentos máximos calculados nos ensaios realizados.	209

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Resultados de experimentos em pequena dimensão Santichaianant (2002)	38
Tabela 2.2 – Fórmulas usadas para cálculo da rigidez do anel do duto (KIENOW E PREVOST, 1989 – Modificado)	58
Tabela 2.3 – Constantes de berço, k	62
Tabela 2.4 – Valores do módulo de reação do solo, E' (HOWARD, 1977)	63
Tabela 2.5 – Material publicado sobre o modulo de resistência passiva, E' (HARTLEY E DUNCAN, 1987 - Modificada).	64
Tabela 2.6 – Valores do módulo de reação do solo E' (HARTLEY E DUNCAN, 1987)	65
Tabela 2.7 – Valores de k_s (OKEAGU E ABDEL SAYED, 1984 - Modificada).	75
Tabela 3.1 – Etapas construtivas e trabalhos realizados para execução dos ensaios de pequenas dimensões.	90
Tabela 3.2 – Etapas construtivas para os ensaio de grandes dimensões.	112
Tabela 4.1 – Resultados das tensões lidas (em kPa) para os deslocamentos do alçapão de 0,1; 0,2; 0,3; 0,4; e 0,5 mm.	124
Tabela 4.2 – Relação entre as tensões finais registradas e aplicadas para as diferentes células considerando os ensaios realizados.	134
Tabela 4.3 – Relação entre as tensões registradas e aplicadas nos ensaios realizados.	139

Tabela 4.4 - Deslocamentos verticais do geotêxtil registrados nos ensaios experimentais.	142
Tabela 4.5 - Resultados dos deslocamentos verticais registrados no final do processo construtivo para os ensaios realizados.	146
Tabela 5.1 – Comparações entre as tensões totais registradas na Célula 02 (em kPa) para os ensaios realizados no solo B.	149
Tabela 5.2 - Comparação entre as tensões horizontais e verticais finais geradas na região A no plano mediano do conduto.	150
Tabela 5.3 – Comparações entre as tensões totais registradas na Célula 03 (em kPa) para os ensaios realizados no solo B.	151
Tabela 5.4 – Comparações entre as tensões totais registradas na Célula 04 (em kPa) para os ensaios realizados no solo B.	152
Tabela 5.5 – Comparações entre as tensões totais verticais registradas na Célula 02 (em kPa) para os ensaios realizados no solo C.	153
Tabela 5.6 – Comparações entre as tensões totais verticais finais registradas na Célula 03 (em kPa) para os ensaios realizados no solo C.	155
Tabela 5.7 – Comparações entre as tensões totais verticais finais registradas na Célula 04 (em kPa) para os ensaios realizados no solo C.	156
Tabela 5.8 - Deslocamentos verticais do geossintético medidos nos testes experimentais e previstos pelo método analítico proposto.	179

Tabela 5.9 – Resultados da análise paramétrica realizada para o modelo proposto, considerando as variáveis: Largura do vazio L e rigidez do geotêxtil J .	190
Tabela 5.10 - Deflexões finais no topo e na lateral do duto considerando os ensaios realizados com o solo B	202
Tabela A.1 – Serviços considerados na análise	237
Tabela A.2 - Resultados dos custos individuais de cada serviço e do custo total de implantação do duto.	238

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 - Técnicas de redução de esforços sobre dutos enterrados	10
Quadro 2.2 – Principais modelos utilizados para avaliar a interação solo – geossintético (MADHAV E POOROOSHASB, 1988).	19
Quadro 2.3 - Fórmulas freqüentemente utilizadas para quantificar as deflexões.	60
Quadro 2.4 – Cálculo da área das paredes	67
Quadro 2.5 - Modelos e fórmula para quantificar a flambagem em dutos enterrados	73
Quadro 3.1 – Nomenclatura utilizada nos ensaios com o alçapão.	88
Quadro 3.2 – Nomenclatura utilizada nos ensaios sem o alçapão.	89
Quadro 3.3 – Nomenclatura utilizada nos ensaios em grandes dimensões.	111
Quadro 5.1 – Parâmetros geotécnicos utilizados para o cálculo da estabilidade das paredes do Geovalva.	158
Quadro 5.2 - Etapas construtivas.	168

SUMÁRIO

RESUMO	I
ABSTRACT	II
LISTA DE FIGURAS	III
LISTA DE TABELAS	XV
LISTA DE QUADROS	XVIII
1.0 INTRODUÇÃO	1
1.1 Introdução	1
1.2 Geovala – Apresentação	3
1.3 Objetivos	5
1.4 Organização do trabalho	5
2.0 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	7
2.1 Introdução	7
2.2 O processo construtivo	7
2.3 O efeito da compactação no sistema Geovala	15
2.4 O efeito membrana	18
2.4.1 Modelos mecânicos e matemáticos de interação do solo – geossintético – solo compressível	19
2.5 O arqueamento	28
2.5.1 Experimentos Clássicos	29
2.5.2 Soluções teóricas	39

2.6	O efeito do arqueamento e da membrana tracionada sobre um vazio	49
2.7	A interação solo – duto	56
2.7.1	A rigidez do anelar	57
2.7.2	A deflexão	59
2.7.3	O esmagamento e plastificação das paredes	65
2.7.4	A flambagem das paredes	71
3.0	Materiais e Métodos	77
3.1	Introdução	77
3.2	O programa experimental	79
3.3	A disposição geral do experimento de pequenas dimensões	79
3.3.1	Materiais Utilizados	79
3.3.1.1	Os solos	79
3.3.1.2	Os geotêxteis	81
3.3.2	Equipamentos	82
3.3.2.1	A caixa de testes	82
3.3.2.2	As células de tensão total	84
3.3.2.3	A Aquisição de dados	85
3.3.2.4	Os extensômetros	86
3.3.3	O procedimento e o programa de ensaio	87
3.3.3.1	O programa de ensaio	87
3.3.3.2	O procedimento de ensaio	89
3.3.3.3	A compactação	91
3.4	A disposição geral do experimento de grandes dimensões	94

3.4.1	Materiais utilizados	94
3.4.1.1	Os solos	94
3.4.1.2	Os Geotêxteis	95
3.4.1.3	Os Condutos	95
3.4.2	Os Equipamentos	98
3.4.2.1	A Laje de reação	98
3.4.2.2	A caixa de teste	100
3.4.2.3	A ponte rolante	104
3.4.2.4	A aquisição de dados	104
3.4.3	A Instrumentação	105
3.4.3.1	Os strain-gauges	105
3.4.3.2	As Células de tensão total	106
3.4.3.3	Os medidores de deslocamento - DTH's	107
3.4.3.4	A microcâmara	107
3.4.4	O programa e o procedimento de ensaio	110
3.4.4.1	O programa de ensaio	110
3.4.4.2	O procedimento de ensaio	111
3.4.4.3	A compactação	114
3.4.4.4	O sistema de aplicação da sobrecarga	117
4.0	 Resultados	119
4.1	Introdução	119
4.2	Estudos das tensões – Resultados	119
4.2.1	Ensaio de pequenas dimensões	119
4.2.1.1	Tensões na base do alçapão	120

4.2.2	Ensaaios de grandes dimensões	126
4.2.2.1	Tensões no maciço de solo	127
4.2.2.2	Tensões verticais nos geotêxteis	135
4.2.2.3	Tensões verticais na lateral do vazio	136
4.2.2.4	Tensões no duto	137
4.2.2.4.1	Tensões de compressão das paredes	137
4.3	Estudos das deflexões e deformações	140
4.3.1	Ensaaios de pequena dimensão	140
4.3.1.1	Deflexões dos Geotêxteis	140
4.3.2	Ensaaios de grande dimensão	142
4.3.2.1	Deflexões dos geotêxteis	142
4.3.2.2	Deslocamento dos geotêxteis na extremidade do vazio	146
5.0	Discussão dos resultados	148
5.1	Introdução	148
5.2	Estudos das tensões	148
5.2.1	As regiões da envoltória do duto no sistema Geovalva – Solo B	149
5.2.2	As tensões no sistema Geovalva – Solo C	153
5.2.3	Análise da estabilidade das paredes do Geovalva	157
5.3	O modelo reológico – Estudos do processo construtivo	160
5.3.1	Introdução	160
5.3.1.1	Principais hipóteses adotadas	164
5.3.1.2	A sobreposição de efeitos – Deformação do geotêxtil no final do processo construtivo	168

5.3.1.3	O Desenvolvimento da equação para quantificar as deformações	170
5.3.1.4	Cálculo da deformação do geotêxtil e do acréscimo no deslocamento vertical $\Delta\delta$, a partir do deslocamento inicial	175
5.3.1.5	Avaliação dos esforços sobre o geotêxtil após enchimento do aterro	176
5.3.1.6	Considerações finais sobre o modelo	178
5.3.2	Aplicação do modelo aos ensaios de pequena dimensão	179
5.3.3	Aplicação do modelo aos ensaios de grandes dimensões	181
5.3.3.1	Considerações iniciais	181
5.3.3.1	Aplicação do modelo para prever os deslocamentos dos ensaios realizados	183
5.4	Aplicação do modelo – Estudos paramétricos	187
5.4.1	Considerações iniciais	187
5.4.2	Influência da rigidez do geotêxtil e da largura do vazio	189
5.5	Estudos complementares - a deflexão do duto	193
5.5.1	Deformação do duto – Compressão nas paredes e Momentos fletores	202
6.0	Conclusões	210
6.1	Introdução	210
6.2	Os ensaios experimentais	210
6.3	O modelo reológico proposto	213
6.3.1	Resultados da aplicação do método proposto	213
6.3.2	Estudos paramétricos	214

6.4	Recomendações para trabalhos futuros	215
7.0	Referências bibliográficas	216
Apêndice A		236

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 Introdução

A partir da metade do século XX, especialmente nos países pobres, ocorreu um fluxo migratório muito acentuado e extremamente desordenado da população do campo para as cidades. As estatísticas oficiais, em nível mundial, mostram que cerca de 80% das pessoas moram atualmente em conglomerados urbanos – cidades e vilas.

Nestes ambientes urbanizados, a população, como um todo, necessita de serviços essenciais que incluem o abastecimento de água, gás, eletricidade, telefonia, informações e entretenimento e a coleta de esgotos, de águas pluviais e de rejeitos industriais de vários tipos.

A grande maioria desses serviços utiliza as dutovias como elemento principal de transporte por ser barato, seguro e eficiente, quando comparado com qualquer alternativa de transporte. Desta forma, um olhar mais curioso no subsolo do espaço urbano nota que ele é cortado por intermináveis redes de dutos enterrados.

O uso destes dutos para prover as cidades de serviços essenciais, como o abastecimento de água e a coleta de esgoto, constitui-se em uma das mais sólidas tradições da humanidade. Há vários registros, por exemplo, de aquedutos servindo as principais cidades das antigas civilizações, práticas estas que se acentuaram com a urbanização, especialmente a partir da Revolução Industrial que ocorreu no final do século XVII.

A nossa dependência diária das dutovias é tal que não apenas a nossa qualidade de vida, mas o desempenho industrial, o zelo pelas questões ambientais, entre outros aspectos da vida moderna em nosso planeta, está fortemente ligado à disponibilidade destes serviços distribuídos ou coletado por dutovias.

Infelizmente, o quadro mundial mostra que a grande maioria da população que reside no terceiro mundo ou em países periféricos é desprovida destes serviços essenciais, mesmo aqueles de maiores necessidades como a disponibilidade de água e a coleta e tratamento de esgotos e resíduos. No Brasil, por exemplo, apesar de todo o avanço ocorrido nos últimos anos, o quadro é também desolador. Os índices mostram que elevada parcela da nossa população, quase sempre a de menor poder aquisitivo, não dispõe de redes de abastecimento de água e uma parcela ainda maior, de coleta de esgoto.

O quadro brasileiro se agrava ainda mais quando se consideram as perdas que ocorrem, especialmente nas redes de abastecimento de água em vista de uma série de deficiências. No Brasil têm-se registrado perdas superiores a $80 \text{ m}^3/\text{km.dia}$ devido avarias nos dutos - partidos ou perfurados e mal desempenho de juntas. Este tipo de dano está quase sempre associado às falhas no projeto geotécnico do duto ou nos processos executivos, também de natureza geotécnica – MINISTÉRIO DO PLANEJAMENTO E DE ÁGUA (1998). Deste modo, qualquer melhoria nos processos construtivos das redes certamente contribuirá para minimizar perdas ao longo da tubulação.

Ao se procurar as razões da persistência deste quadro desolador, ainda nos dias atuais, serão encontradas justificativas de toda a sorte, mas a mais forte delas é, sem dúvida, o custo das obras civis para implantação destas redes, que quase sempre são obras lineares extensas.

Testes de estanqueidade efetuados em redes novas de abastecimento alguns em vários loteamentos, no país, têm mostrado não apenas que as perdas são grandes como são difíceis de serem localizadas, especialmente depois que as valas estão reaterradas e em alguns casos sob pavimentação já construída. Qualquer solução construtiva que facilitasse a localização dos vazamentos, facilitando o reparo seria bem vinda. Aliás, soluções que possuem forte apelo à necessidade de um projeto de engenharia afastam o perigo do empirismo e da improvisação, contribuindo para um encaminhamento mais racional da questão. Obras mal planejadas e carentes de projetos sérios de engenharia serão sempre onerosas e quase sempre apresentam necessidade constante de manutenção.

A questão fundamental a ser posta em discussão é então como reduzir os custos destas obras, sejam elas novas ou existentes, que precisam de reparos. Curiosamente pode-se facilmente perceber que a forma de implantação das tubulações quase não evoluiu através dos séculos de utilização. Elas são ainda implantadas em valas e recobertas com solo. Quando os desníveis não permitem, podem ser colocadas salientes, encamisadas, ou sob aterros. Esta falta de alternativas quanto à forma de implantação não tem justificativa técnica e certamente repousa sobre a máxima da inércia dos bons resultados: *o bom desempenho de uma técnica impele o seu uso em situações parecidas*. Este princípio nem sempre abre espaço para questionamentos sobre custos ou mesmo sobre os aspectos técnicos das soluções de engenharia. No entanto, para preocupação de muitos pesquisadores esta máxima ainda sobrevive em muitos campos da ciência.

Ao se analisar os avanços técnicos que ocorreram nos sistemas de abastecimento e de coleta e tratamento de água e de esgoto, por exemplo, encontra-se certamente mais atenção, empenho da pesquisa e, portanto, mais alternativas técnicas, nas extremidades destes sistemas, não no seu corpo longitudinal. Afora a introdução de novos materiais para a confecção dos dutos e de novas formas de conexões de seus segmentos, muitos poucos progressos houve na implantação das redes.

Sem um avanço técnico neste setor, as possibilidades de redução de custos se esvanecem. É preciso inovar.

Atendendo a este apelo, esta proposta de estudo apresenta uma forma inovadora de abordar a questão da instalação de dutos enterrados: a GEOVALA.

1.2 Geovala – Apresentação

Apresenta-se neste trabalho o desenvolvimento de uma técnica construtiva para dutos enterrados intitulada GEOVALA. Esta técnica consiste na instalação de um geossintético sobre uma vala, preenchida ou não com material fofo, localizado acima do duto visando reduzir as tensões que atingem

a estrutura. A Figura 1.1 mostra um esquema da proposta objeto de pesquisa para as situações de vala e aterro.

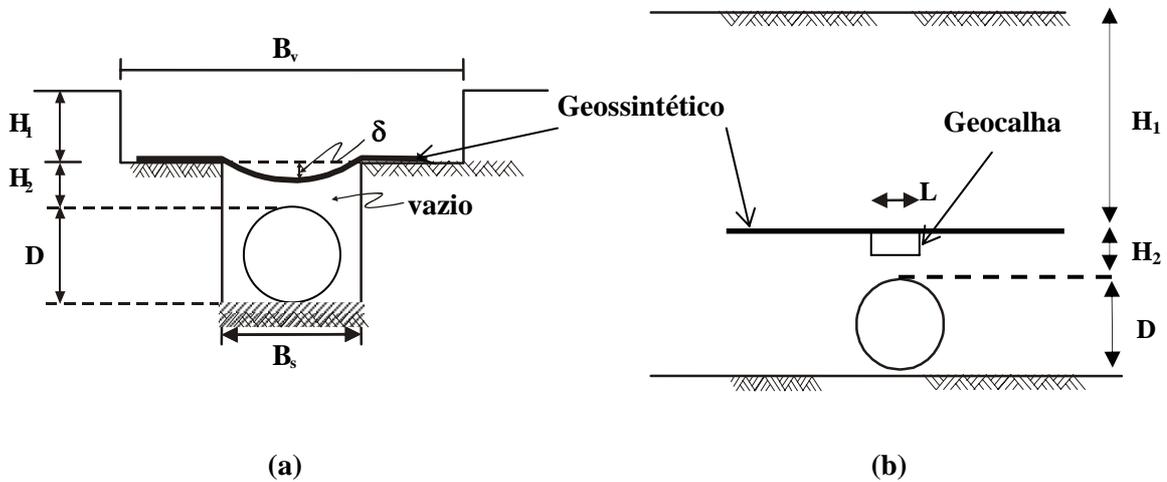


Figura 1.1 – Proposta objeto de pesquisa

Para a situação (a), em vala, é necessário implantar o duto em uma vala, escavada a partir de uma vala mais larga, a pré-vala. No fundo da pré-vala, uma manta de geossintético é disposta horizontalmente. O comprimento do geossintético deve ser tal que garanta uma ancoragem no solo lateral. Para a situação em aterro (b) é necessário conceber um vazio sobre o duto. Caso o solo não possua resistência suficiente para garantir a estabilidade das paredes do vazio deve-se utilizar uma Geocalha sobre o duto. Este elemento consiste de uma peça com seção transversal em U, com largura de $\frac{1}{4}$ a uma vez o diâmetro do duto e cerca de 50 mm de altura. Este elemento deve estar centralizado, acima da geratriz superior do duto, depois do aterro ter sido feito até esta altura. Em seguida, sobre ele, estende-se o geossintético e procede-se a finalização do aterro.

Para se analisar a técnica proposta nesta tese foram efetuados estudos por meio de ensaios de pequenas e grandes dimensões, realizados no *Laboratório de Geossintéticos* da Escola de Engenharia de São Carlos EESC/USP.

A Geovala é uma técnica inédita e dentre as várias possibilidades de uso, pode-se divisar o emprego de dutos muito flexíveis, e portanto mais

baratos; implantar redes em valas mais rasas do que as convencionais, ou sob altura de coberturas menores do que as atualmente prescritas pelos códigos de obras.

1.3 Objetivos

Os principais objetivos desta tese são:

a) Desenvolver uma nova técnica para instalações de dutos enterrados;

b) Desenvolver um método de cálculo analítico que permita quantificar a tensão vertical sobre o geotêxtil, seus deslocamentos e a força de tração que se desenvolve quando ele sofre um estiramento sob efeito das cargas verticais.

1.4 Organização do trabalho

Inicialmente, para um perfeito entendimento do desempenho mecânico do sistema Geovala, apresenta-se no Capítulo 02, uma revisão bibliográfica dos principais temas relativos ao estudo da técnica proposta. Neste capítulo, faz-se referência às contribuições da literatura científica com relação aos processos construtivos de dutos enterrados, a interação entre solo e geossintético e a influência das tensões verticais sobre o geossintético. Nestes estudos, procura-se considerar a interação solo-geossintético sob os efeitos da compactação, do arqueamento e do efeito membrana. Faz-se referência ainda ao estudo da interação solo-duto abordando as deflexões, as deformações e a possibilidade de flambagem das paredes ocasionadas pelos carregamentos atuantes sobre a estrutura.

No Capítulo 03 apresentam-se os materiais e os métodos utilizados na realização dos ensaios de pequenas e grandes dimensões que auxiliaram na avaliação da técnica proposta. Os ensaios permitiram a obtenção de informações importantes, nomeadamente às relacionadas à forma defletida do geotêxtil sobre o vazio e ao efeito do processo construtivo. Estas informações

permitiram a concepção de um modelo reológico compósito para o sistema em estudo.

No Capítulo 04 apresentam-se os resultados dos ensaios realizados nos protótipos executados em escala reduzida e em escala real. Nestes ensaios, procurou-se obter informações sobre as tensões atuantes na meia seção superior do duto, no maciço envolvente e nos geotêxteis durante a execução das camadas do aterro e aplicação da sobrecarga. Apresentam-se ainda, neste capítulo, as deflexões e deformações dos geotêxteis e dos dutos.

No Capítulo 05 introduzem-se as análises e discussões dos resultados relacionados aos estudos das tensões, deflexões e do processo construtivo. No texto, avaliou-se a interferência provocada pelo geotêxtil e pelo vazio nas tensões geradas no sistema Geovala. Além disso, apresenta-se uma análise da estabilidade das paredes laterais do vazio para os ensaios executados. Para complementar o estudo do sistema Geovala propôs-se um método de cálculo capaz de prever os deslocamentos verticais do geotêxtil, quando instalados sobre vazios, durante o processo construtivo. Ainda, considerando um carregamento constante durante o processo construtivo avaliou-se as principais variáveis do modelo compósito por meio de uma análise paramétrica.

No capítulo 06 são apresentadas as principais conclusões dos estudos realizados sobre o tema proposto, abordando os questionamentos relevantes sobre o sistema Geovala e propondo estudos complementares relativos à técnica.

Finalmente, no apêndice A, faz-se um estudo sobre os custos de implantação da técnica proposta. Nestes estudos compara-se a técnica a soluções convencionais em vala, considerando dutos enterrados de manilha cerâmica e de PVC.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Introdução

Para uma melhor compreensão do comportamento mecânico do sistema Geovala, apresentada no capítulo anterior, é necessário que o processo construtivo, a interação entre solo e geossintético e a influência das tensões verticais sobre o geossintético e o duto sejam adequadamente entendidos. Neste capítulo, apresenta-se uma revisão bibliográfica sobre os aspectos mencionados, fazendo referência às contribuições recentes da literatura científica.

No texto, procurou-se também enfatizar o processo construtivo, considerando a interação solo-geossintético sob os efeitos da compactação, do arqueamento e do efeito membrana. Ainda, faz-se referência ao estudo da interação solo-duto enfocando as deflexões, as deformações e a possibilidade de flambagem das paredes ocasionadas pelos carregamentos atuantes sobre a estrutura.

2.2 O processo construtivo

Desenvolver um processo construtivo para reduzir os esforços sobre dutos enterrados e ainda quantificar estes esforços sobre a estrutura constitui-se um grande desafio. Nesta perspectiva, foram realizadas durante o último século, várias tentativas para entender o efeito da interação solo – duto nos esforços desenvolvidos no sistema (MARSTON, 1930; SPANGLER, 1951; KRIZEZ et al, 1971; SLANDEN E OSWELL, 1988; KENNEDY E LABA, 1989; MCGRATH et al. 1990; DAS E KHING, 1994; LIEDBERG, 1994; HOWARD, 1994; HORVATH, 1997; VIANA E BUENO, 1998).

Apesar do progresso alcançado no entendimento da interação solo - duto, pouco foi desenvolvido em termos da instalação de dutos. A Figura 2.1 apresenta as principais técnicas construtivas ainda utilizadas.

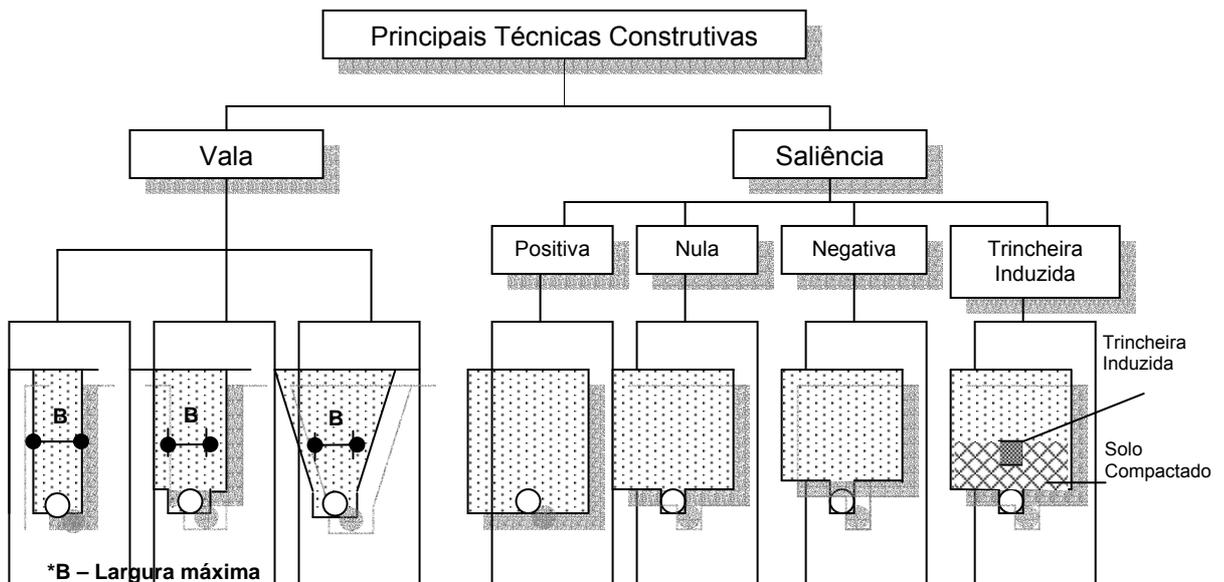


FIGURA 2.1 – Principais técnicas construtivas de dutos enterrados (AWWA, 1985).

Como apresentado na Figura 2.1, essas técnicas podem ser divididas em duas grandes classes, em vala, quando o duto é instalado sob uma vala pré-escavada, e em saliência, quando o duto é instalado sobre a superfície do solo recebendo posteriormente um aterro sobre ele. Nesta condição, chama-se saliência positiva quando a geratriz superior do duto está acima da superfície do solo e negativa quando está abaixo. Caso a geratriz superior coincida com a superfície do solo, chama-se somente saliência ou saliência nula (AWWA, 1985).

Para as condições em trincheira e saliência, os critérios de cálculo e o dimensionamento geométrico do duto foram amplamente (MARSTON, 1930; SPANGLER, 1951; SLANDEN E OSWEEL, 1988; HORVATH, 1994; U.S. ARMY, 1997), dentre outros.

Por outro lado, dentre os métodos que induzem uma redução de esforços sobre a estrutura, o mais pesquisado e utilizado é o da trincheira

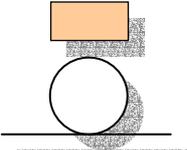
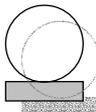
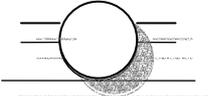
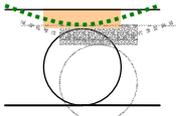
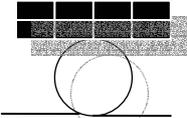
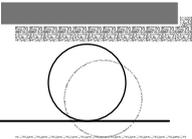
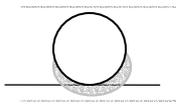
induzida, Figura 2.1, (MARSTON, 1930). Nesta técnica, instala-se um “*bloco*” compressível usualmente de $1D$ (D = diâmetro) de largura por $1D$ a $2D$ de altura localizado acima da geratriz superior do duto de modo a “*induzir*” deslocamentos relativos entre a região central (prisma interno) e a região lateral (prismas externos). Estes deslocamentos induzem tensões cisalhantes nas laterais do prisma interno com sentido ascendente que reduzem o carregamento sobre o duto. Este fenômeno é conhecido como *arqueamento positivo*, devido a sua ação em reduzir as tensões sobre o duto.

O material do “*bloco*” compressível pode ser: solo fofo, bloco de geoexpandido (moldado de poliestireno expandido (EPS)) e derivações, etc. Entretanto, materiais de natureza orgânica (palha, papel, folhas, fibras, etc) embora não recomendados tenham sido utilizados com alguma frequência (SLANDEN E OSWEEL, 1988; HORVATH 1997). Resultados experimentais mostram que, em alguns casos, o carregamento atuante na estrutura pode ser reduzido em cerca de 40 a 60% com utilização desta técnica. O método da trincheira induzida é mais recomendável para dutos rígidos (SPANGLER, 1951; SLANDEN E OSWEEL, 1988).

Além da trincheira induzida, outras técnicas foram desenvolvidas no intuito de se reduzir os esforços sobre a estrutura, dentre elas destacam-se, a dos berços compressível ou de solo-cimento e aquelas que reforçam o solo de cobertura com tiras metálicas, pneu ou placas de concreto (SPANGLER, 1951; LIEBERG, 1994; HOWARD, 1994; LONG, 1996; VIANA E BUENO, 1998; FRE-COMPOSITES, 1999). Entretanto, todas estas técnicas são aplicáveis somente em situações específicas e ainda não apresentam critérios de cálculo bem definidos. O Quadro 2.1 resume as características principais de algumas destas propostas.

Viana e Bueno (1998) acrescentaram à técnica da trincheira induzida o uso de geossintético sobre o “*bloco*” compressível implantado no solo de cobertura. Neste processo construtivo, aliou-se o benefício da trincheira somado ao efeito da inclusão do geossintético no solo. A principal vantagem desta técnica é a inserção do efeito membrana na composição dos esforços que agem no sentido de reduzir as tensões sobre a tubulação enterrada. Esta seria a percussora do Geovalva.

Quadro 2.1 - Técnicas de redução de esforços sobre dutos enterrados

Técnica empregada	Modelo	Autores
Trincheira Induzida		(MARSTON,1930; SPANGLER, 1951; KRIZEK et al, 1971; YOUNG E TROTT, 1984; BULSON, 1985; SLANDEN E OSWELL, 1988; VASLESTAD et al, 1993; LIEDBERG, 1994; HORVATH, 1997).
Berço compressível		(SPANGLER, 1951; LIEDBERG, 1994).
Tiras metálicas		(KENNEDY E LABA, 1989)
Geossintético		(DAS E KHING, 1994; VIANA E BUENO, 1998.)
Pneusolo		(LONG, 1996)
Placa de Concreto		(FRE-COMPOSITES, 1999)
Berço de solo - cimento		(HOWARD, 1994)

Sem dúvida alguma, a grande dificuldade de se avaliar o desempenho de uma determinada técnica de instalação de dutos enterrados, como as apresentadas no Quadro 2.1, frente aos carregamentos atuantes, está na imprevisibilidade dos fenômenos que ocorrem durante o processo construtivo. Os efeitos do processo construtivo, tais como, o histórico da escavação da vala, a rigidez do sistema de contenção (se houver), as seqüências da construção e o tipo e forma da compactação do solo, interferem na correta

avaliação do carregamento desenvolvido no sistema (MARZIONNA et al., 1999).

Um critério de dimensionamento apropriado deve permitir a avaliação dos esforços de maneira que o sistema seja estaticamente determinado e que esteja em equilíbrio com o carregamento atuante. Apesar da complexidade inerente às técnicas de instalação de dutos enterrados, principalmente como a que considera a interação solo-geossintético-vazio, pode-se realizar a análise através de modelos reológicos simplificados, baseados em resultados de ensaios de laboratório em verdadeira grandeza. Através dos resultados fornecidos por estes modelos, podem-se desenvolver equações de equilíbrio de modo a quantificar o comportamento do sistema adequadamente. Na literatura, encontram-se diversos exemplos de modelos físicos e de formulações matemáticas que procuram avaliar comportamento do sistema solo-geossintético-vazio. (BONAPARTE E BERG, 1987; GIROUD et al., 1988; HYDE E YASUHARA, 1988; MADHAV E POOROOSHAB, 1988; GIROUD et al., 1990; POOROOSHAB, 1991; ESPINOZA, 1994; DAS E KHING, 1994; MCKELVEY III, 1994; RUSSELL et al., 1997; SOONG E KOERNER, 1998; BATHURST E KNIGHT, 1998; GOURC et al., 1999; VIANA E BUENO, 2002).

A técnica Geovala que, como mencionado, caracteriza-se pela inserção de um geossintético sobre um vazio, preenchido ou não com material fofo, sobre o duto (VIANA E BUENO, 2002) pode ser utilizada nas situações de vala ou de aterro. A Figura 2.2 apresenta a situação em vala.

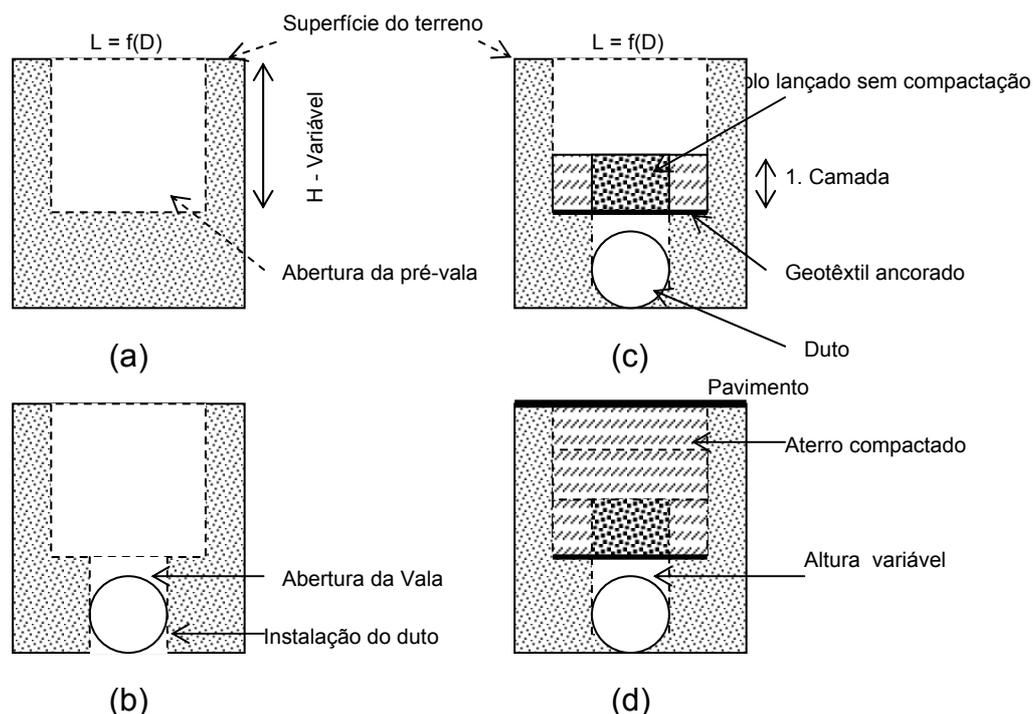


Figura 2.2 – Processo construtivo Geovala – solução para vala e saliência negativa

Para a situação em vala, inicialmente abre-se uma pré-vala com largura suficiente para abrigar o geossintético garantindo a sua ancoragem, Figura 2.2a. Após abertura da pré-vala, o duto é lançado na vala propriamente dita, de largura igual ao diâmetro do duto, a qual pode ou não ser preenchida com material de aterro. Após o duto ser devidamente instalado no fundo da vala, coloca-se uma manta de geossintético no fundo da pré-vala, devidamente ancorado na lateral. A ancoragem lateral deve garantir que o geossintético permaneça estirado, sem dobras ou ondulações, e que, sob efeito dos deslocamentos relativos, que inevitavelmente ocorrem no sistema, possa deformar-se de uma forma adequada e suportar parte das cargas verticais que atuam sobre a sua superfície. Estando devidamente ancorado, comporta-se como se fosse uma membrana fixa nas bordas e carregada na sua parte central.

Nesta situação, duas condições podem ocorrer quando a pré-vala for aterrada, quais sejam:

a) o geossintético deforma-se sob ação das cargas externas, mas não toca o topo do duto. Nesta condição a vala pode ou não ser reaterrada. Se não o

for, tem-se a condição de um vazio perfeito. Se o for, deve-se permitir de que o solo de reaterro possa comprimir o suficiente para permitir o estiramento do geossintético. Neste caso, apenas uma parcela da carga vertical atinge o topo do duto; no primeiro caso a carga vertical sobre o duto é nula;

b) o geossintético deforma-se e toca o topo do duto. Neste caso, apenas uma parcela da carga chega ao duto, não se pode, pois, atingir a condição de vazio perfeito.

Na condição de vazio perfeito nenhuma carga vertical externa ou de peso próprio do solo acima do geossintético atinge o duto. Esta situação permite que se instale um tubo tão flexível quanto se queira, como uma mangueira feita de geomembrana, por exemplo. Tais dutos podem ser fabricados em qualquer diâmetro e possuir extensão, sem emendas, de centenas de metros. Isto permite a redução de perdas, além de facilitar a inspeção e manutenção (VIANA E BUENO, 2002).

Após o geossintético estar devidamente ancorado no solo lateral, lança-se a primeira camada do aterro ($h \cong 20\text{cm}$ de solo), não compactando o solo diretamente sobre a manta, de modo a evitar deflexões excessivas do geossintético. Depois de lançada a primeira camada, realiza-se o lançamento e compactação das camadas posteriores até a superfície. A ancoragem do geossintético é obtida via o confinamento do solo lateral e pode ser aumentada com o uso de grampos.

A Figura 2.3 apresenta a situação em aterro.

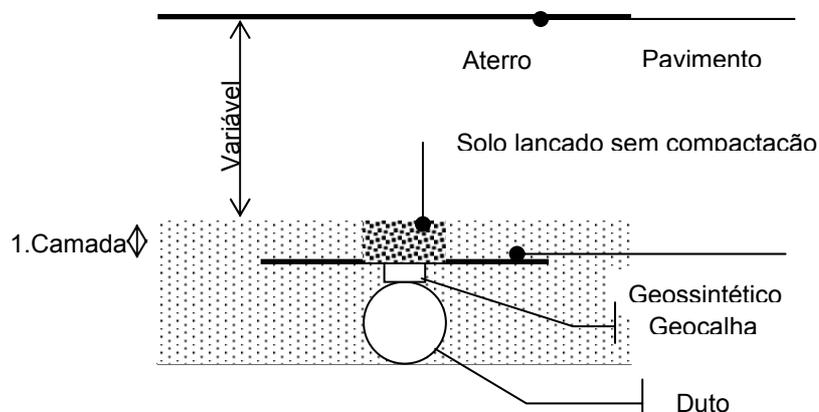


Figura 2.3 – Processo Construtivo Geovalva – Solução para aterro.

A situação em aterro, Figura 2.3, não exige a execução da sub-valeta, sendo, entretanto, necessário utilizar a *geocalha U* que deve ser inserida no solo de reaterro. A geocalha é um elemento com cerca de $\frac{1}{4}$ a uma vez o diâmetro do duto de largura (base) e cerca de 50 mm de altura (lados) que admite a confecção e a execução do espaço útil que permite a manta se deformar livremente e induzir o arqueamento positivo no solo, reduzindo o carregamento sobre o topo do geotêxtil.

Pode-se ainda ter em aterro a condição de saliência negativa. Esta configuração pode ser entendida como um caso particular de instalação em valeta quando a pré-valeta tem extensão infinita. Tal qual na condição em valeta pode-se ter as condições particulares (a) e (b) descritas anteriormente.

2.3 O efeito da compactação no sistema Geovalva

Considerando o sistema Geovalva, pode-se verificar que o efeito da compactação sobre as tensões que agem no solo não depende somente do método de compactação, da tensão de contato, da rigidez do solo de fundação, do lançamento das camadas e das características de tensão e deformação do solo, mas também da rigidez do geossintético. No caso da Geovalva é importante levar em consideração a interação solo-geossintético durante a compactação do aterro sobre o geossintético que repousa sobre o vazio. A

Figura 2.4 ilustra os prováveis efeitos da compactação no solo de fundação, considerando a rigidez da fundação e o vazio.

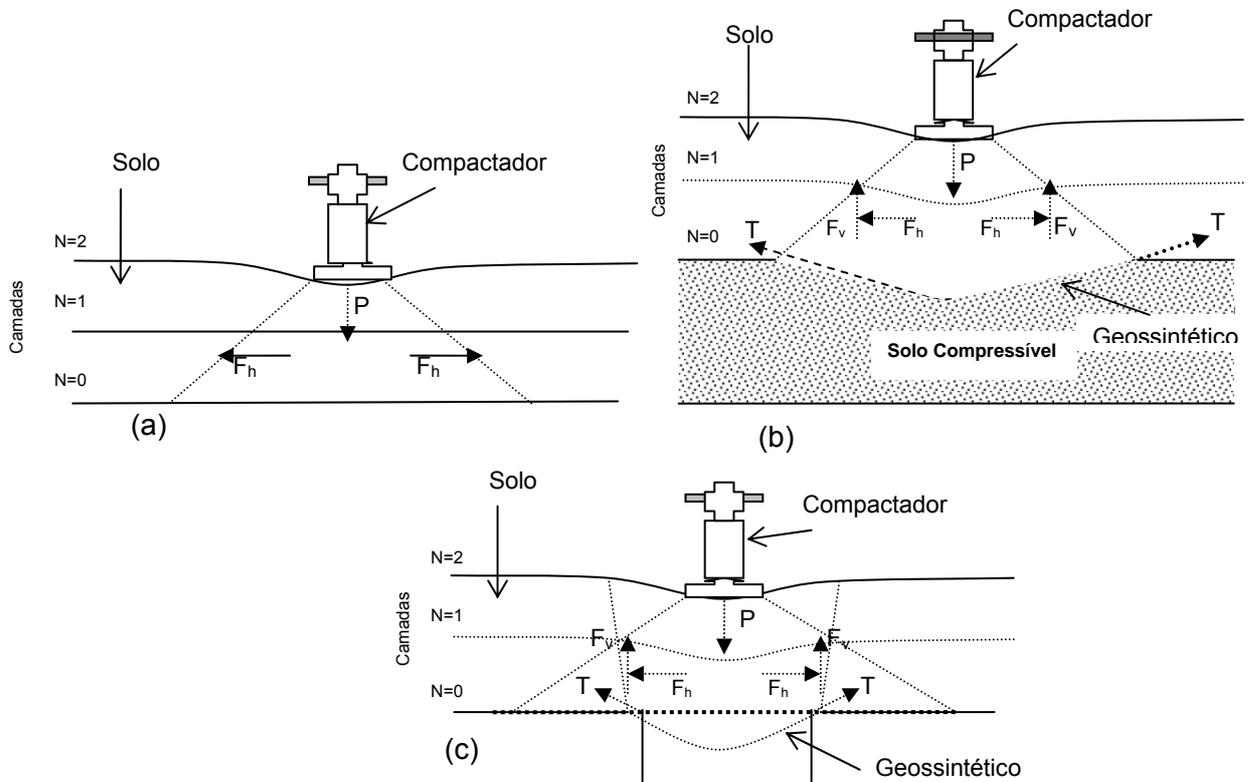


Figura 2.4 – Diferentes efeitos da compactação considerando: (a) base rígida, (b) aterro reforçado sobre fundação em solo compressível e (c) sobre vazio.
(GIROUD et al., 1988; ESPINOZA, 1994 - Modificado)

Para todos os casos apresentados na Figura 2.4, a compactação afeta a estrutura do solo, modifica o histórico de tensões e o comportamento reológico do maciço. De fato, considerando a construção de um aterro, a camada de solo que se encontrava em um estado fofo, deformável e sem praticamente nenhuma resistência, após a compactação, torna-se mais rígida e resistente. Isto ocorre principalmente devido à redução do índice de vazios do solo e o conseqüente aumento do entrosamento entre os grãos. O efeito da compactação será tanto maior quanto menores forem os esforços que contrapõem as tensões geradas sobre o sistema. A Figura 2.4a apresenta a compactação do aterro sobre base rígida. Neste caso, os efeitos da compactação do solo dependem prioritariamente da forma e da energia de

compactação, da espessura de camada, e das características reológicas do solo. Após a compactação, as tensões horizontais - σ_h - poderão aumentar significativamente (BROMS, 1971; INGOLD, 1979; LAMBE E WHITMAN, 1979; LEONARDS E FROST, 1988; MASSARSCH, 1999).

Para as situações apresentadas nas Figuras 2.4b e 2.4c, o carregamento gerado pela compactação mobiliza a resistência à tração da manta que age, de uma maneira interativa, reduzindo o carregamento sobre o solo de fundação ou resistindo totalmente o carregamento dirigido sobre o vazio. Além disso, a compactação pode ainda aumentar as tensões horizontais e conseqüentemente as tensões cisalhantes que agem nos prismas adjacentes a região central reduzindo também o carregamento sobre a manta (GIROUD E NOIRAY, 1981; GIROUD, 1981; GIROUD et al., 1988, 1990, 2000; HAUSMANN, 1987; MAHMOOD et al., 2000). Nestes casos, o problema torna-se mais complexo. Para se ter uma correta avaliação sobre o efeito dos carregamentos gerados pela compactação no solo de fundação deve-se quantificar o esforço de tração gerado na manta e as tensões cisalhantes atuantes nas laterais do prisma de solo sobre a manta.

Ainda, nos casos apresentados na Figura 2.4b e 2.4c, apesar do entendimento do fenômeno ser relativamente simples, a quantificação dos esforços desenvolvidos durante a compactação é extremamente complexa. Esta quantificação pode ser aproximada através de retro-análises, de análises numéricas ou através de modelos reológicos desenvolvidos com base no estudo do comportamento tensão x deformação do sistema solo – geossintético – solo compressível ou solo – geossintético - vazio. Devido à complexidade e a impossibilidade de uma análise realística sobre os fenômenos que ocorrem durante a compactação, principalmente quando relacionado ao geossintético sobre o vazio, deve-se procurar entender, através de um conjunto de ensaios, os fenômenos relacionados a estes efeitos.

Deste modo, apesar de contribuírem para o entendimento inicial do problema, os estudos disponíveis na literatura não podem ser utilizados para avaliar o efeito da compactação no sistema Geovala (TERZAGHI E PECK, 1967; BROMS, 1971; INGOLD, 1979; LAMBE E WHITMAN, 1979; FORSSBLAD, 1980; DAS, 1983; MASSARSCH, 1999). No Geovala, a

complexidade da avaliação deve-se ao processo construtivo que, de uma maneira simplificada, pode ser dividido em quatro etapas: a) a escavação da vala (quando houver), b) a compactação da envoltória, c) a compactação do aterro sobre o geossintético instalado sobre o vazio e d) a aplicação da sobrecarga. Em todas estas etapas o solo pode sofrer expansões e compressões, variando o estado de tensões verticais e horizontais, os quais, podem gerar coeficientes de empuxo em estados intermediários: repouso (k_0) - ativo (k_a), repouso (k_0) - passivo (k_p), ou ainda repouso final (k_f). A determinação do coeficiente k_f é extremamente complexa e depende prioritariamente do histórico de tensões e da reologia do solo.

Deve-se ainda considerar que, para o cálculo das tensões verticais e horizontais desenvolvidas no duto, no sistema Geovala, quando este estiver em contato com o solo, o valor do coeficiente k_f dependerá das deflexões do duto. Caso o duto permita a expansão do solo (deslocamento positivo) o valor das tensões horizontais diminuirá, reduzindo o valor de k_f (estado repouso - ativo). De outra forma, se o duto comprimir o solo (deslocamento negativo) o valor das tensões horizontais aumentará, aumentando o valor de k_f (estado repouso - passivo).

O mesmo efeito deve ser considerado para se conhecer as tensões verticais que se desenvolvem sobre a manta e as tensões horizontais geradas nas paredes laterais do prisma de solo sobre a manta, durante e após a compactação. Desta forma, para este sistema, não há como prever o coeficiente de empuxo final k_f sem um amplo estudo realizado via ensaios em verdadeira grandeza que simulem as etapas construtivas e registrem os esforços verticais e horizontais gerados durante cada estágio realizado.

Finalmente, deve-se prever, nestes estudos, a determinação das tensões de tração geradas no geotêxtil durante e após a compactação, que irão também contribuir para o entendimento do efeito da compactação no sistema Geovala. As tensões de tração serão mobilizadas no geotêxtil devido ao efeito membrana, o qual, possibilita a manta resistir aos esforços provenientes do peso próprio do solo e da sobrecarga devido à compactação.

2.4 O efeito membrana

Os geossintéticos não apresentam rigidez à flexão quando submetidos a um carregamento normal ao seu plano. Além disso, sob um carregamento desta natureza, defletem-se assumindo uma forma geométrica característica. O efeito membrana se dá em virtude da mobilização de tensões de tração que ocorrem devido à sua deflexão, Figura 2.5.

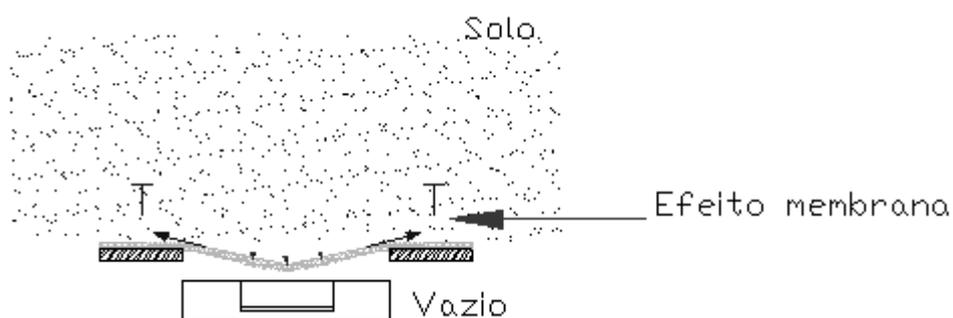


Figura 2.5 – O Efeito membrana

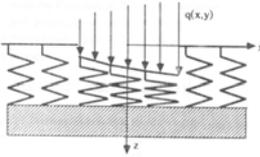
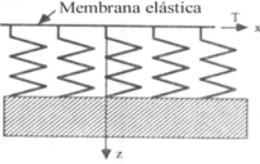
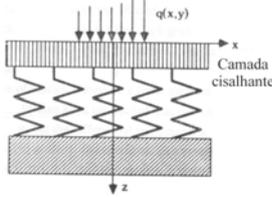
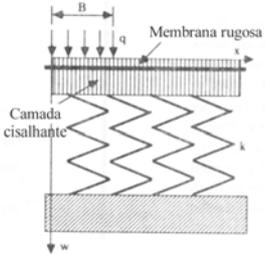
Durantes as últimas décadas, este efeito tem sido analisado por diversos autores, principalmente em obras sobre solos compressíveis (reforço basal, aterro sobre estacas) (GIROUD E NOIRAY, 1981; BOURDEAU et al., 1982; SELLMEIJER et al., 1982; HOLTZ E SIVAKUGAN, 1987; HAUSMANN, 1987; MADHAV E POOROOSHASB, 1988; HYDE E YASUHARA, 1988; MILLIGAN et al., 1989; SHUKLA E CHANDRA, 1994; ESPINOZA, 1994; RUSSEL et al., 1997; YIN, 1999; MAHMOOD et al., 2000).

Neste item, serão apresentadas algumas das teorias e modelos analíticos recentes. É interessante salientar que os modelos apresentados não são necessariamente aplicáveis à solução do sistema Geovala. Entretanto, o entendimento global do fenômeno do efeito membrana é importante para deduzir e quantificar a sua influência no processo construtivo Geovala.

2.4.1 Modelos mecânicos e matemáticos de interação do solo – geossintético – solo compressível.

O Quadro 2.2 apresenta os principais modelos utilizados para analisar a interação solo – geossintético – solo compressível.

Quadro 2.2 – Principais modelos utilizados para avaliar a interação solo – geossintético (MADHAV E POOROOSHASB, 1988)

Modelo	Autor – considerações
	<p>Modelo de Winkler</p> <ul style="list-style-type: none"> • Relaciona as tensões do solo com as deformações; $w = \frac{q}{k}$, onde k – Constante da mola ou módulo de reação do solo.
	<p>Modelo de Filenko-Borodich</p> <ul style="list-style-type: none"> • Melhoria do modelo de Winkler, leva em consideração os deslocamentos do solo externo à região carregada. Existe uma continuidade entre as molas através de uma membrana lisa ancorada nas pontas; $k_w - T \frac{d^2 w}{dx^2} = q$, onde T – tração constante na membrana.
	<p>Modelo de Pasternak</p> <ul style="list-style-type: none"> • Considera a interação cisalhante entre os elementos de solo compressível (molas). A camada compressível é caracterizada pelo seu módulo cisalhante G e rigidez H. $kw - GH \frac{d^2 w}{dx^2} = q$
	<p>Modelo de Madhav e Poorooshasb- Modelo geral</p> <ul style="list-style-type: none"> • Extensão do modelo de Pasternak incorporando uma relação constitutiva para o solo e propondo uma função especial para satisfazer as equações de equilíbrio solo – membrana rugosa. $q = kw = (G_t H_t + T \cos \theta + G_b H_b) \frac{d^2 w}{dx^2}$ $\frac{dT}{dx} = -(\mu_t \sec \theta + \sin \theta)(q + G_t H_t \frac{d^2 w}{dx^2}) - (\mu_b \sec \theta - \sin \theta)(kw - G_b H_b \frac{d^2 w}{dx^2} + \mu_b p) \sec \theta = 0$

Além dos modelos apresentados no Quadro 2.2, Kerr (1964) descreve uma série de outros, os quais, poderiam também ser utilizados para analisar o comportamento solo geossintético – solo compressível.

Nos modelos que consideram a inclusão, os autores atestam que o efeito da membrana tracionada se dá devido à transferência de tensões cisalhantes no topo e na base da membrana. A Figura 2.6 apresenta este tipo de interação considerado no modelo de Madhav e Poorooshasb (1988).

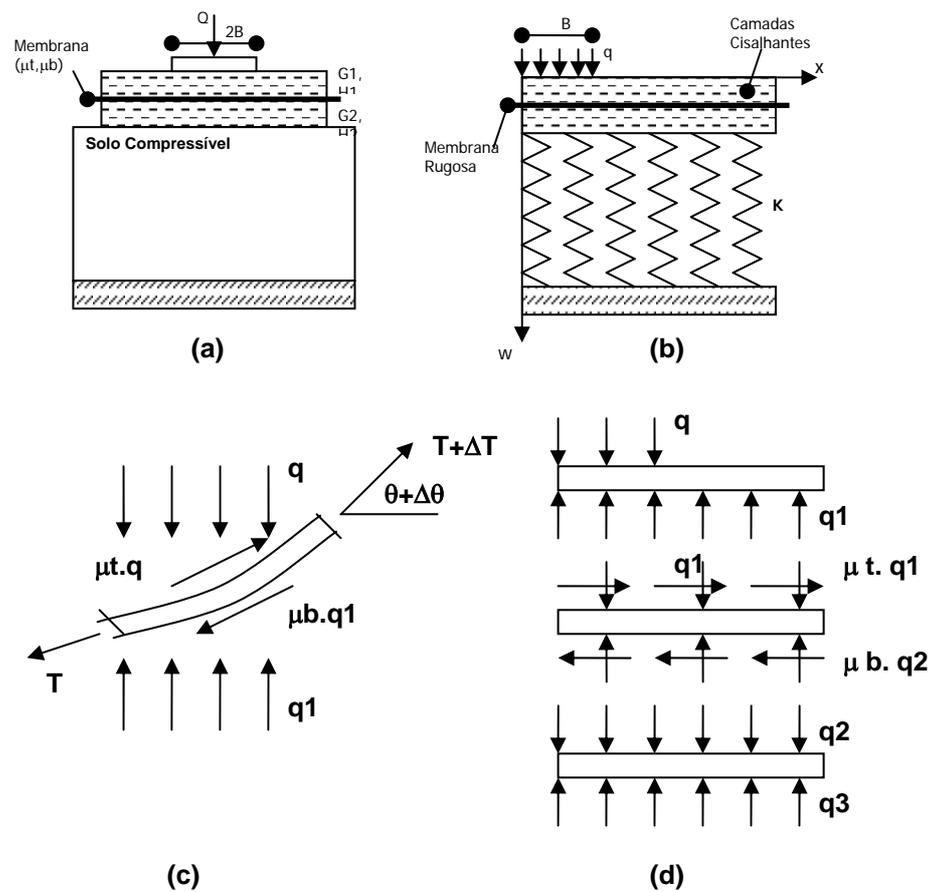


Figura 2.6 – Equilíbrio e distribuição de forças entre os elementos diferenciais do modelo Madhav & Poorooshasb (1988): (a) configuração geométrica, (b) modelo proposto, (c) forças atuantes e (d) forças em diferentes elementos do modelo.

Madhav e Poorooshasb (1988) propuseram as seguintes equações para resolução do modelo:

$$w_i - \left\{ G_t^* + T_i^* \cos(\theta_i) + G_b^* \right\} \left\{ \frac{w_{i+1} - 2w_i + w_{i-1}}{\Delta x^2} \right\} = q_i^* \quad (2.1)$$

$$T_i^* = T_{i-1}^* + \frac{\Delta X}{2} \left[\left(\mu_t \sec \theta_i + \sin(\theta_i) \right) \left\{ (q_i^* + q_{i-1}^*) + G_t^* \left\{ \frac{d^2 w}{dx^2} \Big|_i + \frac{d^2 w}{dx^2} \Big|_{i-1} \right\} \right\} + (\mu_b \sec \theta_i - \sin(\theta_i)) \left\{ (w_i + w_{i-1}) - G_b^* \left\{ \frac{d^2 w}{dx^2} \Big|_i + \frac{d^2 w}{dx^2} \Big|_{i-1} \right\} \right\} \right] \quad (2.2)$$

A solução das equações adimensionalizadas, 2.1 e 2.2, do modelo de Madhav e Poorooshasb (1988) é obtida através de um processo iterativo baseado em diferenças finitas. Nele se assume um valor para W_i (deflexão da manta) e calculam-se valores de T_i^* (tração na manta) e θ_i . O calculo é alimentado até a convergência de W_i . As propriedades de interesse para a resolução das equações são: para o aterro – módulo cisalhante (G) e a espessura (H); para o solo compressível - modulo de reação do solo (k) e, para o geossintético – coeficiente de atrito da base (μ_b) e do topo (μ_t) entre o geossintético e o solo.

Segundo Madhav e Poorooshasb (1988) o efeito membrana é importante para carregamentos elevados e diminui à medida que o carregamento decresce. Outros autores também verificaram este comportamento (JARRET, 1980; BOUTRUP E HOLTZ, 1983). Além disso, verificaram que o aumento da zona reforçada L/B possui uma enorme influência nos recalques, chegando a um limite da ordem de $L/B > 2.0$. A Figura 2.7 apresenta resultados da variação da tração na membrana, obtidos no modelo de Madhav e Poorooshasb (1988).

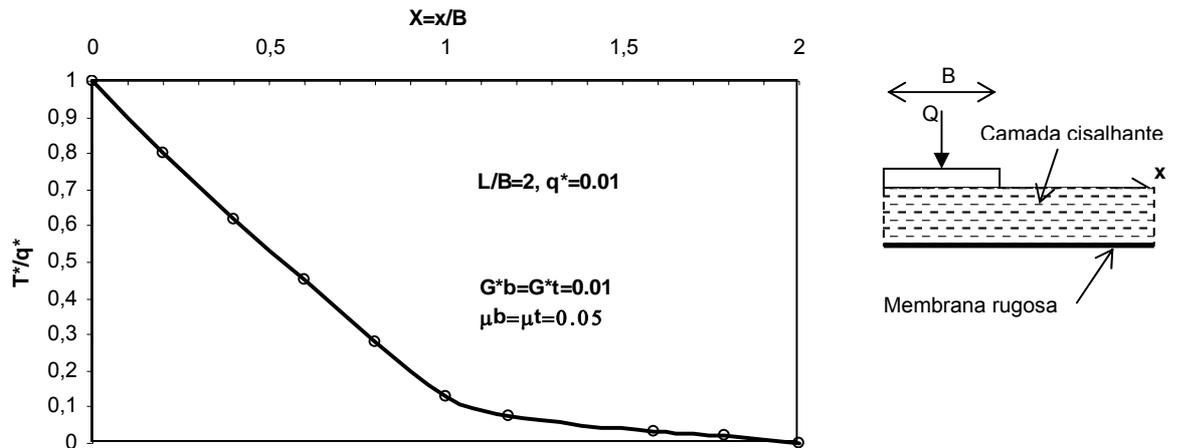


Figura 2.7 – Variação da força de tração na membrana com a distância ao centro da área carregada (Madhav e Poorooshasb, 1988).

Shukla e Chandra (1994) apresentaram um outro modelo, em que incorporaram os efeitos da compactação do solo, da consolidação do sistema do reaterro granular reforçado e do solo compressível (U), da razão de sobre adensamento do solo compressível (R) e do pré - tracionamento do geossintético (T^*_p), Figura 2.8. A solução das equações do modelo, 2.3a e 2.3b, são interativas e semelhantes à do modelo anterior.

$$q^* = \bar{X}1_{i,j} \frac{\alpha W_{i,j}}{1 + \alpha U_i} - \left\{ G^*_1 + \bar{X}2_{i,j} (T^*_{p,i} + T^*_{i,j}) \cos \theta_{i,j} + \bar{X}1_{i,j} G^*_b \right\} \left\{ \frac{W_{ii-1,j} - 2W_{i,j} + W_{i+1,j}}{\Delta X^2} \right\} \quad (2.3a)$$

$$T^*_{i,j} = T^*_{i+1,j} + \frac{\Delta X}{2} \left[\bar{X}3_{i,j} \left\{ (q^*_i + q^*_{i+1}) + G^*_i \left(\frac{\partial^2 W}{\partial X^2} \Big|_{i,j} + \frac{\partial^2 W}{\partial X^2} \Big|_{i+1,j} \right) \right\} + \bar{X}4_{i,j} \left\{ \frac{\alpha (W_{i,j} + W_{i+1,j})}{1 + \alpha U_i} - G^*_b \left(\frac{\partial^2 W}{\partial X^2} \Big|_{i,j} + \frac{\partial^2 W}{\partial X^2} \Big|_{i+1,j} \right) \right\} \right] \quad (2.3b)$$

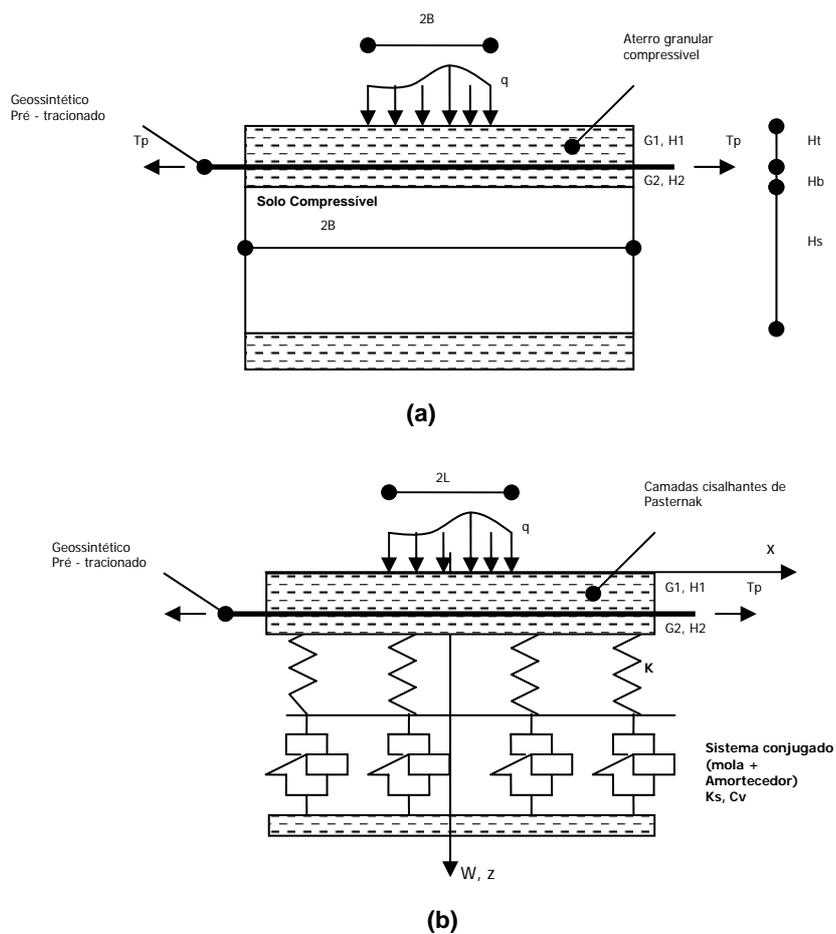


Figura 2.8 – Representação do modelo mecânico de Shukla e Chandra (1994): (a) sistema solo compressível-aterro granular reforçado e (b) modelo proposto.

Alguns resultados obtidos do modelo são apresentados nas Figuras 2.9a e 2.9b.

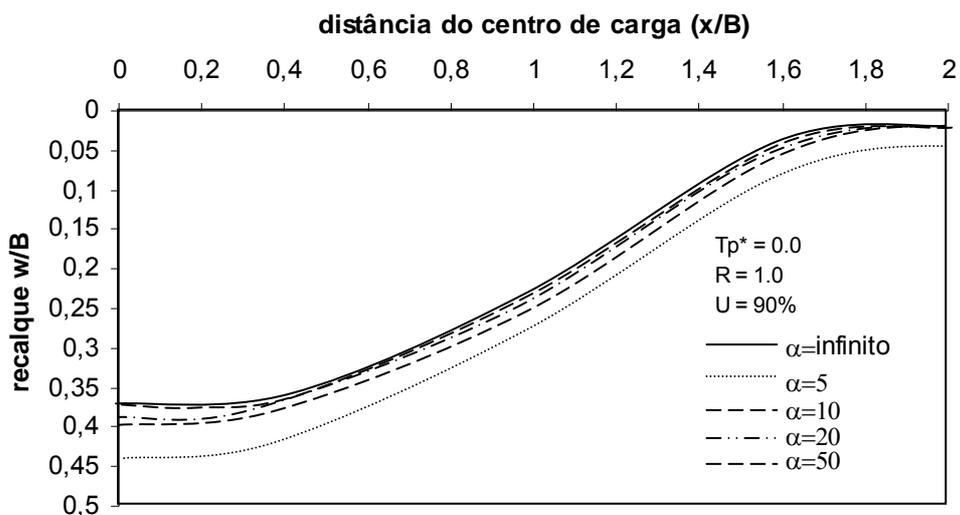


Figura 2.9a - Perfis de recalque considerando diferentes relações entre as constantes $\alpha = k_f/k_s$ (k_f – constante da mola do modelo de Winkler e k_s – constante da mola do sistema de amortecimento)

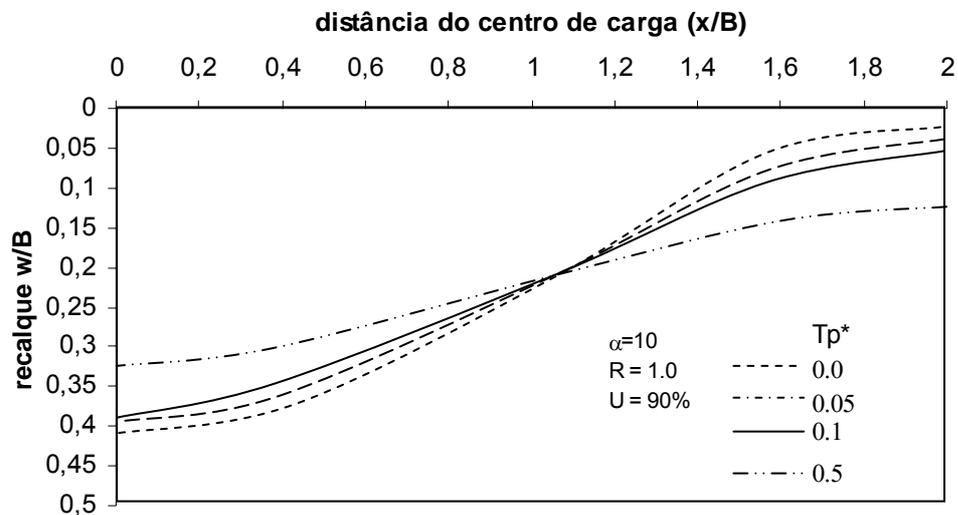


Figura 2.9b - Perfis de recalque considerando diferentes valores da força distribuída de pré – tracionamento $T_p^* = T_p / k_s B^2$.

Segundo Shukla e Chandra (1994) os resultados da Figura 2.9a mostram que, para um solo granular com rigidez superior a 50 vezes a rigidez

do material de apoio (solo compressível), a compressibilidade do aterro granular não influencia nos recalques e pode ser ignorada. Na Figura 2.9b, percebe-se que quanto maior for à força de pré – tracionamento da manta, maior será o benefício de diminuição dos recalques. O autor também apresenta resultados que considera o efeito de compactação e sugere que para as aplicações de campo o solo granular de aterro deve ser bem compacto, para limitar os recalques do sistema de solo reforçado.

Yin (1999) também apresentou um modelo considerando as camadas cisalhantes de Pasternak. Ele, entretanto, levou em consideração a compatibilidade de deformações entre o solo e o geossintético, eliminando, desta forma, o atrito desenvolvido no topo e na base. A Figura 2.10 apresenta o equilíbrio de forças consideradas no modelo.

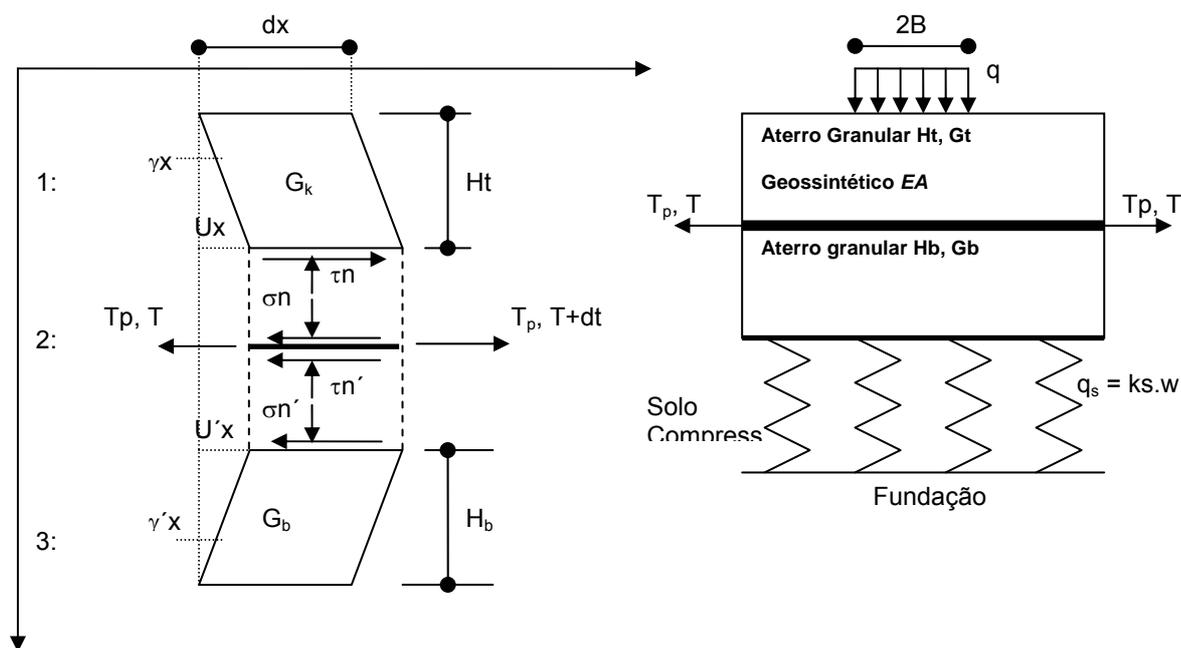


Figura 2.10 – Configuração do modelo de Yin (YIN, 1999).

Um benefício deste modelo é o fato de que ele incorpora a rigidez do geossintético - $J_{máx}$. Entretanto a solução apresenta erros crescentes com o acréscimo do carregamento, podendo atingir até 25% para $q^* = q/(K_s.B) > 0,8$. O autor sugere um método simples de solução das equações diferenciais usando valores médios nas equações do modelo, 2.3c e 2.3d. Desta forma,

têm-se duas equações diferenciais não-lineares para duas incógnitas w e T . Considerando $\theta = dw/dx$ e T_p – força de pré-tracionamento, têm-se:

$$q - k_s.w = -(T + T_p) \cos^3 \theta \frac{d^2w}{dx^2} - \sin \theta \frac{dT}{dx} - (H_t G_t + H_b G_b) \frac{d^2w}{dx^2} \quad (2.3c)$$

$$\frac{d^2T}{dx^2} = \sin \theta \cos \theta \frac{d^2w}{dx^2} \frac{dT}{dx} + \frac{1}{\cos \theta} \left(\frac{G_t}{H_t} + \frac{G_b}{H_b} \right) \left[\sqrt{\left(\frac{T}{J_{máx}} \right)^2 + 1} - \left(\frac{dw}{dx} \right)^2 - 1 \right] \quad (2.3d)$$

Ghosh e Madhav (1994) desenvolveram um método analítico que permite inserir o efeito do confinamento. A Figura 2.11 ilustra o modelo em questão. Neste modelo, os autores consideraram a proposta de Madhav e Poorooshab (1989) e o efeito do confinamento utilizando-se do conceito de módulo cisalhante variável. As equações do modelo e o processo de resolução são semelhantes aos do modelo de Madhav e Poorooshab (1989).

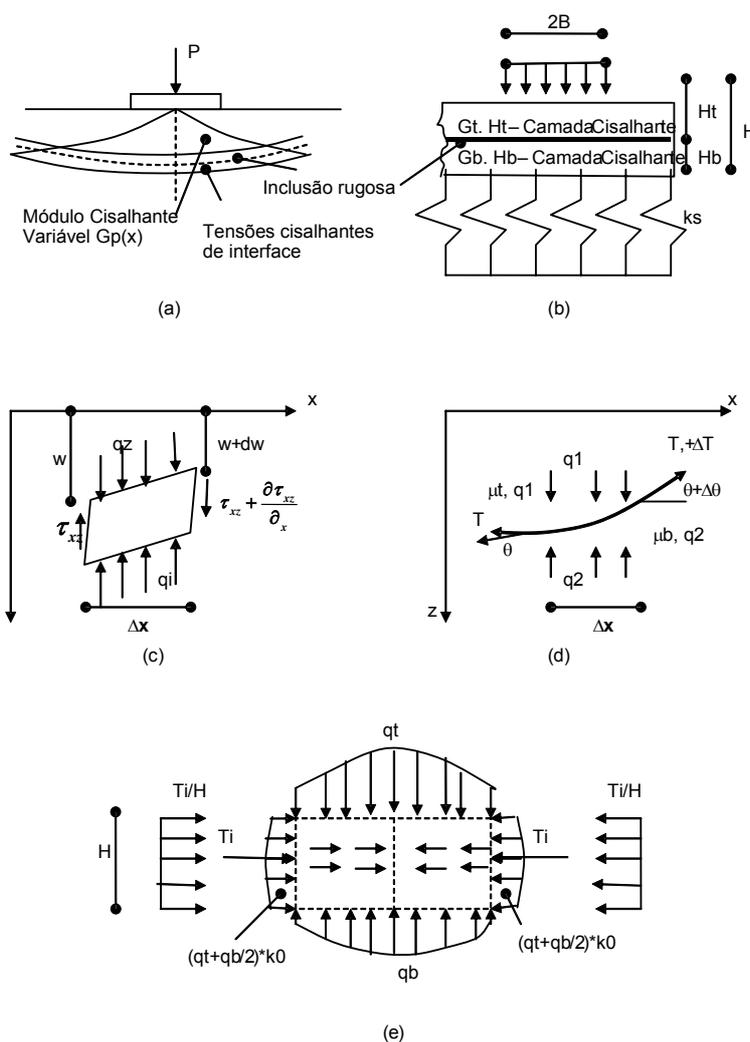


Figura 2.11 – Efeito do confinamento (GHOSH E MADHAV, 1994)

Como pode ser observado na Figura 2.11, o confinamento ocorre devido às deformações do geossintético. A tração desenvolvida na manta impede o solo de deformar-se lateralmente, agindo como um elemento confinante. A Figura 2.12 apresenta a relação entre a capacidade de carga de uma sapata carregada uniformemente e os recalques do centro considerando os efeitos do confinamento, membrana e camada cisalhante.

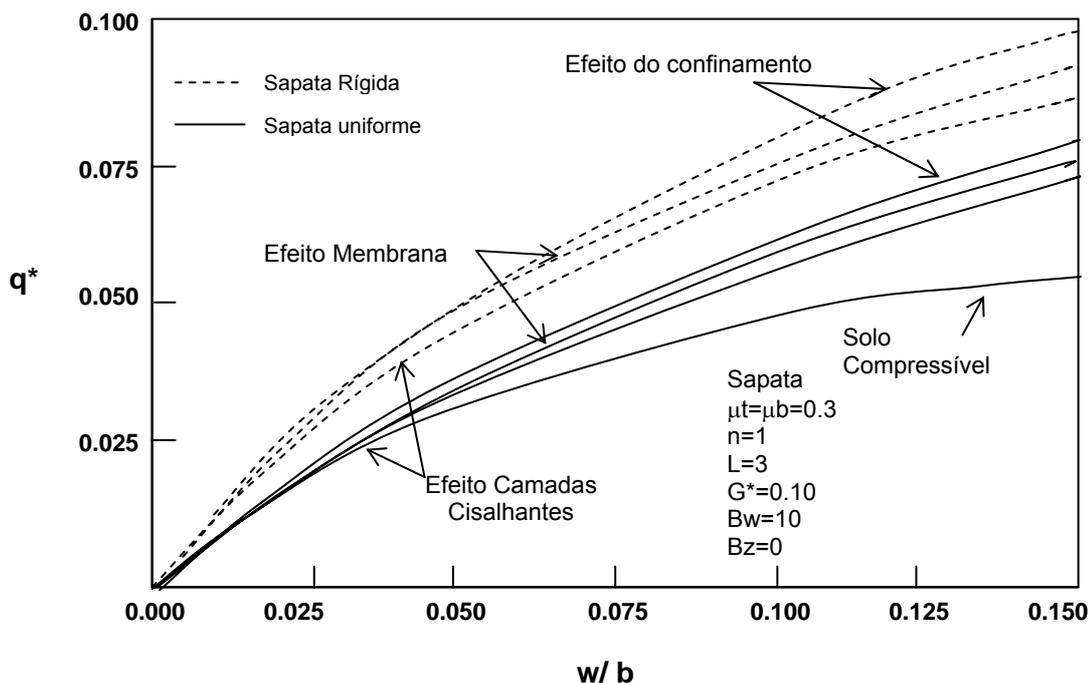


Figura 2.12 – Ações do confinamento e dos efeitos membrana e da camada cisalhante na capacidade de carga de uma sapata carregada uniformemente.

Pode-se verificar, da Figura 2.12, que o efeito do confinamento, para este tipo de situação, é maior que os outros efeitos. Comparando-se o recalque no centro da sapata $w_0 = w/b = 0,1$ (onde $w =$ recalque) o efeito do confinamento pode aumentar a capacidade de carga da sapata em até 10,5%, segundo o resultado obtido pelo modelo.

2.5 O arqueamento

O arqueamento consiste basicamente na redistribuição de tensões, entre regiões de compressibilidade diferentes, que ocorre no interior do solo. A percepção do fenômeno do arqueamento nos solos é bastante antiga, desde 1836 já se tinha o conhecimento de que havia uma modificação das tensões em estruturas enterradas devidas ao arqueamento do solo (TERZAGHI, 1936). Vários pesquisadores têm estudado este fenômeno (NIELSON, 1967; GETZLER et al., 1968; BURGHIGNOLI, 1981; HANDY, 1985; SLOAN et al., 1990; OKO E YAMADA, 1993; MCKELVEY III, 1994; DANCYGIER E YANKELEVSKY, 1996; SANTICHAIANANT, 2002).

Em relação a solos reforçados, Bueno (1987) explica que o arqueamento pode ser caracterizado pelo estado de tensões em uma massa de solo homogênea sem a presença de qualquer inclusão como um “*valor de campo livre*”, sendo este valor diferenciado de qualquer outro com a presença da inclusão. Desta forma, o arqueamento é dito positivo quando a tensão de campo livre diminui e negativo quando esta aumenta em relação ao estado inicial. Certamente este conceito pode ser aplicado a solos reforçados sobre vazios

2.5.1 Experimentos Clássicos

Terzaghi (1936) realizou um dos primeiros experimentos em laboratório considerando o fenômeno do arqueamento. Para tanto, utilizou-se de um alçapão instalado no fundo de uma caixa de testes, no qual, através de deslocamentos prescritos de 1 a 7% da largura do alçapão (b), verificou a influência da profundidade do aterro (z) nas tensões verticais sobre o alçapão (σ_v). A Figura 2.13 ilustra os resultados do seu experimento.

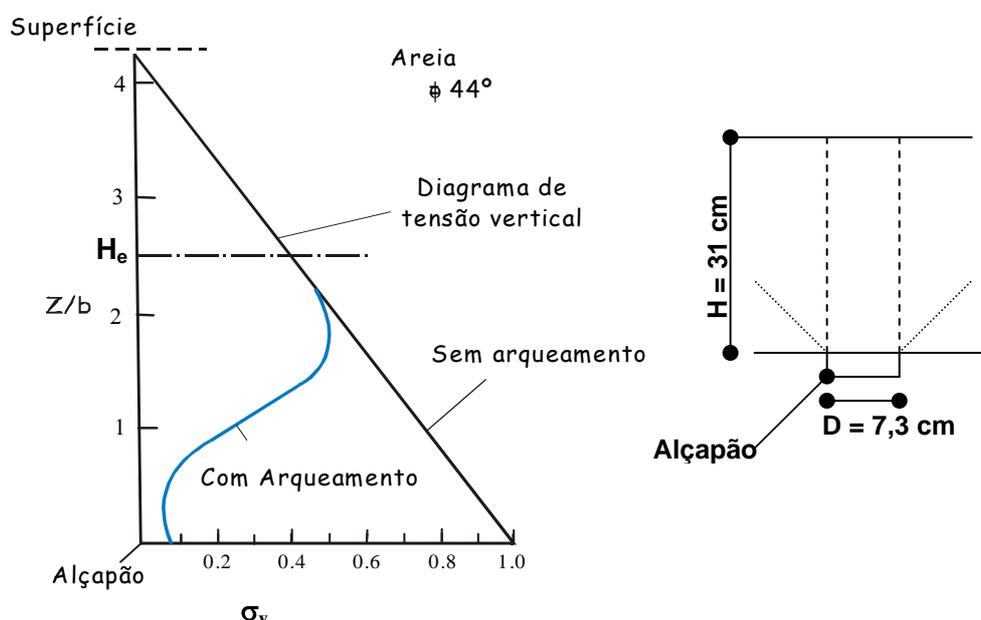


Figura 2.13 – Experimento do alçapão de Terzaghi para o deslocamento de 1% b (BULSON, 1985).

A Figura 2.13 mostra que a redução das tensões verticais sobre o alçapão (σ_v) é maior em regiões próximas ao alçapão, menos de 10% do valor original, e diminui com o aumento da relação z/b , chegando a um limite de $z = H_e = 2,5 b$ (sendo $b =$ largura do alçapão e $z =$ altura da camada de aterro). Esta altura é definida com altura de igual recalque. Este experimento comprova que o fenômeno do arqueamento (redução das tensões verticais sobre o alçapão) ocorre para pequenos deslocamentos do alçapão ($<1.0\%$ b) e é limitado a uma altura de cobertura $z = H_e = 2.5b$.

McNulty (1965) investigou a ação positiva e negativa do arqueamento em areias, utilizando um alçapão circular. Os seus resultados são apresentados na Figura 2.14.

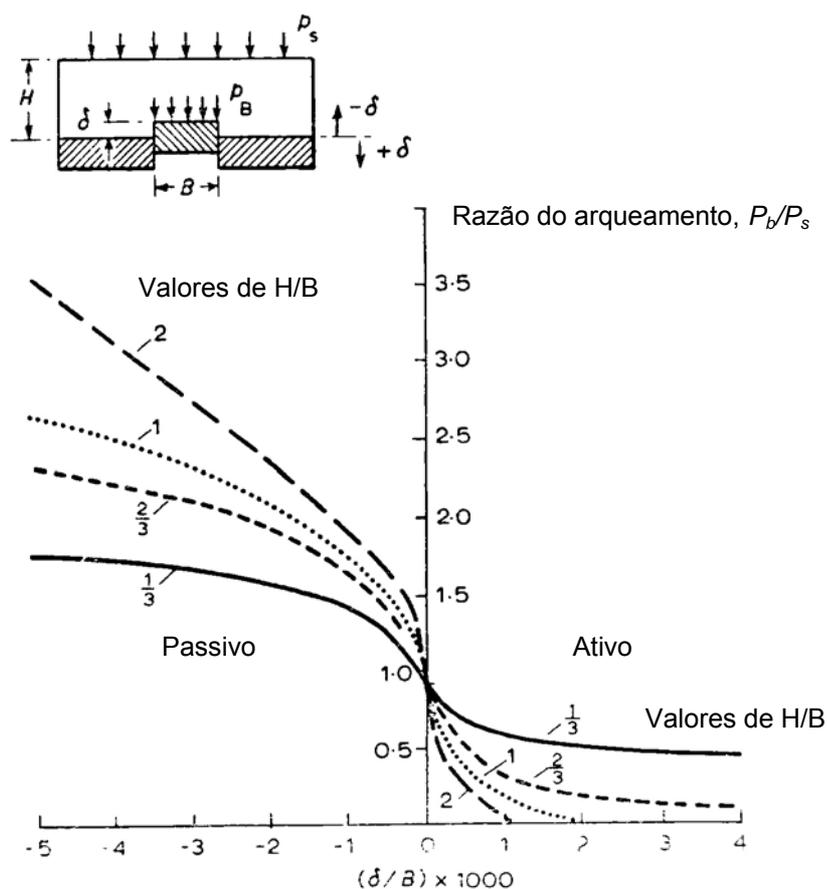


Figura 2.14 – Experimento de McNulty (BULSON, 1985)

Os resultados do experimento mostrado na Figura 2.14 relacionam a sobrecarga (P_s), a altura de cobertura (H), o deslocamento do alçapão (δ) e a largura do alçapão (B) com o carregamento que age sobre o alçapão (p_B). Pode-se observar que a intensidade do arqueamento (redução do esforço sobre o alçapão) é um fenômeno complexo que depende não somente das características do solo, como da geometria, do carregamento sobre o sistema e dos deslocamentos relativos entre as zonas de compressibilidade diferentes. Observe que dois tipos de situações podem ocorrer considerando a Figura 2.14. Para arqueamento positivo (o alçapão desloca-se para baixo) as tensões sobre ele diminuem com o acréscimo da altura de cobertura ou redução da largura do alçapão e apresenta um valor aproximadamente constante para valores de deslocamento maiores de $\delta/B > 0.4\%$. Para $H/B > 1$ os valores se anulam para δ/B entre a 0,1 e 0,2%. De maneira contrária, para arqueamento negativo, as tensões sobre o alçapão aumentam e requerem valores bem maiores de deslocamentos para serem totalmente mobilizadas.

Os resultados apresentados na Figura 2.14 estão em concordância com o observado por Terzaghi (1936), em que a maior parte do arqueamento desenvolve-se para pequenos deslocamentos do alçapão ($\delta/B \leq 0.5\%$). Além disso, pode-se verificar que, para um deslocamento constante, o efeito do arqueamento positivo é menor quanto menor for à altura de cobertura ou maior a largura do alçapão. Na prática, isto pode refletir a situação de um duto instalado em aterro com pequena altura de cobertura.

Bulson (1985) descreve o experimento de Gill (1967) que lhe permitiu relacionar o arqueamento com a rigidez de uma inclusão flexível de alumínio, inserida em um maciço de solo. Neste experimento foi verificado que é possível relacionar a rigidez da estrutura com o arqueamento através de uma equação do tipo:

$$A = \frac{1}{2K_r \tan \phi} (1 - e^{-nR}) \quad (2.4)$$

Em que: K_r = coeficiente de empuxo; n e R = ver definições a seguir

A Figura 2.15 apresenta a geometria do experimento.

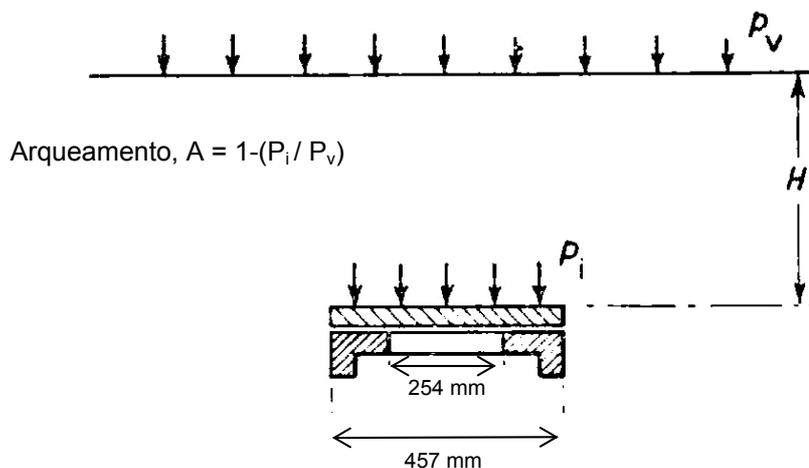


Figura 2.15 – Geometria do experimento de Gill (BULSON, 1985)

Considerando a Figura 2.15, o arqueamento pode ser relacionado com as tensões de campo livre (tensão sem a presença da inclusão) da seguinte forma:

$$A = 1 - \frac{P_i}{P_v} \quad (2.5)$$

Em que: P_i = tensões que atuam na interface solo – inclusão; P_v = tensões sem a presença da inclusão.

Considerando a Figura 2.16, pode-se ainda relacionar o arqueamento a um fator que considera a geometria e a rigidez da inclusão, R .

$$A = A_0(1 - e^{-nR}) \quad (2.6)$$

$$R = A_g \left(\frac{M_s}{p_i} \right) \delta \quad (2.7)$$

$$\psi = A_g \left(\frac{M_s}{p_v} \right) \delta \quad (2.8)$$

Em que: $A_g = SH/A_s = (\mathbf{S}$ - perímetro da estrutura plana; \mathbf{H} – Altura de cobertura; A_s - área da estrutura no plano); A_0 e n = são determinados experimentalmente; M_s = módulo secante do solo do teste de compressão confinada; δ = deflexão relativa da inclusão.

Desta forma, reescrevendo a eq. (2.6), têm-se:

$$\left(1 - \frac{A}{A_0}\right)^{1-A} = e^{-n\psi} \quad (2.9)$$

Os resultados do experimento são ilustrados na Figura 2.16. Neste experimento, ele utilizou inclusões de alumínio retangulares e circulares instalados sobre uma base periférica rígida e sujeito a uma sobrecarga aplicada na superfície - P_v .

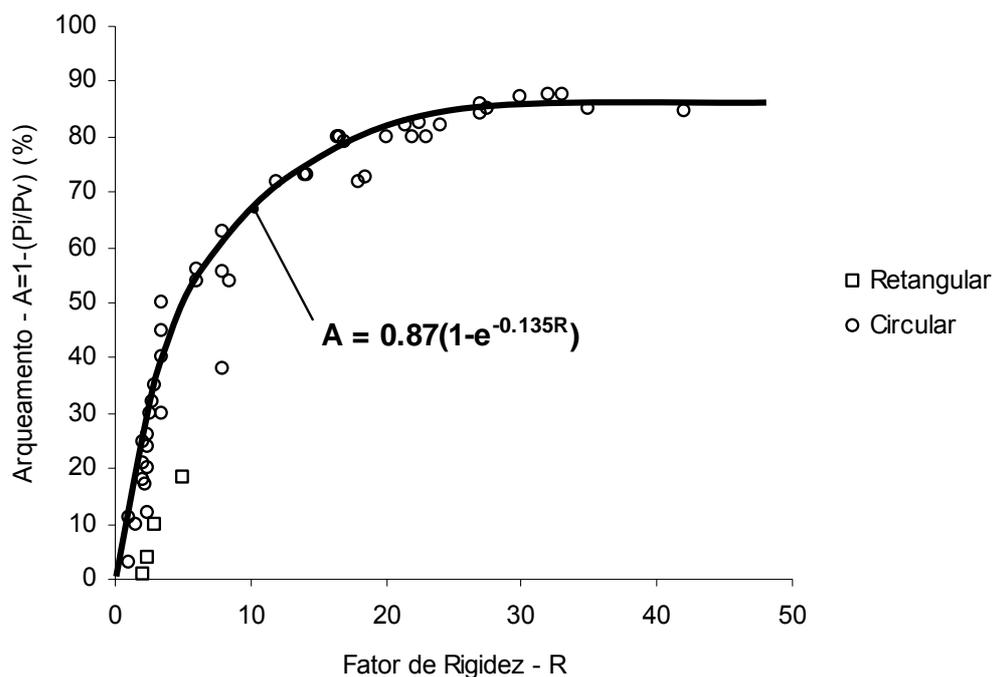


Figura 2.16 – Resultados do experimento de Gill (BULSON, 1985)

Pode-se verificar que os resultados se ajustam a uma expressão do tipo $A = A_0(1 - e^{-nR})$. Para os ensaios realizados, os valores encontrados foram de $A_0 \cong 0,87$ e $n = -0,135$. Observe que o acréscimo na porcentagem do arqueamento está associada indiretamente às deflexões da inclusão - δ - eq. (2.8) até um determinado valor do fator de rigidez - R, em que permanece praticamente constante $A \cong 85\%$ e $R > 30$, para estes casos.

Nielson (1967) baseado em experimentos realizados pela Universidade do Arizona, Figura 2.17, formulou uma hipótese na qual chegou à conclusão de que o melhor elemento para representar o arqueamento seria uma catenária.

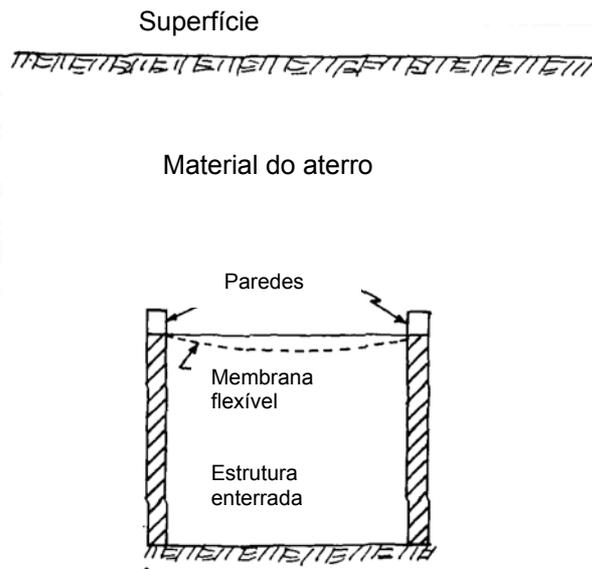


Figura 2.17 – Membrana flexível enterrada (NIELSON, 1967).

Nielson (1967) verificou que o processo de plastificação do solo, para vala com paredes inclinadas, ocorre na região de tensões cisalhantes máximas. A região de máxima tensão cisalhante, delimitada pelo ângulo θ , formado por uma linha inclinada genérica com origem no centro do duto e a vertical pelo centro do duto, Figura 2.18. Os limites desta região podem ser encontrados através da teoria da elasticidade. Nas extremidades desta região formam-se arcos em catenária e as tensões que agem neste arco, de largura dr , podem ser calculadas através do equilíbrio de forças do sistema.

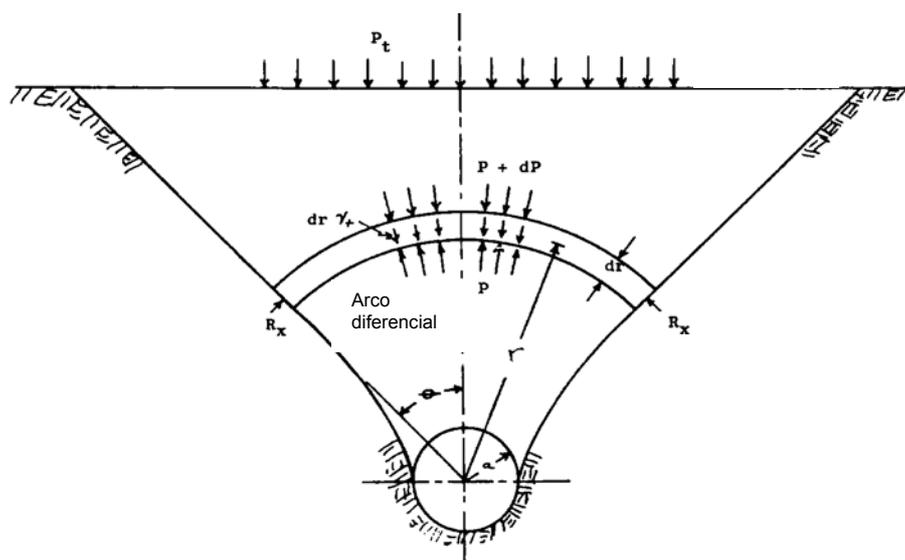


Figura 2.18 – Modelo do arco sugerido por (NIELSON, 1967).

O valor do ângulo θ , formado entre o plano vertical do centro do duto e o plano de máxima tensão cisalhante, pode ser calculado pela relação

$$\cos 2\theta = \frac{3a^2 - 2a^2r^3 - r^4}{4(-3a^2r^2 + 2r^4)}$$

(2.10)

Em que: a = raio do duto; r = raio do arco formado na região de máxima tensão cisalhante.

Conhecendo-se θ pode-se calcular o valor de dp .

$$dp = \frac{R_x \sin \theta dr - r \theta \gamma dr}{r \sin \theta}$$

(2.11)

Em que: p = pressão que age no arco diferencial; R_x = tensão horizontal que age no arco.

A maior dificuldade do método consiste na determinação do valor da tensão horizontal que age no arco – R_x . O autor sugere uma série de aproximações, dentre as quais, que R_x seja igual ao valor da tensão radial do solo, atuante nesta região, multiplicada pelo valor do coeficiente de empuxo ativo K_a .

Segundo o autor, pode-se ainda obter o valor de R_x supondo que o arco não possua nenhuma rigidez ($EI = 0$) e apresente deflexão horizontal igual ao do duto. Considerando estes fatores, pode-se chegar a seguinte expressão:

$$R_x = \frac{2 \cdot E' \cdot \Delta x}{0,785 \cdot r} \quad (2.12)$$

Nesta Equação, o valor de R_x depende prioritariamente do módulo de reação do solo E' . Entretanto, como será visto posteriormente, o valor de E' , além de estar sujeito as deflexões do duto e das tensões aplicadas no sistema, é um parâmetro de difícil obtenção e de grande variabilidade. Pelo próprio autor, o modelo ainda precisa ser aperfeiçoado e comparado a um número maior de resultados experimentais.

Os resultados dos experimentos de Terzaghi (1936), Gill (1967) e McNulty (1965), já apresentados, mostram que o fenômeno do arqueamento caracteriza-se completamente para pequenas deflexões, $\delta/B < 0,1\%$, sendo a porcentagem máxima alcançada para valores de $\delta/B = 0,1$ a 3% e desenvolve-se até uma altura $H_c = 2$ a $2,5 B$ (em que B - largura do alçapão). Esta altura é denominada de igual recalque. Santichaianant (2002) apresenta uma comparação entre diversos experimentos realizados em laboratório que ratificam estes resultados. A Tabela 2.1 apresenta os resultados de experimentos em pequena dimensão realizados em laboratório, considerando diferentes tipos de alçapão (circulares e retangulares), alturas de cobertura do aterro e sobrecargas aplicadas na superfície.

Tabela 2.1 – Resultados de experimentos em pequena dimensão Santichaianant (2002)

Autor	Solo	D(cm)	H(cm)	σ (kPa)	P_{\min}/P_0	Δy_{\min} (mm)	P_{ult}/P_0	Δy_{\max} (mm)	δ_{\min}/D
Engesser (1882)	Areia ($\phi=36^{\circ}$)	4	40	4	0,031				
		4	6	0,6	0,25				
		4	22	0,2	0,2				
Terzaghi (1936)	Areia fofa	7,3	31	2,7	0,1	1,6	0,128	8,5	2,2
	Areia densa ($\phi=44^{\circ}$)	7,3	31	3	0,063	0,7	0,128	8,5	1,0
McNulty (1965)	Areia ($\phi=33^{\circ}$) - $D_{10}=0,16$ mm	15,2	61	524	0,02	0,53	0,02	0,53	0,3
		15,2	30,5	521	0,03	0,61	0,03	0,61	0,4
		15,2	15,2	519	0,05	0,69	0,05	0,69	0,5
		15,2	10,2	519	0,25	0,61	0,25	0,61	0,4
		15,2	5,08	518	0,55	0,61	0,55	0,61	0,4
	Areia ($\phi=38^{\circ}$) - $D_{10}=0,22$ mm	15,2	61	511	0	0,23	0	0,23	0,2
		15,2	30,5	507	0	0,3	0	0,3	0,2
		15,2	15,2	706	0,02	0,53	0,2	0,53	0,3
		15,2	15,2	513	0	0,46	0	0,46	0,3
		15,2	15,2	274	0	0,68	0	0,38	0,4
		15,2	10,2	743	0,1	0,61	0,1	0,61	0,4
		15,2	10,2	503	0,15	0,61	0,15	0,61	0,4
		15,2	10,2	264	0,05	0,61	0,05	0,61	0,4
		15,2	5,08	760	0,4	0,69	0,4	0,69	0,5
		15,2	5,08	500	0,45	0,61	0,45	0,61	0,4
		15,2	5,08	259	0,45	0,53	0,45	0,53	0,3
		7,62	15,2	502	0	0,23	0	0,23	0,3
		7,62	5,08	498	0,15	0,3	0,15	0,3	0,4
Evan (1983)	Areia média ($\phi=38^{\circ}$)	11,4	22,8	2,2	0,16	1,43	0,221	13,2	1,3
		11,4	11,4	1,2	0,315	0,11	0,869	7,7	0,1
		3,81	19,1	2	0,091	1	0,13	3,8	2,6
		3,81	11,8	1,2	0,033	1	0,217	3,4	2,6
		3,81	7,62	0,8	0,16	0,19	0,19	0,38	0,5
Tanaka e Sakai (1993)	Areia ($\phi=50^{\circ}$)	10	20	3,12	0,45	0,3	0,42	2,5	0,3

Em que: **D** = diâmetro ou largura do alçapão; **H** = altura do solo do aterro; **P_{min}** = tensão mínima gerada sobre o alçapão; **Δy_{\min}** = deslocamento mínimo do alçapão; **P_{ult}** = Tensão última gerada sobre o alçapão; **Δy_{ult}** = deslocamento máximo do alçapão.

Os resultados dos experimentos de Engesser (1882), Evan (1983) e Tanaka e Sakai (1993) concordam com os dados de Terzaghi (1936) e McNulty (1965). Observe que os valores listados na Tabela 2.1 situam-se entre $\delta/D = 0,1$ a 2,6%, independente da densidade do solo, da altura de cobertura do aterro e das tensões aplicadas. Além disso, pode-se verificar que a máxima relação entre a tensão aplicada sobre o alcação e a tensão aplicada na superfície do solo foi de $P_{\min}/P_0 = 0,45$ e a mínima $P_{\min}/P_0 = 0$ mostrando que,

devido ao arqueamento, as tensões podem ser reduzidas em até 100% sobre a estrutura, para pequenas deflexões da mesma.

Ainda, em relação aos resultados da Tabela 2.1 pode-se verificar que a porcentagem de arqueamento não aumenta para maiores deflexões do alçapão, além da requerida para despertar por completo o arqueamento do solo. Observe que para $\delta/D > 3\%$ a relação P_{ult}/P_0 permanece praticamente inalterada.

Este mesmo comportamento pode ser observado caso o alçapão seja retirado do fundo da caixa de teste e o vazio resultante seja recoberto por um geossintético.

2.5.2 Soluções teóricas

Uma das primeiras soluções teóricas para quantificar o efeito do arqueamento foi desenvolvida por Engesser em 1882. Santichaiant (2002) cita que nesta primeira aproximação o autor considerou um arco parabólico fazendo um ângulo θ com a extremidade do alçapão. O carregamento pode-se ser quantificado pelo equilíbrio de esforços. A Figura 2.19 apresenta o diagrama de forças atuantes no arco arbitrado.

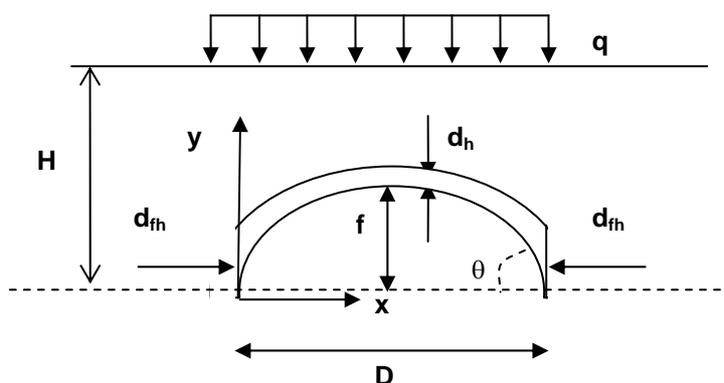


Figura 2.19 – Diagrama de forças atuantes no arco arbitrado (SANTICHAIANANT, 2002).

O valor da tensão vertical que age sobre o arco pode ser quantificada por:

$$\sigma_{vr} = \frac{H.D.\gamma.K_a}{2.H.\tan\theta + D.K_a} \quad (2.13)$$

Em que: **H** = altura da sobrecarga (m); **D** = largura do alçapão (m); γ = peso específico do solo (kN/m³); **K_a** = coeficiente de empuxo ativo e θ = ângulo formado entre a base do alçapão e o arco (°);

E o carregamento que age sobre o alçapão, **P**, será a soma da tensão vertical, σ_{vr} , e do peso próprio do volume de solo abaixo do arco, **W**.

$$W = \frac{\gamma.D^2.\tan\theta}{6} \quad (2.14)$$

Com isso:

$$P = D^2\gamma \left[\frac{H.K_a}{(2.H.\tan\phi + D.K_a)D} + \frac{\tan\phi}{6} \right] \quad (2.15)$$

A expressão acima somente será válida para valores $H/D > 1,5$.

Em relação às soluções teóricas utilizadas para quantificar as cargas que agem sobre dutos enterrados, a primeira formulação desenvolvida, de uma maneira racional, foi feita por Jansen em 1895 (BULSON, 1985). O conceito básico deste desenvolvimento é que a carga devido ao peso do solo acima de um duto enterrado sofre modificações devido ao atrito, adesão de interface, sendo parcialmente transferida para o solo adjacente. A Figura 2.20 apresenta o esquema do modelo elaborado por Jansen.

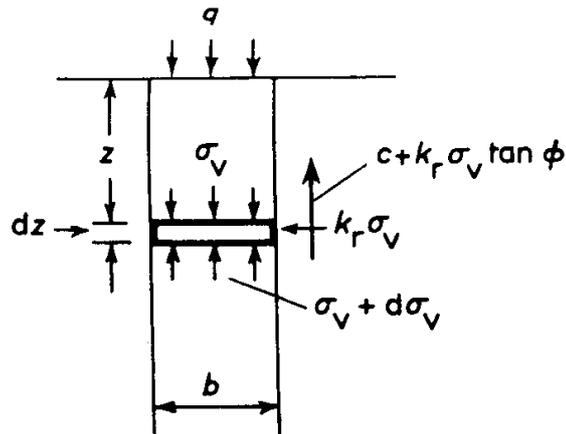


Figura 2.20 – Modelo de Jansen (BULSON, 1985).

Neste modelo, procurou-se estabelecer uma relação entre as tensões verticais aplicadas em um elemento infinitesimal e as tensões cisalhantes desenvolvidas na interface dos prismas adjacentes a este elemento. Substituindo as forças que atuam no elemento infinitesimal horizontal da Figura 2.25, fazendo o equilíbrio de forças e integrando chega-se ao seguinte resultado:

$$\sigma_v = \frac{b \left(\gamma - 2 \frac{c}{b} \right)}{2 k_r \tan \phi} \left[1 - \exp \left(- k_r \tan \phi \frac{2z}{b} \right) \right] + q \exp \left(- k_r \tan \phi \frac{2z}{b} \right) \quad (2.16)$$

Em que: σ_v = tensões verticais que agem no elemento horizontal infinitesimal (kPa); b = largura da vala (m); c = coesão do solo (kPa); γ = peso específico do solo (kN/m^3); ϕ = ângulo de atrito do solo ($^\circ$); q = sobrecarga (kPa); z = profundidade do elemento (m) e k_r = coeficiente de empuxo.

As Figuras 2.19 e 2.20 apresentam as primeiras aproximações do fenômeno do arqueamento, considerando as características do solo (c , γ , ϕ), a geometria do sistema (b e z) e o carregamento atuante (q). De fato, estes são os fatores que mais influenciam no fenômeno do arqueamento. Entretanto, definir a forma do arco, ou seja, a direção das tensões principais reorientadas, após o deslocamento do solo, constituiu-se em um dos principais

objetivos para o avanço do estudo do efeito do arqueamento em um maciço de solo.

Segundo Nielson (1967) não existe justificativa física para assumir que, no modelo de Jansen, o elemento infinitesimal seja horizontal. Segundo este autor, o arco se aproxima melhor de uma catenária (forma que uma corrente faz quando presa nas pontas) do que a um elemento horizontal.

Santichaiant (2002) descreve a teoria de Bierbaumer (1913) que calculou o efeito do arqueamento considerando o equilíbrio de um prisma triangular, como ilustrado na Figura 2.21a,b. O carregamento mínimo sobre o alçapão pode ser calculado através do equilíbrio de esforços considerando o prisma triangular que faz um ângulo ϕ com a vertical, Figura 2.21a. De outra forma, o carregamento máximo pode ser calculado pelo equilíbrio da massa vertical limitada por dois planos de ruptura, Figura 2.21b.

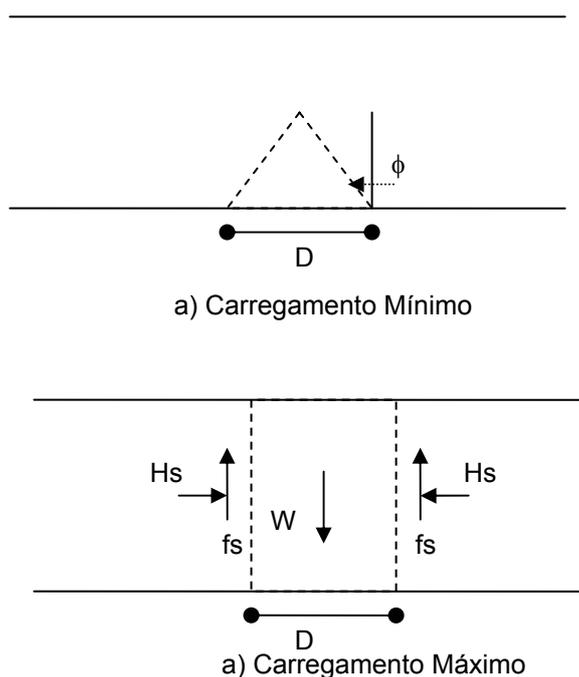


Figura 2.21 – Aproximação teórica de Bierbaumer (SANTICHAIANANT, 2002)

O carregamento mínimo e máximo que agem sobre o alçapão pode ser calculado pelas expressões:

$$P_{\min} = \frac{\gamma \cdot D^2}{4 \tan \phi} \quad (2.17)$$

$$P_{\max} = \gamma \cdot H(D - 2K_a \cdot H \cdot \tan \phi) \quad (2.18)$$

Santichaianant (2002) ainda apresenta um modelo de Iglesia (1991), baseado em diversos experimentos de laboratório, que quantifica o carregamento sobre o alçapão considerando o arco parabólico, como na hipótese de Engesser de 1882, tomando, entretanto, o ângulo que o arco faz com a extremidade do alçapão, θ , igual a $90 - \phi$. Desta forma:

$$P_{\min} = \gamma \cdot D^2 \left(\frac{H \cdot K'}{(2 \cdot H \cdot \cot \phi + DK')D} + \frac{\cot \phi}{6} \right) \quad (2.19)$$

$$\text{Em que: } K' = \frac{\cos^2 \phi}{1 + \sin^2 \phi}$$

Através da Figura 2.22, observa-se que a forma do arco aproxima-se mais de uma catenária do que de um elemento horizontal. Segundo Handy (1985) a aproximação do modelo de Jansen é simplificada, principalmente em relação à forma do arco adotada, e, conseqüentemente, em relação às tensões horizontais desenvolvidas na borda do elemento.

Handy (1985) propôs um novo coeficiente de relação entre a tensão vertical e a horizontal, conhecido como coeficiente de Handy, K_h , que leva em consideração a formação do arco na forma de uma catenária.

A Figura 2.22 faz uma comparação entre a representação de Jansen e a de Handy (1985).

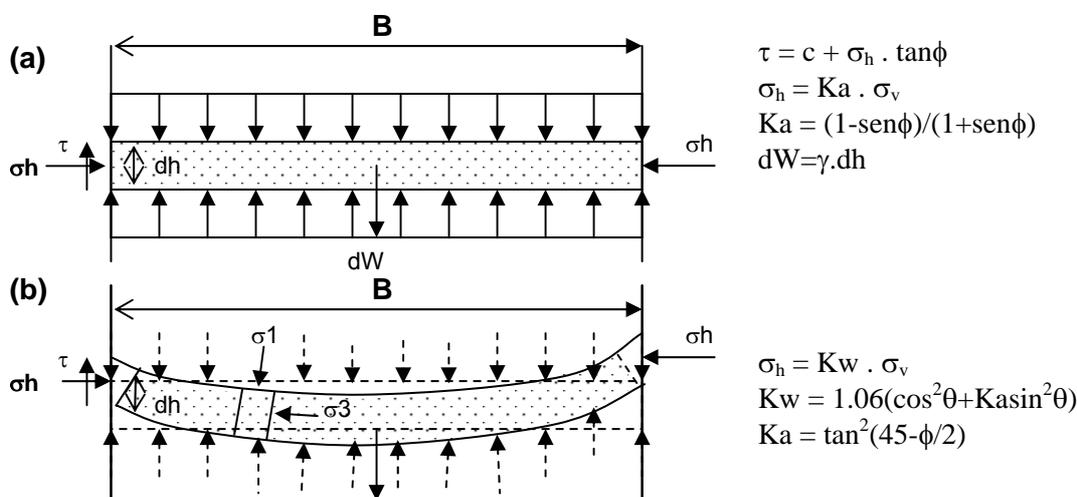


Figura 2.22 – Representação do arco em catenária (MCKELVEY III, 1994)

Para desenvolver a teoria, Handy (1985) assume como principais hipóteses : a) o solo é homogêneo e possui comportamento isotrópico e b) o solo está livre do excesso de água. Além disso, admite que todas as propriedades que não se ajustam à mecânica clássica são negligenciadas, destacando-se, por exemplo, a dilatância (variação de volume do solo devido ao cisalhamento). Finalmente, segundo o autor, caso as teorias sejam aplicadas em condições anisotrópicas ou saturadas deve-se aplicar, aos resultados das análises, fatores de segurança adequados, de modo a levar em consideração a imprecisão da teoria.

Handy (1985) esclarece que a premissa básica da formulação apresentada apoia-se em observação apresentada por Krynine em 1943 de que o atrito nas bordas do arco impede que as tensões horizontais e verticais sejam tensões principais. Isto só ocorre no centro da catenária. De fato ocorre uma rotação das tensões principais ao longo da largura B e a tensão que age na borda do elemento é σ_h e não σ_3 . A Figura 2.23 esclarece este fato.

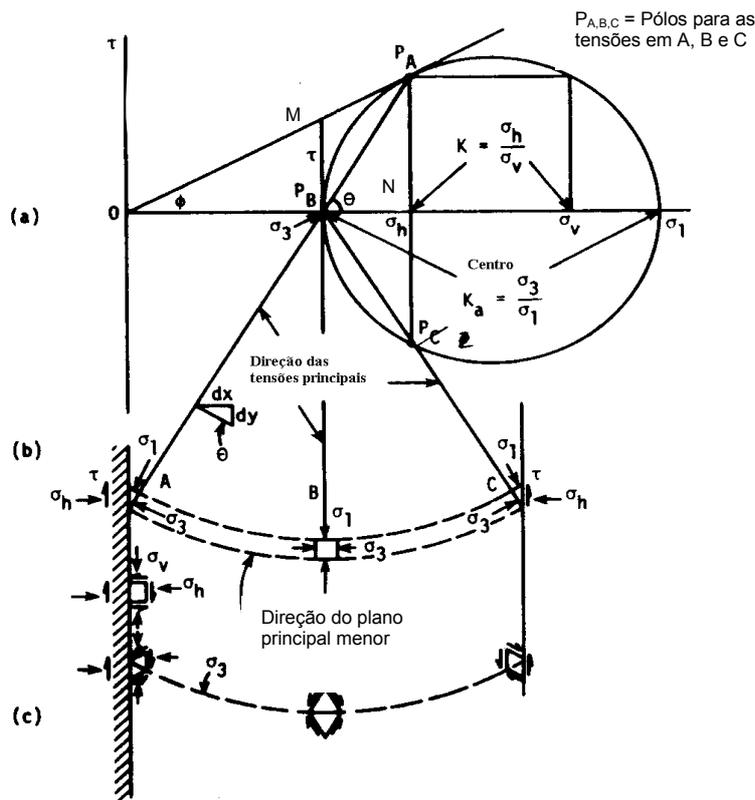


Figura 2.23 – Formação do arco em catenária (HANDY, 1985)

Como ilustrado na Figura 2.23, as tensões cisalhantes levam ao ponto PA e não ao M. Utilizando esta construção, Krynine chegou as expressões de $\sigma_h = \sigma_1 \cos^2 \theta + \sigma_3 \sin^2 \theta$ e $\tau = (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \theta \cos \theta$, que relacionam as tensões horizontais e verticais que atuam na borda da catenária. Os valores obtidos desta relação são bem maiores do que os apresentados por Rankine, o que demonstra que o uso do valor do K_a de Rankine, no caso de arqueamento positivo, gera valores de tensões laterais conservadoras, a favor da segurança. Através do equilíbrio de forças no ponto A têm-se:

$$\frac{\sigma_h}{\sigma_1} = \cos^2 \theta + k_a \sin^2 \theta \quad (2.20)$$

$$\frac{\sigma_v}{\sigma_1} = \sin^2 \theta + k_a \cos^2 \theta \quad (2.21)$$

Desta forma pode-se obter o valor de K como sendo:

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\cos^2 \theta + ka \sin^2 \theta}{\sin^2 \theta + ka \cos^2 \theta} \quad (2.22)$$

A forma do arco é descrita pela equação da catenária, eq. (2.23), e a direção da tensão principal menor é dada pela eq. (2.24). Sabendo-se a direção da tensão principal menor, podem-se determinar as tensões principais. O coeficiente, K_h , de Handy é dado pela eq.(2.25).

$$y = \frac{a}{2} \left[\exp\left(\frac{x}{a}\right) + \exp\left(-\frac{x}{a}\right) \right] \quad (2.23)$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{2} \left[\exp\left(\frac{x}{a}\right) - \exp\left(-\frac{x}{a}\right) \right] = -\cot \theta \quad (2.24)$$

$$K_h = \frac{\sigma_h}{\sigma_{mv}} = 1.06(\cos^2 \theta + ka \sin^2 \theta) \quad (2.25)$$

O arqueamento do solo pode ser idealizado por um arco em compressão que representa a trajetória das tensões principais menores desenvolvidas ao longo da largura B e que pode ser representada pela equação de uma catenária. Quando o arco se desfaz, a catenária mergulha para baixo, como ilustra a Figura 2.23. O inverso ocorre no caso de arqueamento negativo. A Figura 2.24 apresenta a formação do arco em um modelo reduzido do alçapão.

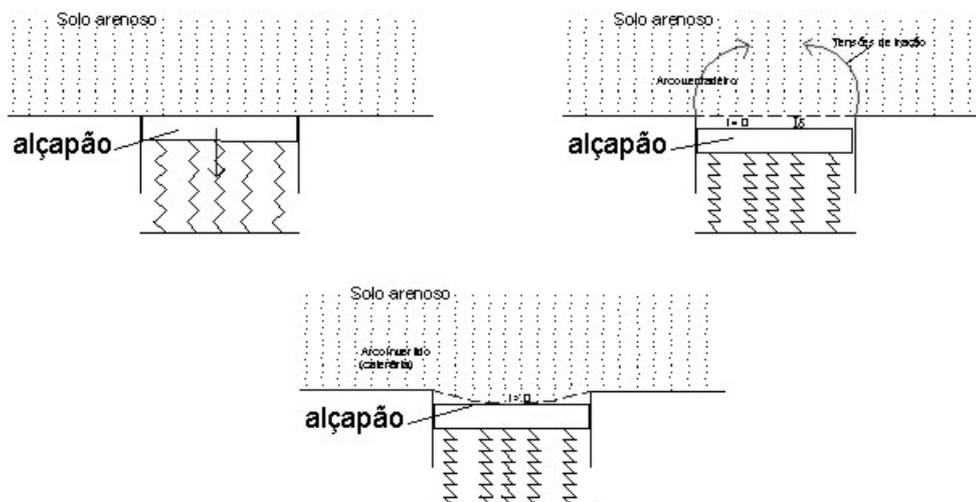


Figura 2.24 – Formação do arco em um modelo reduzido.

Villard et al. (2000) considerou um arco semi-elíptico, no qual, para verificar a possibilidade de colapso do solo na superfície, previu a altura crítica de ocorrência do arco, H_c . Neste caso, a altura H_c pode ser estabelecida pelo equilíbrio de forças e momentos desenvolvidos durante a ocorrência e equilíbrio estático do arco. A Figura 2.25 ilustra o equilíbrio de esforços.

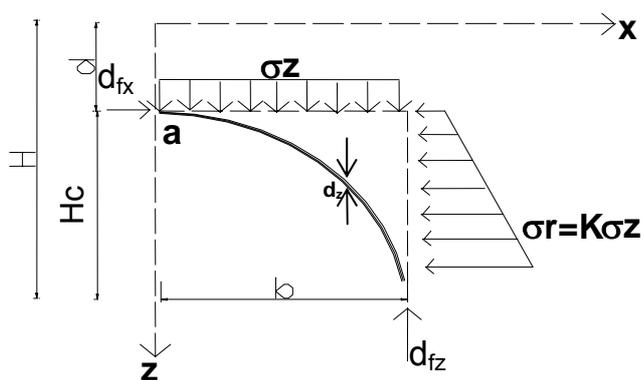


Figura 2.25 – Diagrama de esforços do arco semi-elíptico (VILLARD et al. 2000)

Fazendo $\sum F_x = 0$, $\sum F_z = 0$ e $\sum Ma = 0$ têm-se:

$$\frac{Kk_0bh^2}{2} + \frac{Kk_2b}{k_1k_1}(e^{-k_1(H-h)} - e^{-k_1H}) + \frac{b^3}{6}(k_0 + k_2e^{-k_1(H-h)}) = 0 \quad (2.26)$$

Sendo:

$$k_0 = \frac{b(\gamma - 2\frac{c}{b})}{2K \tan \phi} \quad (2.27)$$

$$k_1 = 2K \tan \phi \frac{z}{b} \quad (2.28)$$

$$k_2 = q - k_0 \quad (2.29)$$

Em que: **d** = Altura de solo imediatamente acima da zona arqueada (m); **h** = Altura de formação do arco (m).

A Figura 2.26 apresenta as relações entre h/B e H/B considerando q = 0 e k₂ = -k₀ na eq.(2.29).

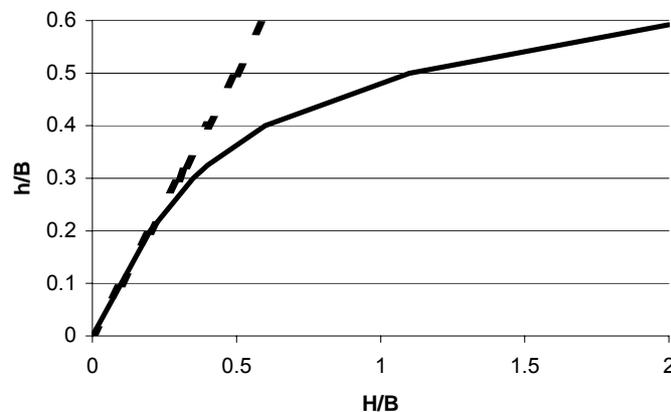


Figura 2.26 – Relação H/B x h/b (VILLARD et al. 2000).

Como mostra a Figura 2.26, para altura de aterros maiores que $H/B > 2.0$ e sem sobrecarga, pode-se considerar que $h/B \cong 0.592$.

Deve-se observar que a catenária não é a única forma possível de representação do arco, podendo este ser elíptico, parabólico, hemisférico, domal, missulado, etc., dependendo do estado de tensões a que o solo estiver submetido. Entretanto, cabe ressaltar que a catenária tem sido a forma mais comum observada em dutos enterrados (KELLOGG, 1985; MCKELVEY III, 1994; HANDY, 1985).

2.6 O efeito do arqueamento e da membrana tracionada sobre um vazio.

Para um melhor entendimento dos conceitos fundamentais procurou-se apresentar e analisar os efeitos do arqueamento e da membrana tracionada separadamente. Neste item, entretanto, os efeitos serão analisados de uma maneira conjugada. Poucas são as teorias que consideram os dois efeitos conjuntos na redução de esforços sobre um material deformável ou no suporte do solo sobre um vazio¹. Dentre elas, destacam-se a teoria de Giroud et al. (1990) que vem sendo aperfeiçoada (BONAPARTE E BERG, 1987; GIROUD et al., 1988; GIROUD et al. 1990) e a teoria de Blivet et al. (2002) baseada em estudos de Gourc et al. (1999).

Giroud et al. (1990) consideram a definição e a classificação do tipo de vazio, ou seja, qual foi o processo de formação do vazio. A partir disto, aproximando o deslocamento da manta sobre o vazio através de uma equação circular e especificando uma deformação de projeto, puderam prever a resistência à tração requerida pelo geossintético a partir da espessura de cobertura do solo, a máxima largura do vazio, a máxima carga sobre o geossintético e a máxima tensão distribuída pelo aterro. A Figura 2.27 sintetiza a metodologia utilizada por estes autores.

¹ Entende-se por vazios qualquer cavidade que vier a surgir durante ou após a completa execução do aterro, tais como, subsidências, recalques diferenciais, vazios devido a esforços de tração, etc.

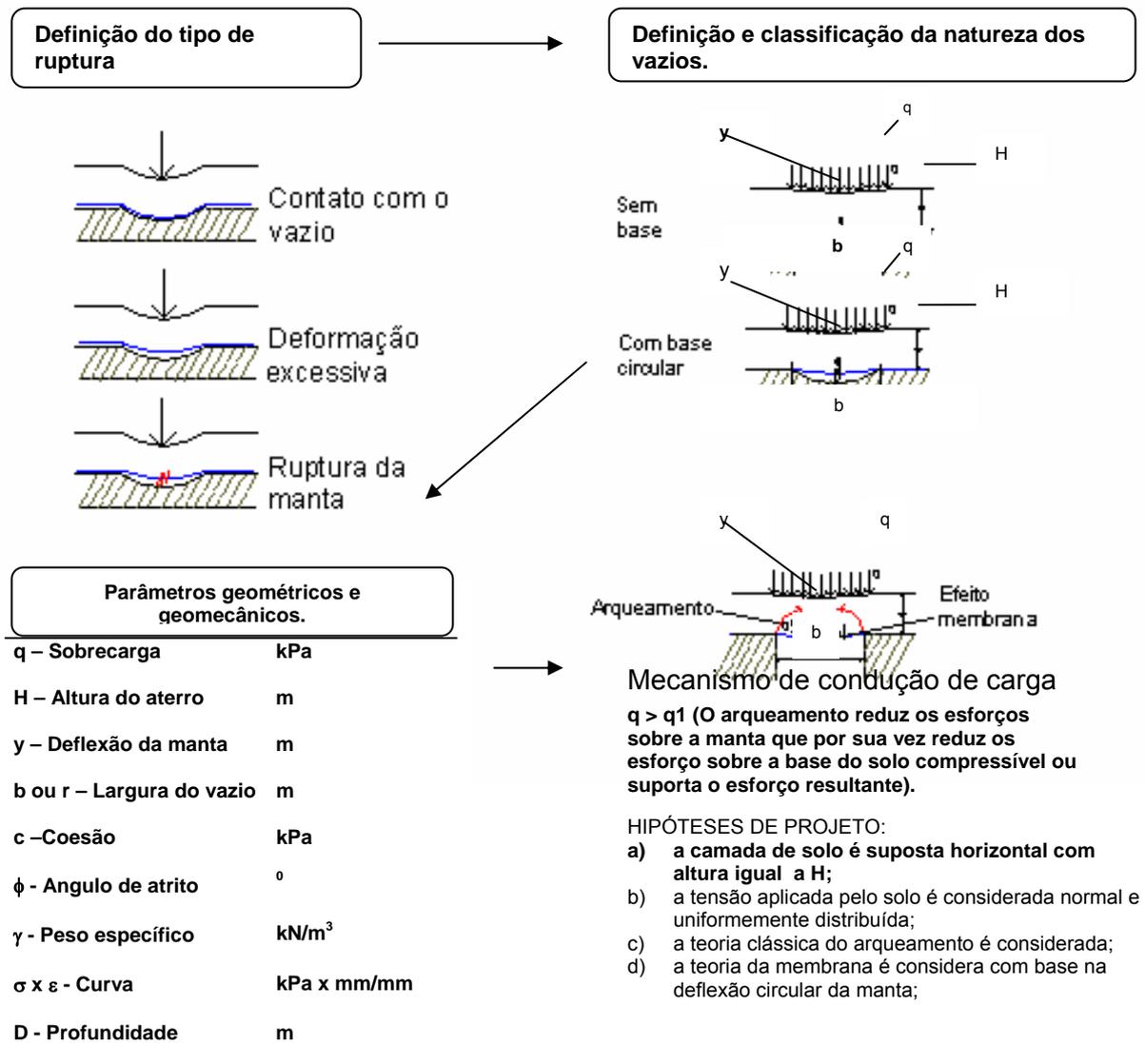


Figura 2.27 – Metodologia de Giroud (GIROUD et al., 1990)

Considerando a forma circular que o reforço assume após o surgimento do vazio pode-se chegar as seguintes expressões:

$$1 + \varepsilon = 2\Omega \sin^{-1} \left[\frac{1}{2\Omega} \right] \quad \text{Válida para } y/b \leq 0.5 \quad (2.30)$$

$$1 + \varepsilon = 2\Omega \left(\pi - \sin^{-1} \left[\frac{1}{2\Omega} \right] \right) \quad \text{Válida para } y/b \geq 0.5 \quad (2.31)$$

$$\Omega = \frac{1}{4} \left[2 \frac{y}{b} + \frac{b}{2y} \right] \quad (2.32)$$

Variando os valores de y (deflexão central da manta) e b (largura do vazio) pode-se representar graficamente as equações 2.30 e 2.31. A Figura 2.28 apresenta a solução gráfica das equações 2.30 e 2.31.

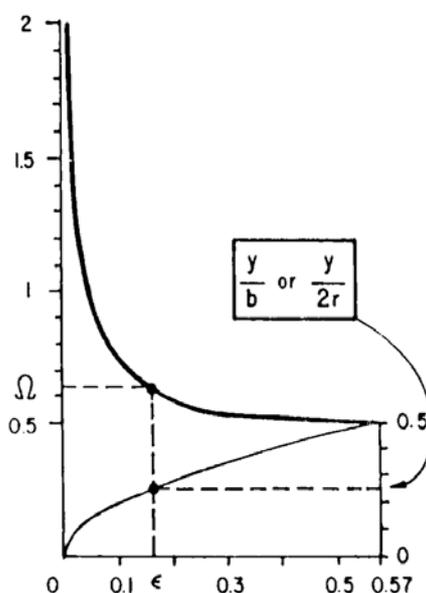


Figura 2.28 – Relações gráficas estabelecidas pela teoria

Desta forma, conhecendo-se os valores de p , b e Ω pode-se calcular a tensão no geossintético.

$$\alpha = p \cdot b \cdot \Omega \quad (2.33)$$

Em que: p^2 = tensão atuante sobre o geossintético (após efeito do arqueamento); b = largura do vazio; Ω = fator adimensional que leva em consideração $\varepsilon(\%)$.

² O valor de P é calculado utilizando-se da expressão clássica desenvolvida por Jansen com o valor K -Handy.

Como ilustrado na Figura 2.27, duas situações podem ocorrer, a saber, o geossintético deflete, mas não entra em contato com a base do vazio ou deflete suficientemente para entrar em contato com a base do vazio. No primeiro caso, deve-se considerar a deformação máxima permissível $\varepsilon_{\text{máx}} < \varepsilon$ da manta e/ou do solo e a deflexão máxima permissível $y_{\text{máx}} = y$ do geossintético (quando a deformação excessiva da superfície do solo afeta a funcionalidade do sistema). No segundo caso, pode-se considerar que $y \geq D$. Para o segundo caso a p_b – tensão transmitida para a base do vazio será:

$$p_b = p - \alpha \quad (2.34)$$

Resultados apresentados por Giroud et al. (1990) demonstram que geossintéticos menos rígidos apresentam maiores deformações e mobilizam menos tensão de tração por efeito membrana e o oposto quando se utilizam geossintéticos mais rígidos. Segundo os autores, outros efeitos influenciam na resposta sistema, quais sejam: a anisotropia da manta e a influência da altura de cobertura do aterro. No caso de geossintéticos anisotrópicos, deve-se considerar a resistência que ocorre na direção das deformações de projeto, no estado plano de deformações. Entretanto, próximo às bordas do vazio, onde os efeitos tridimensionais são maiores, deve-se considerar uma resistência à tração mínima.

Podem-se ainda considerar aproximações conservadoras, tais como, tomar a menor resistência do geossintético anisotrópico, negligenciar a resistência à tração na direção menos resistente, considerar a manta como isotrópica com resistência igual a uma percentagem da maior resistência ($\alpha_{\text{projeto}} = \% \alpha_{\text{maior}}$) ou ainda adotar duas camadas orientadas perpendicularmente, com um mesmo geossintético anisotrópico.

Em relação à influência da espessura da camada de solo podem-se verificar três casos, Figura 2.29.

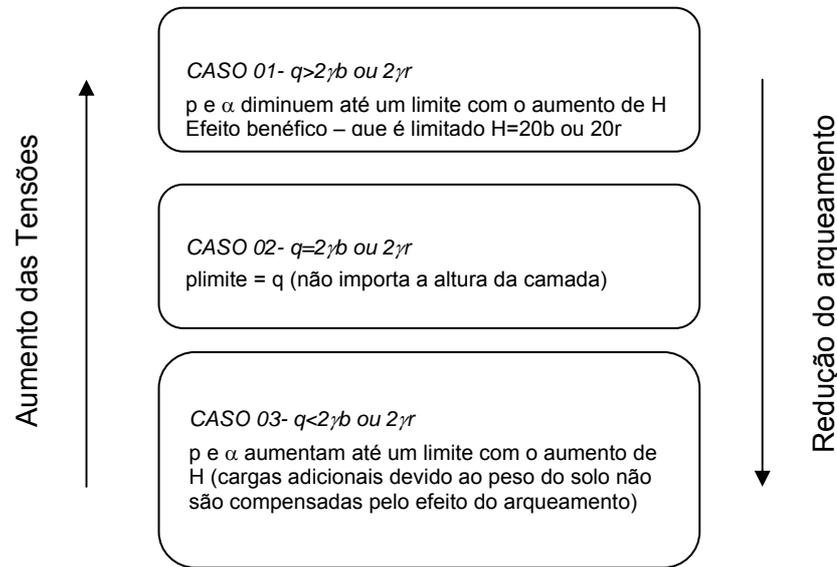


Figura 2.29 – Influência da altura de cobertura do aterro.

Giroud et al (1990) ainda sugerem algumas correções ao método, ou seja, considerar o alongamento do geossintético na zona ancorada, assumir deformações variáveis ao longo da manta e incluir solos coesivos.

Em relação ao comportamento cisalhante da interface solo – reforço, Bonaparte e Berg (1987) sugerem calcular o comprimento do reforço além das bordas do vazio de modo a prevenir o escorregamento. Considerar:

$$T_P = \sigma_V L (\mu_t \tan \phi_t + \mu_b \tan \phi_b) \quad (2.35)$$

Em que: T_P = capacidade de arrancamento do solo reforçado; L = comprimento ancorado; μ_t , μ_b , ϕ_t , ϕ_b (coeficientes de interação ao longo do topo e da base (geotêxtil = 0,67 (solo granular) e 0,50 (solo coesivo) e geogrelhas > 1,0) e ângulo de atrito do topo de base, respectivamente.

Deve-se ressaltar que o arqueamento pode ser destruído por distúrbios externos como vibração, compactação, percolação de água, etc. Em formulações mais realistas devem-se considerar que estes fatores diminuem o efeito do arqueamento. Além disso, o arqueamento é menos intenso em

materiais com granulometria uniforme, com presença de finos e com camadas menos espessas.

Bonaparte e Berg (1987) apresentam na Figura 2.30 alguns resultados da aplicação desta teoria considerando o efeito membrana.

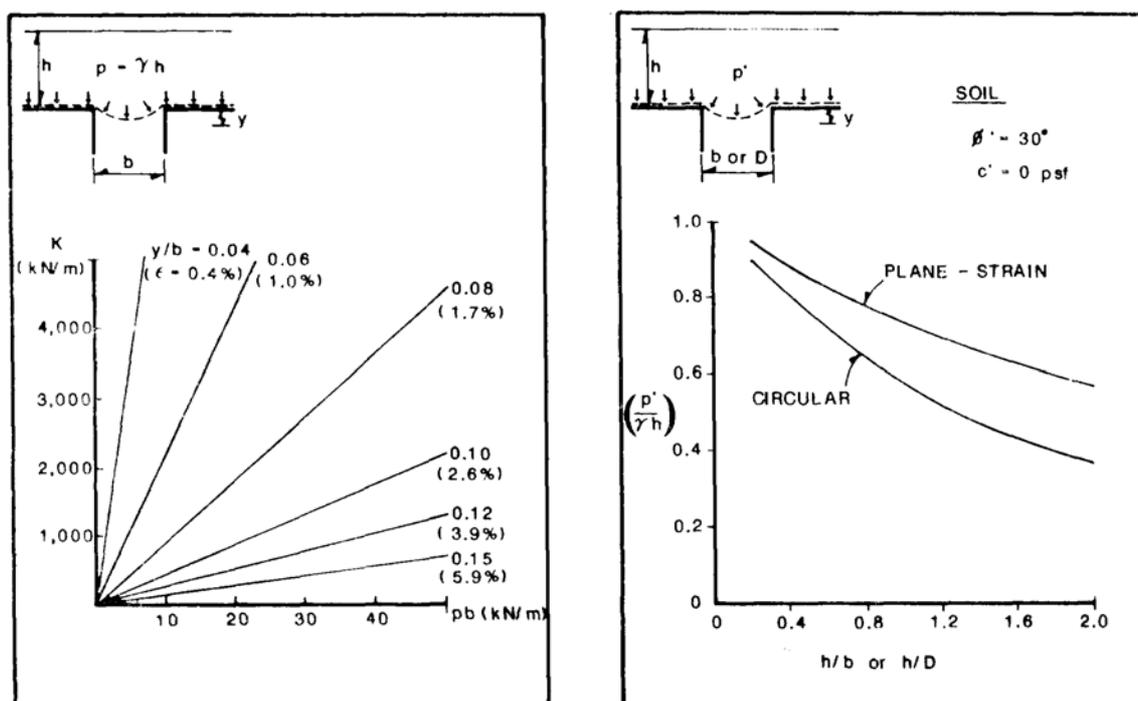


Figura 2.30 – Resultados da aplicação da metodologia de Giroud apresentados por Bonaparte & Berg (1987)

Pode-se observar nestes resultados que quanto maior a rigidez do geossintético menores serão as deformações para um determinado carregamento $P = \gamma.h$. De outra forma, para uma relação h/b constante o carregamento sobre a manta em um vazio plano será maior do que sobre um vazio circular.

Blivet et al. (2002) baseado em experimentos de Gourc et al. (1999) apresentaram um método similar ao de Giroud et al. (1990). O modelo, entretanto, considera um vazio longitudinal e uma equação parabólica para aproximar as deformações do geossintético sobre o vazio.

Segundo os autores, a partir de uma deformação conhecida ou pré-estabelecida em projeto pode-se encontrar a máxima tração no reforço pela expressão:

$$T_{máx} = \frac{q \cdot B}{2} \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon_{máx}}} = J \cdot \varepsilon_{máx} \quad (2.36)$$

Em que: **T** = máxima tração gerada no reforço pelo carregamento q; **B** = largura do vazio; $\varepsilon_{máx} = 8/3(dg/B)^2$ – máxima deformação do reforço; **dg** = deflexão conhecida.

Segundo os autores o valor de q pode ser avaliado pela expressão clássica de Jansen utilizando o valo de Ka – coeficiente de empuxo ativo. Ainda, Blivet et al. (2002) sugerem que o recalque da superfície pode ser calculado considerando que existe um espaço livre deixado pela deformação da manta que é preenchido pelo aumento do volume do solo durante a desconfinamento da região superior. Através disso, pode-se estabelecer uma relação entre o recalque da superfície d_s , a máxima deflexão da manta dg, o coeficiente de expansão do solo C_e e a altura do maciço de solo pela equação:

$$d_s = d_g - 2H (C_e - 1) \quad (2.37)$$

$$C_e = V_{sf}/V_s \quad (2.38)$$

Em que: **V_{sf}** = volume de solo fofo; **V_s** = volume de solo compacto.

Baseado em resultados de laboratório os autores sugerem um $C_e \cong 1,1 \pm 0,025$. Os resultados obtidos pela aplicação das formulações da teoria podem ser representados graficamente a partir da Figura 2.31.

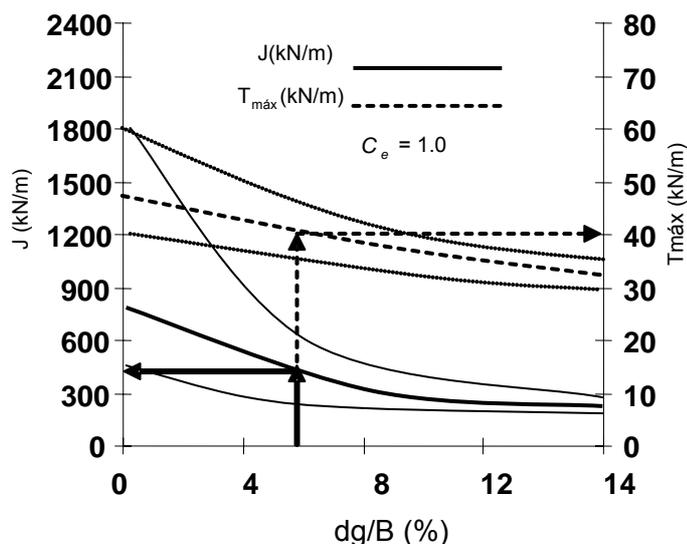


Figura 2.31 – Gráfico de projeto para $B = 2$ m e $H = 1,5$ m.

Observe na Figura 2.31 que a partir de uma deflexão específica pode-se conhecer, para uma dada rigidez do geossintético, o máximo esforço de tração desenvolvido na manta. De fato, considerando vazios que surgem após finalização do aterro, tanto o método de Giroud et al. (1990) quanto o apresentado por Blivet et al. (2002) ajustam-se muito bem aos valores lidos nos experimentos realizados por Bonaparte e Berg (1987) e Gourc et al. (1999). Entretanto, deve-se ressaltar que para vazios pré-existentes ou para aqueles que se formam durante a execução do aterro a aplicação destes métodos é questionada pelo fato da existência de um processo interativo entre o deslocamento vertical da manta e as tensões atuantes durante o processo construtivo.

2.7 A interação solo – duto

A classificação da rigidez do duto pode ser expressa em termos de uma rigidez relativa, RR , do sistema solo – duto. Este parâmetro é função do módulo de elasticidade do duto e do módulo de reação do solo. (GUMBEL et al., 1982; MCGRATH, 1999). Em dutos rígidos como os de concreto e cerâmicos, etc, a resistência última é medida no ensaio de *3-cutelos* considerando o desenvolvimento de uma trinca de comprimento $l \cong 0.025$ cm.

Um fator de segurança de no mínimo $FS = 1.5$ deve ser aplicado. Segundo a U.S. Army (1997), para a confecção de tubulações, o concreto utilizado não deve ter resistência inferior a 28 MPa. Além disso, deve-se avaliar a resistência das juntas, fundação, possibilidade de ocorrência de “*piping*”, sub-pressões, pressão interna, golpe de ariete, etc. Outras considerações de projeto podem ser encontradas em Young e Trott (1984) e U.S Army (1997).

Em relação aos dutos flexíveis os principais aspectos a serem considerados quanto à interação solo-duto são: a rigidez anelar mínima para a instalação, as deflexões, o esmagamento e a flambagem das paredes do duto.

2.7.1 A rigidez do anelar

A relação entre a carga vertical aplicada e a deflexão vertical do duto é conhecida com a rigidez do duto (F/Δ_y) (ABNT/NBR 9053). A rigidez do duto deverá ter um valor mínimo para assegurar o bom desempenho durante a instalação, de modo a evitar rupturas por deflexão ou flambagem (ALLGOOD E TAKAHASHI, 1972; U.S ARMY, 1997). O valor mínimo da rigidez irá depender fundamentalmente do módulo de elasticidade do material, da espessura das paredes e do diâmetro do duto. Kienow e Prevost (1989), Jeyapalan e Boldon (1986) e Jeyapalan e Ethiyajeevakaruna (1987) recomendam valores de rigidez mínima em função de diversos tipos de materiais. Deve-se considerar, entretanto, que, com o desenvolvimento de novos materiais e de novas técnicas construtivas, o valor da rigidez mínima do duto diminuiu acentuadamente nas últimas décadas, como ilustra a Figura 2.32. A Tabela 2.2 apresenta as fórmulas comumente utilizadas para avaliação da rigidez do anelar do duto.

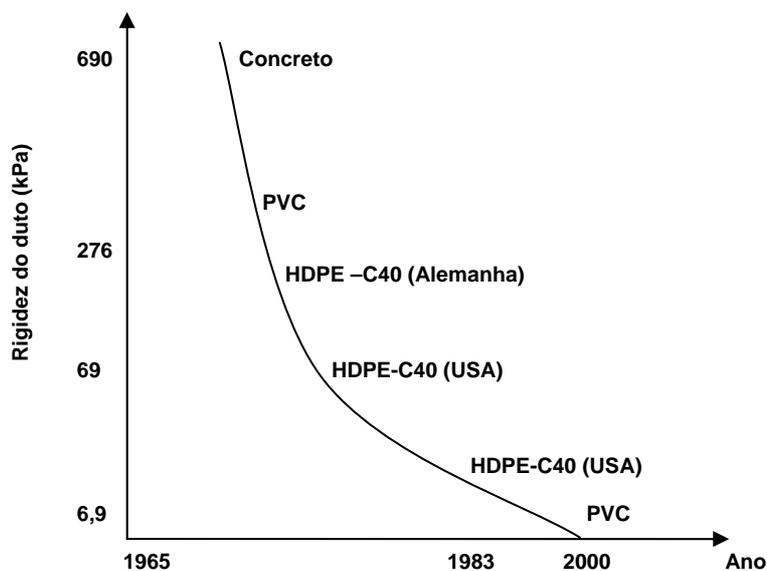


Figura 2.32 – Decréscimo da rigidez do duto (JEYAPALAN E BOLDON, 1986 - modificada)

Tabela 2.2 – Fórmulas usadas para cálculo da rigidez do anel do duto (KIENOW E PREVOST, 1989 – Modificado)

Rigidez do duto	Especificação
$PS = \frac{F}{\Delta_y} = \frac{EI}{0.149R^3} \geq \frac{C_{ps}}{D}$	<p><i>American Society for Testing and Materials - ASTM D2412 (1996)</i></p> <p>C_{ps} – constante (98,946); (kN/m).</p> <p>F – Força aplicada no ensaio de placas paralelas;</p> <p>PS – Rigidez do tubo, obtida pelo ensaio de placas paralelas (com $\Delta_{x(lim)} = 5\%$);</p> <p>SF – Fator de rigidez ($SF = 0.149r^3 \cdot PS$).</p>
$S = \frac{EI}{D^3}$	<p><i>Padrão Europeu (GUMBEL et al 1984, PREVOST E KIENOW 1994)</i></p>
$PS = 4.47 \frac{E}{(D.r - 1)^3}$	<p><i>Handbook dos dutos de PVC e HDPE</i></p>
$S_f = \frac{EI}{G_s r^3}$	<p>(MOORE, 1987).</p> <p>Tubulações flexíveis superficialmente enterradas</p>
$0,0186 \frac{F/L}{\Delta_y}$	<p>Associação Brasileira de Normas Técnica (ABNT/NBR 9053, 1985)</p>

2.7.2 A deflexão

Em tubulações flexíveis, sem suporte lateral, o duto pode romper por deflexão excessiva. De forma a evitar a ruptura das juntas, soldas, vazamentos, trincas, etc, têm-se limitado a deflexão limite em, aproximadamente, 5% (DUNCAN 1976). O Quadro 2.3 mostra as formulações habitualmente utilizadas para avaliar as deflexões em tubulações flexíveis enterradas. A Figura 2.33 apresenta o modo característico do desenvolvimento deste tipo de ruptura durante um determinado carregamento.

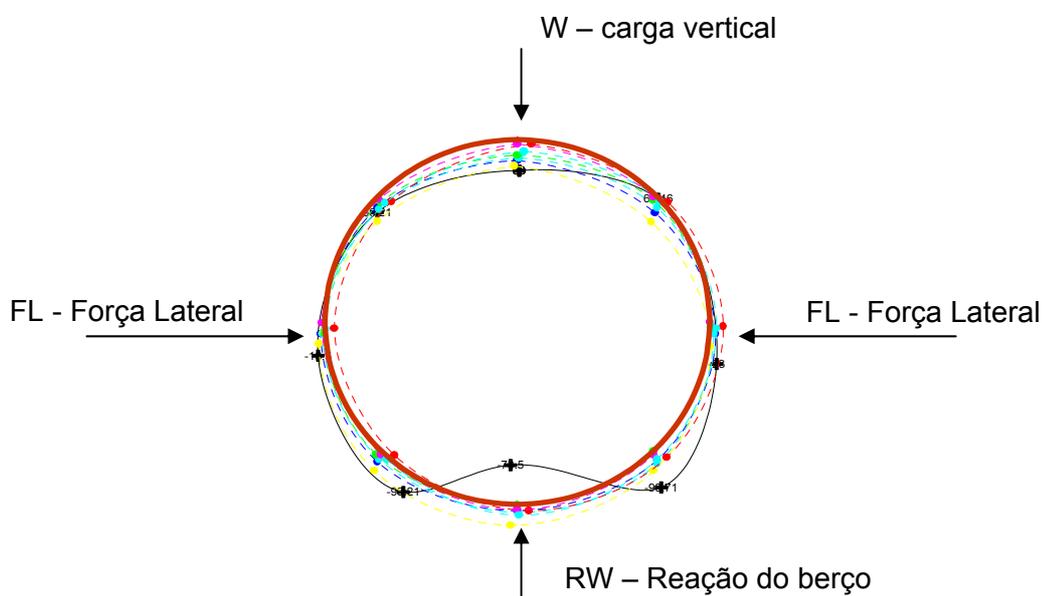


Figura 2.33 – Deflexões típicas de um duto flexível (VIANA E BUENO, 1998).

Pode-se observar na Figura 2.33 que pelo fato do solo restringir a deformação lateral do duto este tende, sob efeito do carregamento vertical no topo e na base, apresentar deflexões proporcionais a este carregamento.

Quadro 2.3 - Fórmulas freqüentemente utilizadas para quantificar as deflexões.

Fórmulas	Autores e comentários
(1) $\Delta_x = \frac{D_l k W r^3}{EI + 0.061 E' r^3}$	(1) <i>Fórmula de Iowa (Spangler 1941);</i> D_l – Fator tempo; k – Constante de berço; E' – Módulo de reação do solo;
(2) $\Delta_x = \frac{0.013 \frac{w}{S}}{1 + \frac{P}{24S} + 0.077 \frac{E'}{S}}$	(2) <i>Extensão da fórmula de Iowa para dutos pressurizados (PREVOST E KIENOW, 1994);</i> S – Rigidez do duto; P – Pressão interna
(3) $\frac{\Delta_{y_1}'}{D} = \frac{C_p P_v}{288 \left[P_i + \frac{2.872}{\left(\frac{D}{t}\right)^3} \right]}$	(3) <i>Extensão da fórmula de Iowa para dutos pressurizados (WATKNIS 1975);</i> P_i – Pressão interna; C_p – Coef. de Transferência de pressão para pressão externa vertical após o duto ser pressurizado;
(4) $\Delta_y = Dc \Delta_{ys} = \frac{(800 + 120H) - 220 \frac{EI}{r^3}}{E'} \Delta_{ys}$	(4) <i>Dutos muito flexíveis ($S \leq 35$ kPa) em solo rígido (Jeyapalan et al, 1987).</i>
$\frac{\delta}{D_m} = \frac{0.083q}{\frac{2}{3} E_{50} \left(\frac{S}{D_m}\right)^3 + 0.122 E'_s}$	<i>Molin em 1970 (JANSON, 1974)</i> Para tubos plásticos (PVC, HDPE, GPR e LDPE) $S = \frac{2E_k}{3E'_s} \left\{ \frac{t}{D_m} \right\} \leq 0.012$ - Fator de Rigidez; E_{50} = Módulo de elasticidade (TS=50 anos)(kPa) E'_s = Módulo secante do solo (kPa)
$\delta_y = \delta_{y_0} + \delta_{y_1} + \delta_{y_2}$ $\delta_{y_0} = .Construtivo$ $\delta_{y_1} = \frac{4P_y}{108.S_f + E_s^*}$ $\delta_{y_2} = .Pressão.Interna$	(GUMBEL et al, 1982) $E_s^* = \frac{E_s}{(1 - \nu_s^2)}$ - Módulo de deformação plana do solo P_y = Carga distorcional
1) Interface não deslizante (tensões cisalhantes existem na interface)	<i>Teoria Elástica – Casca Cilíndrica elástica em um meio elástico linear</i> sujeito a uma pressão uniforme (BURNS E RICHARD 1964, NIELSON 1967, NIELSON 1972, MCGRATH 1999).
$u = \frac{1}{2} \left(\frac{P_0 r}{M_s} \right) \left\{ \left[1 + \frac{B}{C} a_0^+ \right] - \left[1 + a_2^+ + \left(\frac{2}{B} \right) b_2^+ \right] \cos 2\theta \right\}$	$M_s = \left[\frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \right]$ – Módulo de elasticidade confinada
2) Interface deslizante (tensões cisalhantes são iguais a zero)	$k = \frac{\nu}{(1-\nu)}$ - Coeficiente de pressão lateral
	Parâmetros de carga $B = \frac{1}{2}(1+k); C = \frac{1}{2}(1-k); UF = \frac{M_s DB}{E_1 A}; VF = \frac{M_s D^3 2C}{48 E_1 I}$ a_0^+, a_2^+, b_0^+ – Constantes adimensionais de interface não deslizante; a_0, a_2, b_2 - Constantes adimensionais de interface deslizante;

Dentre as formulações apresentadas no Quadro 2.3, a fórmula de Iowa ainda é a mais utilizada, apesar das limitações quanto à flexibilidade do duto e aos parâmetros empíricos que relaciona (PARMALEE E COROTIS 1972, GODDARD 1994, PREVOST E KIENOW, 1994 E US ARMY 1997). Outras derivações da fórmula de Iowa também são apresentadas no Quadro 2.3 e são úteis para aplicações específicas.

A fórmula de Iowa foi baseada em experimentos realizados em dutos de metal, cuja resistência de suporte derivava da reação lateral do solo nos prismas adjacentes (SPANGLER, 1941). A fórmula assume que a deflexão depende de três parâmetros empíricos, em que o mais influenciado é o fator de rigidez do solo, ou mais especificadamente o módulo de reação do solo E' , ($E' = e.r$ (módulo de resistência passiva x raio)).

$$\text{Deflexão do duto} = \frac{\text{carga.do.solo}}{\text{Rigidez.do.conduto} + \text{Rigidez.do.solo}}$$

Em que: **A carga no solo** = $D_f.k.w.r^3$; **A Rigidez do duto** = EI ; **Rigidez do solo** = $0.061E'r^3$.

O coeficiente de fluência, D_f , considera que deflexões sob carregamento podem aumentar após a construção. Este efeito observado pioneiramente em laboratório, por Spangler, que sugeriu valores entre 1.38 e 1.46. Posteriormente, Spangler reformulou a sua sugestão reduzindo os valores para o intervalo entre 1.25 e 1.5 (sempre maior do que a unidade e menor do que 2). Em projetos sugeriu-se um valor conservativo de $D_f = 1.5$ (SPANGLER, 1951).

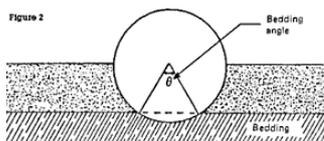
Segundo Goddard (1994) o valor de $D_f = 1.0$ poderia ser o mais exato pelo fato de que a maior percentagem das deflexões ocorrem nos primeiros anos após a construção. Entretanto, outros autores ainda recomendam o valor indicado por Spangler.

Segundo U.S Army (1997) os valores mínimos de D_f devem ser de 1.0 (para solos granulares e se toda a carga do solo atinge o duto) a 2.5 (quando solos coesivos são usados e há possibilidade do solo se saturar).

Para a constante de berço (k) o valor empregado é normalmente igual a $k \cong 0.1$, embora outros valores possam ser assumidos, como os mostrados na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Constantes de berço, k (SPANGLER, 1951)

Ângulo de berço, θ	Constante de berço
0	0.110
15	0.108
22 ^{1/2}	0.105
30	0.102
45	0.096
60	0.090
90	0.083



O módulo de reação do solo, E' , é um parâmetro empírico que caracteriza a rigidez do aterro adjacente ao duto. Certamente foi a variável mais pesquisada nestas últimas décadas. Segundo Hartley e Duncan (1987) o módulo varia com a profundidade, com o tipo e a densidade relativa do solo. Howard (1977) recomenda os valores indicados na Tabela 2.4. A Tabela 2.5 apresenta uma comparação entre as diversas opiniões referentes à quantificação do E' .

Tabela 2.4 – Valores do módulo de reação do solo, E' (HOWARD, 1977)

<i>Valores médios do módulo de reação do solo, E'</i>				
<i>Para deflexão final do duto</i>				
<i>E' – Para o grau de compactação do berço (kPa)</i>				
Material do berço e tipo do solo*	Lançado	Levem. Compactado	Moderadam. Compactado	Altament. compactado
		GC<85% D_r <40	85%<GC<95% 40< D_r <70%	GC>95% D_r >70%
Solos finos (LL>50) Média ou alta plasticidade CH, MH, CH-MH	Nenhum dado disponível, consultar um Engenheiro de solos. De outro modo $E'=0$			
Solos finos (LL<50) Média ou nenhuma plasticidade (CL, ML, ML-CL)	350	1380	2760	6890
Solos finos (LL<50) Média ou nenhuma plasticidade (CL, ML, ML-CL) com mais de 25% de partículas grossas	690	2760	6890	13790
Solos grossos com finos (GM, GC, SM e SC) contendo mais que 12% de finos				
Solos grossos como pouco ou nenhum fino (GW, GP, SW, SP ou GM-GC, GC-SC) contendo menos que 12% de finos	1380	6890	13790	20680
Brita	6890	20680	20680	20680
Exatidão no cálculo de % da deflexão	±2	±2	±1	±0.5

* Classificação unificada (ASTM D2487)

A Tabela 2.5 apresenta uma síntese dos trabalhos desenvolvidos para quantificar o módulo de resistência passiva

Tabela 2.5 – Síntese dos trabalhos desenvolvidos para quantificar o módulo de resistência passiva, E' (HARTLEY E DUNCAN, 1987 - Modificada)

Autor (ano)	$E' f(z)$?	Base	Comentários*	Indicação
Spangler (1941)	Não	Testes em grande escala	Os efeitos do tempo poderia reduzir os valores de e em aterros mais altos	Tabelas
Shafer (1948)	Sim	Interpretação de experimentos de Chapel Hill .	Depende apenas das propriedades do solo	-
Watkins e Spangler (1958)	Não	Modelos e conclusões de Spangler, 1941	Emprego princípios de similitude para encontrar $e.r$ constante, ao invés de e .	Tabelas
Watkins (1959)	Não	Trabalhos anteriores	Conclusões baseadas no trabalho de Spangler	Tabelas
Watkins e Nielson (1964)	Sim	Teste em grande escala	Incerteza nos resultados são muito grandes para determinar um valor exato para E' .	$E' = M_s$
Meyerhof (1966)	Sim	Princípios da Mecânica dos solos e da experiência Canadense	E' varia com a profundidade para areias não para argilas	-
Nielson (1967)	Sim	Teoria da elasticidade (Interface não deslizante)	E' correlaciona com M_s pela teoria da elasticidade – obtêm-se E' via ensaios triaxiais	$E' = k.M_s$
Krizek, et al (1971)	Sim	Revisão de literatura	E' cresce com a profundidade	$E' = M_s$
Allgood e Takahashi (1972)	Sim	Teoria da elasticidade (Interface deslizante)	E' correlaciona com M_s ; Análises de MEF mostram que este cresce com a profundidade	$E' = M_s$
Parmalee e Corotis (1972)	Não	Análises estatísticas de 18 dados publicados em medidas de campo	Poucos dados para desenvolver correlação significativa	Tabelas
Howard (1976)	Não	Análises extensivas de campo	valores de E' limitados a altura do aterro de 15 m	Tabelas
Chambers et al (1980)	Sim	Revisão de literatura em testes de laboratório	E' um fator puramente empírico, mensurável somente nas instalações de campo. As análises mostram que E' pode ser seguramente trocado por M_s na fórmula de Iowa.	$E' = k.M_s$
Hartley & Duncan (1987)	Sim	Revisão da literatura, MEF	Os estudos mostram que E' de fato é uma função da profundidade.	Tabelas

Ainda, Hartley e Duncan (1987) apresenta os valores da Tabela 2.6 Segundo Goddard (1994) os valores da Tabela 2.5 são mais apropriados do que os valores da Tabela 2.4, apesar dos valores da Tabela 2.4 serem mais utilizados.

Tabela 2.6 – Valores do módulo de reação do solo E' (HARTLEY E DUNCAN, 1987)

Tipo de solo*	H (m)	Compactação relativa			
		85%	90%	95%	100%
Solo fino com menos de 25% de areia, i.e. (CL, MI, DL-ML)	0.0-1.5	3450	4827	6895	10343
	1.5-3.0	4137	6895	9660	13800
	3.0-4.0	4830	8280	11040	15870
	4.5-6.0	5520	8970	12420	17940
Solo grosso com finos, i.e. (SM,SC)	0.0-1.5	4140	6895	8280	13110
	1.5-3.0	6210	9660	12420	18630
	3.0-4.0	6900	10343	14490	22080
	4.5-6.0	7590	11040	16560	25530
Solo grosso com pouco ou nenhum fino, i.e (SP, SW, GP, GW)	0.0-1.5	4830	6900	11040	17250
	1.5-3.0	6900	10350	15180	22770
	3.0-4.0	7245	11040	16560	24840
	4.5-6.0	7590	11730	17250	26220

* Classificação unificada (ASTM D2487)

Ainda em relação à fórmula de Iowa, Jeyapalan et al (1987) concluíram, baseado em resultados experimentais, que para dutos muito flexíveis em solo rígido ($S \leq 35$ kPa) a fórmula de Iowa não é aplicável, pois foi baseada em dutos de rigidez superior a 35 kPa. Além disso, observaram que dutos muito flexíveis não se deformam de uma maneira elíptica como assumido pela fórmula de Iowa.

2.7.3 O esmagamento e plastificação das paredes.

Este critério de ruptura é baseado na teoria de compressão anelar de White e Layer (1960). Esta teoria assume que sob a ação do carregamento externo os dutos flexíveis implantados em solos bem compactos se deformam de forma a promover uma redistribuição de tensões com tendência de uniformização ao longo do todo o perímetro. A tensão hidrostática pode ser calculada como: $P = \gamma H + q$. Os valores de cargas móveis são apresentados em (GODDARD, 1994). A resultante compressiva que atua nas paredes da estrutura, F_c , deve ser menor do que a resistência das paredes do duto, S , vide eq. (2.39) e Figura 2.34.

$$F_c = \frac{P * D}{2} < S \quad (2.39)$$

Desta forma, considera-se que o duto ajusta-se a carga F_c imposta, de modo a sofrer uma flexão mínima, ou seja, através de um carregamento uniformemente distribuído sobre as paredes do duto. O carregamento em torno da estrutura se torna mais uniforme à medida que as deflexões do duto aumentam e a resistência passiva do solo é mobilizada. Quanto mais uniforme o carregamento em torno da estrutura menor será a flexão nas paredes do duto (LUSCHER E HÖEG, 1964; BUENO, 1987).

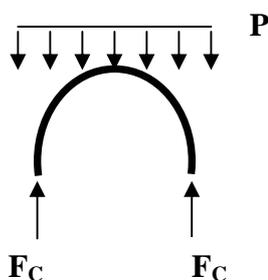


Figura 2.34 – Empuxo nas paredes

Com o valor do empuxo das paredes pode-se calcular a área necessária para resistir os esforços gerados sem que haja plastificação do material. O Quadro 2.4 apresenta as principais formulações utilizadas para quantificar a área das paredes do duto.

Quadro 2.4 – Cálculo da área das paredes

<i>Fórmulas</i>	<i>Considerações</i>
$A = \frac{F_c}{fa}$	fa – Resistência a tração mínima do material dividida por um FS = 2.0 (critério DUNCAN 1976) (com controle o FS = 1.5 o qual é ainda conservativo, adverte WATKINS, 1975)
$A = \frac{T_l}{Of_u}$	<p>T_l = Empuxo modificado pelo fator de carga;</p> $T_l = \frac{T}{FC\beta} = \frac{T}{1.3.1.5}$ <p>FC – Fator de carga β - Fator beta f_u – Resistência a tração mínima do material (kPa); O – Fator modificador de capacidade. ($O = 1.0$).</p>
$F_{C_{ST}} = \frac{P_{ST}D}{2}$	(US ARMY, 1997) $F_{C_{ST}}$ – Empuxo no anel a curto prazo
$F_{C_{LT}} = \frac{P_{LT}D}{2}$	P_{ST} – Carga sobre o duto a curto prazo (kN/m) $F_{C_{LT}}$ – Empuxo no anel a longo prazo
$A \geq 2\left(\frac{F_{C_{ST}}}{f_i} + \frac{F_{C_{LT}}}{f_{50}}\right)1$	<p>A – Área das paredes do duto (FS = 2.0) f_i – Resistência ao escoamento inicial do duto (tabelado) f_{50} - Resistência ao escoamento a longo prazo do duto (tabelado)</p>

Goddard (1994) adverte que as fórmulas do Quadro 2.4, quando usadas para dutos plásticos, podem conduzir a uma série de erros, principalmente devido ao fato de considerar a resistência à tração ao invés da resistência a compressão do material, além de não considerar o efeito do arqueamento e das propriedades iniciais do duto.

A ruptura por deformação das paredes pode ocorrer, principalmente, em dutos com grandes alturas de cobertura e envolvidos em solos bem compactados (rígido). A Figura 2.35 mostra uma relação entre a resistência compressiva do anel e o módulo de flexibilidade do anel (WATKINS, 1966) onde se pode verificar a maior tendência de ruptura por esmagamento das paredes em duto inseridos em solos rígidos.

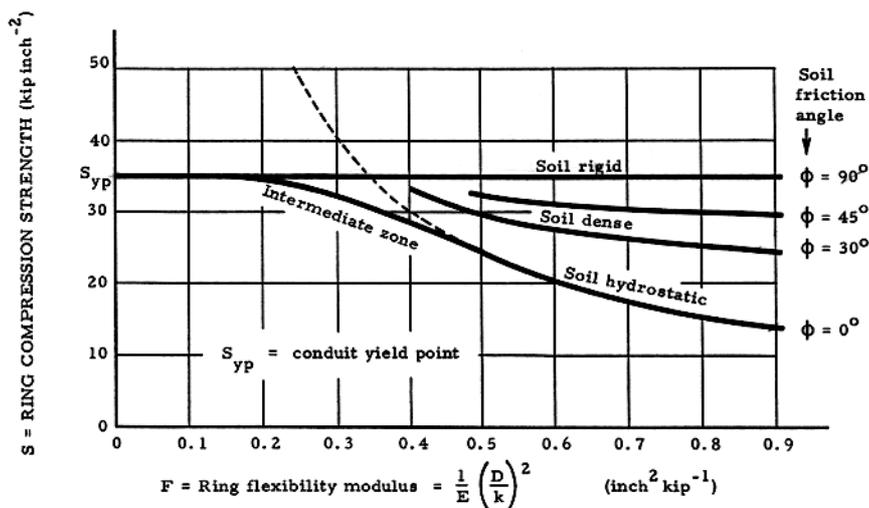


Figura 2.35 – Relação entre a resistência compressiva do anel e o módulo de flexibilidade do anel (WATKINS, 1966)

McGrath e Selig (1994) desenvolveram um teste para avaliar a resistência compressiva das paredes do duto em laboratório e aplicá-la diretamente em projeto. Entretanto este teste, ainda é muito pouco aplicado. Segundo os autores, em um duto livre, que esteja implantado sob uma altura considerável de aterro, a tensão compressiva das paredes poderia ser maior que as tensões devido à flexão, neste caso, o limite de projeto poderia ser baseado na tensão compressiva das paredes.

Um outro modo de ruptura comum são as deformações circunferenciais de flexão, compressão e devido ao efeito longitudinal das paredes do duto. Estas deformações devem ser avaliadas e comparadas com a ε_{lim} fornecida pelos fabricantes (JEYAPALAN E BOLDON, 1986; GODDARD, 1994; US ARMY, 1997).

No cálculo das deformações de flexão, a maioria das equações considera que os dutos se deformam elipticamente, fato que não ocorre em dutos muito flexíveis, onde outra técnica poderia ser mais aplicada, como por exemplo, o método dos elementos finitos.

Usualmente para dutos plásticos pode se utilizar à expressão:

$$\varepsilon_b = \frac{t_{\text{máx}}}{D} \left(\frac{0.03 \frac{\Delta_y}{D}}{1 - 0.02 \frac{\Delta_y}{D}} \right) \leq \frac{\varepsilon_{\text{lim}}}{FS} \quad (2.40)$$

Ou ainda, a derivação de Watkins (1966), para dutos de metal ou de plástico.

$$\varepsilon_b = D_f \left(\frac{t}{d} \right) \left(\frac{\Delta_y}{D} \right) \quad (2.41)$$

ou,

$$\varepsilon_b = D_f \left(\frac{t}{d} \right) \left(\frac{\Delta_y}{d} \right) MF \quad (2.42)$$

Em que: D_f = fator de deformação (4-6); ε_b = deformações de flexão; $t_{\text{máx}}$ = espessura das paredes do duto; ε_{lim} = deformação limite fornecida pelos fabricantes; FS = fator de segurança, usualmente igual a 2.0; d = diâmetro médio do duto; MF = Fator de momento (aterro até a “*região média de suporte*” com controle, $MF = 0.75$ e aterro até a “*região média de suporte*” sem controle $MF = 1.5$).

Além das deformações de flexão, devem-se adicionar as deformações devido à compressão do anel e devido aos efeitos longitudinais (JEYAPALAN E BOLDON, 1986; GODDARD, 1994).

$$\varepsilon_c = \frac{Pd_0}{2AE_0} \quad (2.43)$$

$$\varepsilon_c = \frac{P_v \cdot D}{2t \cdot E} \quad (2.44)$$

$$\varepsilon_p = -v \cdot L_s \quad (2.45)$$

Em que: ε_c = deformação de compressão do anel; ε_p = deformação devido ao efeito longitudinal; L_s = deformação longitudinal; P_v = carga vertical do solo; P = Carga na “Região média de suporte”; d_0 ou D = diâmetro externo do duto;

Com isso, a deformação crítica total será,

$$\varepsilon_{T_c} = 2\varepsilon_c + \varepsilon_b + \varepsilon_p = 2\varepsilon_c + \varepsilon_b \leq \varepsilon_{lim} \quad (2.46)$$

Testes realizados em dutos de PVC flexível, Figura 2.36, mostram que a deformação de flexão aumenta grandemente durante os estágios iniciais de construção, quando a carga é aplicada, e torna-se constante com o tempo até outro carregamento ser aplicado. Pode-se observar também que as deformações de compressão são menores e crescem com o tempo após carregamento (JEYAPALAN E BOLDON, 1986).

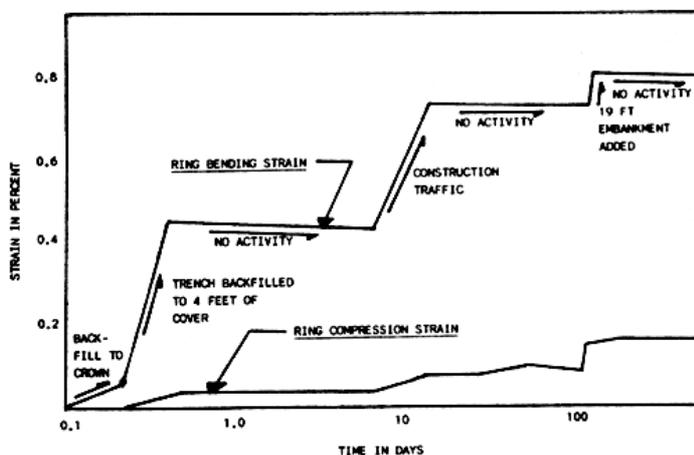


Figura 2.36 – Desenvolvimento das deformações (JEYAPALAN E BOLDON, 1986)

Jeyapalan e Boldon (1986) compararam vários métodos de previsão das deformações das paredes do duto e advertem que existe uma grande divergência quando se consideram dutos muito flexíveis. Para dutos muito flexíveis ($S < 35 \text{ kPa}$) os autores sugerem uma correção na fórmula clássica de

Watkins para levar em consideração a arbitrariedade da constante D_f e o fato do duto não defletir de maneira elíptica, desta forma:

$$\varepsilon_{bc} = S_c \varepsilon_b \quad (2.47)$$

$$S_c = \left[6 - \left(2 \frac{EI}{r^3} \right) \right] \quad (2.48)$$

Em que: ε_{bc} = deformação corrigida; S_c = fator de correção da deformação;

O aterro, muitas vezes, é pouco compacto na região entre o berço do duto e a linha d'água (ponto à meia altura do duto) e elevadas deformações de flexão podem ocorrer nesta região. Estas deformações não são previstas pelas fórmulas clássicas o que impede de quantificar o seu real efeito. Ainda verifica-se que, ao contrário do que imagina, a pressão interna pode aumentar as deformações nestas regiões.

2.7.4 A flambagem das paredes

A flambagem das paredes do duto pode ser elástica ou plástica, dependendo se ocorre antes ou após a tensão de escoamento do material. Como limite de desempenho analisa-se a flambagem elástica, que é um fenômeno que ocorre devido à carga compressiva na parede do duto e constitui-se um modo de ruptura clássico em tubulações enterradas, que vem sendo extensivamente estudado nestas últimas décadas (FORRESTAL E HERRMANN, 1965; LUSCHER, 1966; CHELAPATI E ALLGOOD, 1972; JANSON, 1974; GUMBEL et al., 1982; PREVOST E KIENOW, 1994; MOORE et al., 1994; WOODS E FERRY, 1994; MOORE, 1997).

A flambagem das paredes do duto está relacionada às mudanças que ocorrem na rigidez estrutural da tubulação e na sua forma geométrica. Segundo Moore et al. (1988) pode ser entendida como a perda teórica de resistência das paredes do duto devido às deformações de flexão, ocasionada pelo desenvolvimento de deformações tipo “ondas” ou pela reversão da

curvatura, seguida de colapso total que neste caso, não necessariamente significa flambagem.

Classicamente o fenômeno é analisado como a flambagem de uma coluna reta (tipo *Euler*) sob carga compressiva axial que pode ser submetida a vários modos de flambagem. Uma comparação destes modos de flambagem com aqueles que podem ocorrer em tubulações enterradas podem ser observados na Figura 2.37.

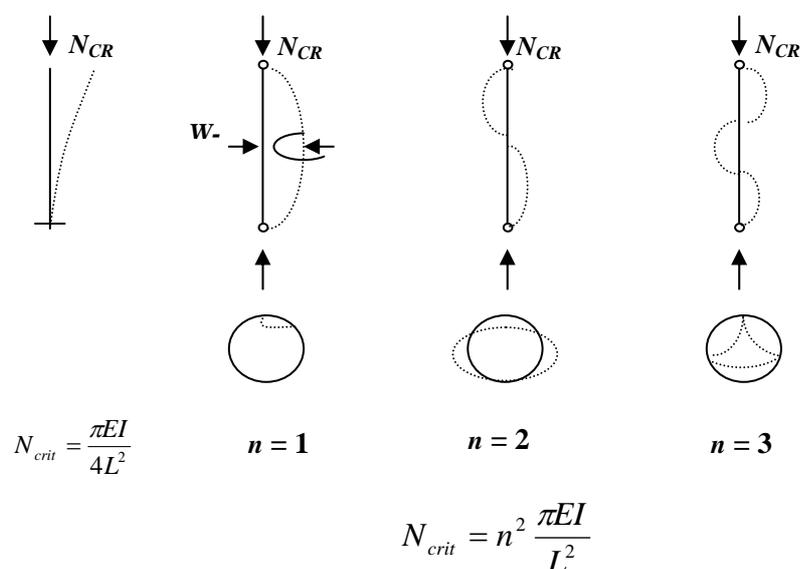
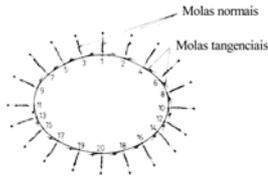


Figura 2.37 – Formas de flambagem (TIMOSHENKO E GERE, 1967 – Modificada).

Observe que a carga de flambagem cresce com o valor de n^2 e quanto maior for a restrição lateral, maior será o valor de n . Este fato é observado em tubulações flexíveis inseridas em meio rígido (GUMBEL et al., 1982; JEYAPALAN E BOLDON 1986). O Quadro 2.5 apresenta os modelos e considerações de cálculo mais utilizadas para quantificar a carga de flambagem em tubulações enterradas.

Quadro 2.5 - Modelos e fórmulas para quantificar a flambagem em dutos enterrados

Formulação	Autores
$(1) N_c = \left(\frac{n^2 - 1}{1 - \nu^2}\right) \left(\frac{EI}{r^3}\right)$ $(2) P_{crit} = \frac{3EI}{(1 - \nu^2)r^3}$	<p><i>Teoria elástica</i></p> <p>(1) e (2) (TIMOSHENKO E GERE, 1967);</p> <p>Extensão da fórmula da teoria da elasticidade para cilindros flexíveis, sem considerar o efeito do solo lateral; Extensão da fórmula de Timoshenko para $n = 2$</p>
<p>(1) $P_c = 8S(n^2 - 1)$</p> <p>; Considera $n \geq 2$ e que a forma do duto permanece essencialmente elíptica;</p> <p>Para levar em consideração o efeito da mudança da curvatura do duto antes do momento incipiente da flambagem o autor considera que a rigidez do duto é reduzida por um fator dado por $(1 + D_f \frac{\Delta y}{D})$ onde, ($D_f = 3-3.5$).</p>	<p>(1) <i>Teoria da flambagem dinâmica</i> (KIENOW E PREVOST, 1989; KIENOW E PREVOST, 1994);</p> <p>S – Rigidez do duto segundo a ASTM D2412</p> <p>Obs:</p> <p>a) Aplicado a um arco de 180°, fixo nas pontas, inserido dentro de um solo. As cargas são principalmente sobre o duto</p> <p>Limita a razão (carga/rigidez do duto) ≤ 40 (para 5% de deflexão) e $S_{min} = 1500$ kPa (a longo prazo)</p>
$(1) N_c = (n^2 - 1) \frac{EI}{r^2} + \frac{k_s r}{(n^2 - 1)}$ $Para.. \frac{EI}{k_s r^3} < 10^{-2} . n_{crit} = \left(\frac{k_s r^3}{EI}\right)^{\frac{1}{4}}$ $N = 2 \left(\frac{EI k_s}{r^3}\right)^{\frac{1}{2}}$ $(2) P_c = \frac{(n+1)^2 - 1}{1 - \nu^2} \left(\frac{EI}{r^3}\right) + \frac{(1 - \nu^2) k_s}{(n+1)^2 - 1} r$ $(3) P_c = A_b \sqrt{\left(E_s \cdot \frac{EI}{r^3}\right)}$ $(1) \text{ e } (4) q_a = \left(\frac{1}{FS}\right) \sqrt{32 R_w B' E' S}$ <p>• O solo é representado por molas cuja constante é o coeficiente de reação do solo k_s; A maior dificuldade da teoria é quantificar o valor de k_s; Deformações antes da ocorrência da flambagem pode reduzir a resistência prevista pelo método; Não limitam a rigidez do duto S.</p>	<p><i>Modelo de Winkler – Teoria linear de “múltiplas ondulações”</i></p>  <p>Figura a - Expansão do modelo (Ghobrial & Abdel-Sayed, 1985)</p> <p>K_s – Constante de reação do solo;</p> <p>(1) (LUSCHER, 1966);</p> <p>(2) (MAYERHOF E BAIKE, 1963);</p> <p>(3) (BRITO, 1979 apud BUENO 1987);</p> <p>(4) Os critérios (MOORE, 1989) usam o critério de flambagem baseado no modelo de Winkler (MOORE, 1989).</p> <p>R_w = Fator de fluabilidade (caso seco $R_w = 1.0$);</p> <p>B' = Coeficiente</p>
$(1.1) P_c = \frac{(n+1)^2 - 1}{1 - \nu^2} \left(\frac{EI}{r^3}\right) + \frac{E_s}{(1 + \nu_s)(1 - 2\nu_s)(2 + 1)n}$ $(1.2) \frac{P_c}{P_0} = \frac{n^2 - 1}{3} + 4 \left[\frac{E}{1 - \nu} \left(\frac{1}{(1 - 2\nu)(n+1) + n} \right) \right] \left(\frac{1 - \nu^2}{E} \right) \left(\frac{r}{t} \right)^3$ $(2.1) P_c = \frac{(n-1)EI}{r^2} + 2.G_s r \frac{2n(1 - \nu_s) - (1 - 2\nu_s)}{n^2(3 - 4\nu_s)}$ $(2.2) P_c = \frac{(n-1)EI}{r^2} + 2.G_s r \frac{1}{2n(1 - \nu_s) + (1 - 2\nu_s)}$ <p>Para a condição de n_{LISA} (condição mais conservativa)</p> $P_{Crit} = 1.2EI \frac{1}{3} \left(\frac{E_s}{1 - \nu_s^2}\right)^{\frac{2}{3}}$	<p><i>Modelo elástico contínuo – teoria de “múltiplas ondulações”</i></p> <p>(1) (FORRESTAL E HERMANN, 1965) Casca cilíndrica em meio elástico</p> <p>P_0 - Pressão hidrostática uniforme (kPa);</p> <p>(1.1) Interface rugosa;</p> <p>(1.2) Interface lisa ($n \geq 2$);</p> <p>(2) (MOORE, 1987, MOORE, 1989)</p> <p>(2.1) superfície rugosa (sem deslizamento na superfície);</p> $n_{Lisa} = \left(\frac{EI.2(1 - \nu_s)}{G_s r^3}\right)^{\frac{1}{3}} \text{ (condição mais conservativa)}$ <p>(2.2) superfície lisa (com deslizamento na superfície)</p>

$$(3.1) N_c = l \left(\frac{EI(n^2 - 1)}{r^2} \right) + 2G_s r \chi$$

- Representa a região inteira do solo envolvente;
- Deve-se prever um valor de calibração ϕ , um valor de correção para aterros superficiais R_h e um valor de correção para forma do duto R_s .
- A solução fechada poderá ser usada para avaliar a influência do tamanho do anel de rigidez do material e a rigidez do solo envolvente, para tanto, deve-se quantificar o valor de correção R_h . Este valor quantifica o efeitos geométricos da envoltória e as diferenças entre os parâmetros elásticos dos dois materiais.

$$(1) P_{kn} = \frac{2E_{s0}}{(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{D_m} \right)^3 \sqrt{\frac{k_t D_m^4 (1-\nu^2)}{3E_k s^3}}$$

$$(2) f_{cr} = 0.77 \frac{r}{A} \sqrt{\frac{BM_s EI}{0.149 r^3}}$$

Comentários

- (1) Considera a carga de terra uniforme sobre as paredes do duto e a magnitude dos momentos como de menor importância;
- Existem diversas variações da fórmula de (Mayerhof e Baikal, 1963) entretanto deve-se a aplicações específicas.

$$(1) \frac{\Delta_c}{P} = \frac{\Delta_c}{P_1} + \frac{\delta_1}{P_1}$$

- Método baseado na resolução da equação diferencial de Euler para flambagem de pilares considerando os desvios de prumo iniciais; Deve-se prever ajustes a aplicações específicas;
- Utiliza-se como dados os carregamentos aplicados e as deformações sofridas durante o processo construtivo;
- Quanto mais próximo os valores estiverem da ruptura P e menores as imperfeições iniciais δ_1 maior será a exatidão do método.

$$G_s = \frac{E_s}{2(1+\nu_s)}$$

(3.0) Suporte elástico não uniforme (MOORE et al, 1994)

$$l = \frac{n^2}{n^2 - 1} - \text{Considerando que os esforços da interface não}$$

giram quando a placa é deformada (constante direcional) $\neq 1$ – Esforços giram na interface, permanecendo normal e tangencial a superfície.

χ - Valor que quantifica o nível de resistência do sólido para as deformações f (interface lisa ou rugosa).

Para dutos plásticos

(1) Teoria de Molin, (JASON, 1974)

$$k_t = a \frac{E'_t}{r} \text{ Módulo de reação do berço;}$$

E'_t – Módulo tangencial do solo;

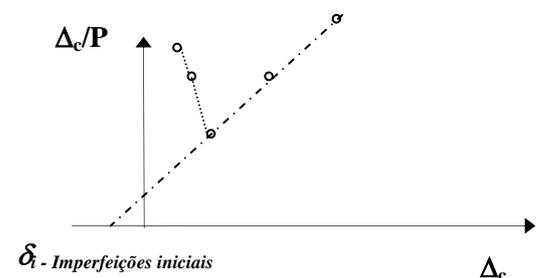
a – fator de flambagem (0.75-2.0)

(2) US Army, 1997

B – Fator de flutuabilidade na água $B=1-0.33hw/h$

A AASHTO e ASCE sugerem usar no lugar de 0.77 o valor de 9.24 para dutos de polietileno corrugado (Goddard, 1994)

Método gráfico de Southwell (SOUTHWELL, 1932)



A Tabela 2.7 apresenta alguns valores de k_s .

Tabela 2.7 – Valores de k_s (OKEAGU E ABDEL SAYED, 1984 - Modificada).

Autor (Ano)	Formulação
Luscher (1966)	$k_s = \frac{\left[1 - \left(\frac{r_i}{r_0}\right)^2\right] E_s}{(1 + \nu_s) \left[1 + \left(\frac{r_i}{r_0}\right)^2 (1 - 2\nu_s)\right]} = BE_s$ $k_s = 0.75.B.M_s$
Meyerhof & Baike (1963)	$\frac{E_s}{2(1 - \nu_s^2)r}$
Meyerhof (1966)	$k_s = \frac{2G_s}{r} \left[1 - \left(\frac{r}{r+h}\right)^2\right]$
Kloppel & Glock (1970)	$k_s = \frac{E_s}{r(1 + \nu_s)}$
Okeagu & Abdel-Sayed (1984)	$k_n = \beta.C_d.C_\theta \sqrt{\frac{H}{D}}$
k_n – Coeficiente de reação normal; k_s – Coeficiente de reação tangencial.	$k_s = 0.2.k_{nv}$
Ghobrial & Abdel-Sayed (1985)	$k_n = \gamma.\beta.C_d.C_\theta \left(\frac{H}{D}\right)^{\frac{1}{2}}$
k_n – Coeficiente de reação normal; k_s – Coeficiente de reação tangencial	$k_s = 0.2k_n$

Moore (1989) cita outras teorias não - lineares, tais como, as de “*simples ondulações*”, que consideram o comportamento da estrutura dentro de uma cavidade rígida ou um meio similar à representação de Winkler. Segundo o autor, esta teoria também pode ser utilizada para prever a carga de flambagem de tubulações enterradas. Entretanto, as teorias que consideram “*múltiplas ondulações*” têm mostrado resultados da carga de flambagem mais próximos da realidade. Moore et al (1994), baseado na solução fechada para o “*modelo contínuo*”, apresentam uma análise sobre a avaliação da estrutura na sua integridade, ou seja, considerando os problemas típicos de geometria em dutos enterrados, vide Figura 2.38, e as características de rigidez do sistema solo - duto através de um fator corretivo R_h aplicado ao valor da carga de flambagem calculada.

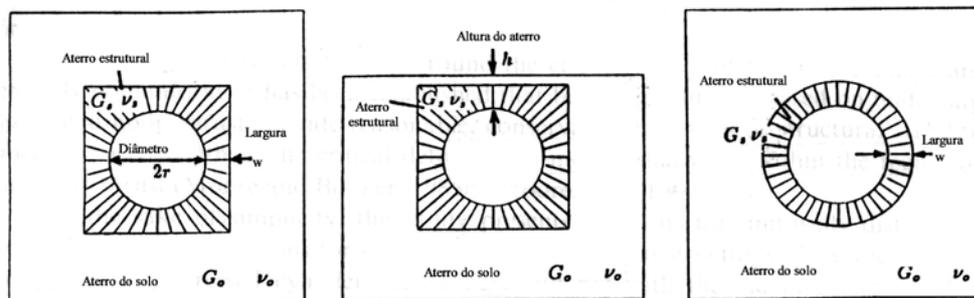


Figura 2.38 - Características de rigidez do sistema solo – duto (MOORE et al, 1994)

Segundo Kienow e Prevost (1994), as principais críticas ao modelo de “*Winkler*” são que o modelo leva em consideração a resistência à tração do solo e da interface solo – duto, além de considerar a mudança do raio de curvatura do topo do duto e permitir o uso de dutos muito flexíveis em meio rígido. Moore (1997) discorda da asserção de (KIENOW E PREVOST, 1994) que dizem que o modelo de “*Winkler*” e o “*Contínuo*” consideram a resistência à tração do solo. Moore (1997) elucida que a ocorrência da flambagem está diretamente relacionada com a variação da tensão compressiva nas paredes do anel, em alguns pontos sendo a tensão compressiva nula, a uma separação do duto com o solo e a flambagem ocorre. Nos pontos acima desta junta de separação a tensão permanece compressiva.

Forrestal e Herrmann (1965) sugerem, caso se considere a pressão hidrostática, a seguinte formulação:

$$p_0 = f_f \left(\frac{E}{1-\nu^2} \right) \left(\frac{t}{D} \right)^3 \quad (2.49)$$

Em que: f_f = fator de flambagem (0.25-2).

O PROGRAMA EXPERIMENTAL - MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Introdução

Neste capítulo apresentam-se os materiais e os métodos utilizados na avaliação da técnica construtiva Geovalva.

A base metodológica desta pesquisa constitui-se na concepção, execução e monitoramento de um sistema composto de vala de paredes verticais, duto e geotêxtil. Este sistema foi extensivamente avaliado por meio de uma ampla campanha de ensaios experimentais em pequena e grandes dimensões, devidamente controlados. A execução destes ensaios permitiu a aquisição de relevantes informações, principalmente relacionadas à forma defletida do geotêxtil sobre o vazio e o efeito do processo construtivo, que contribuíram significativamente para a formulação de modelos representativos do funcionamento do sistema composto.

Desta forma, a premissa fundamental da execução destes ensaios, foi a de obter, em laboratório, um sistema representativo da técnica construtiva proposta de modo que fosse possível realizar estudos sobre condutos instalados nesta situação.

Em relação ao comportamento do sistema, procurou-se realizar investigações e estudos referentes ao processo construtivo e a interação solo – geossintético – vazio. Nestes estudos foram calculados os pesos específicos do solo em diferentes estados de compactação, teor de umidade e registradas as tensões totais no solo, deflexões e deformações do geotêxtil, além de medidas de deflexão e deformação do conduto. Apresenta-se na Figura 3.1 um resumo ilustrado dos aspectos que foram considerados no referido estudo do sistema.

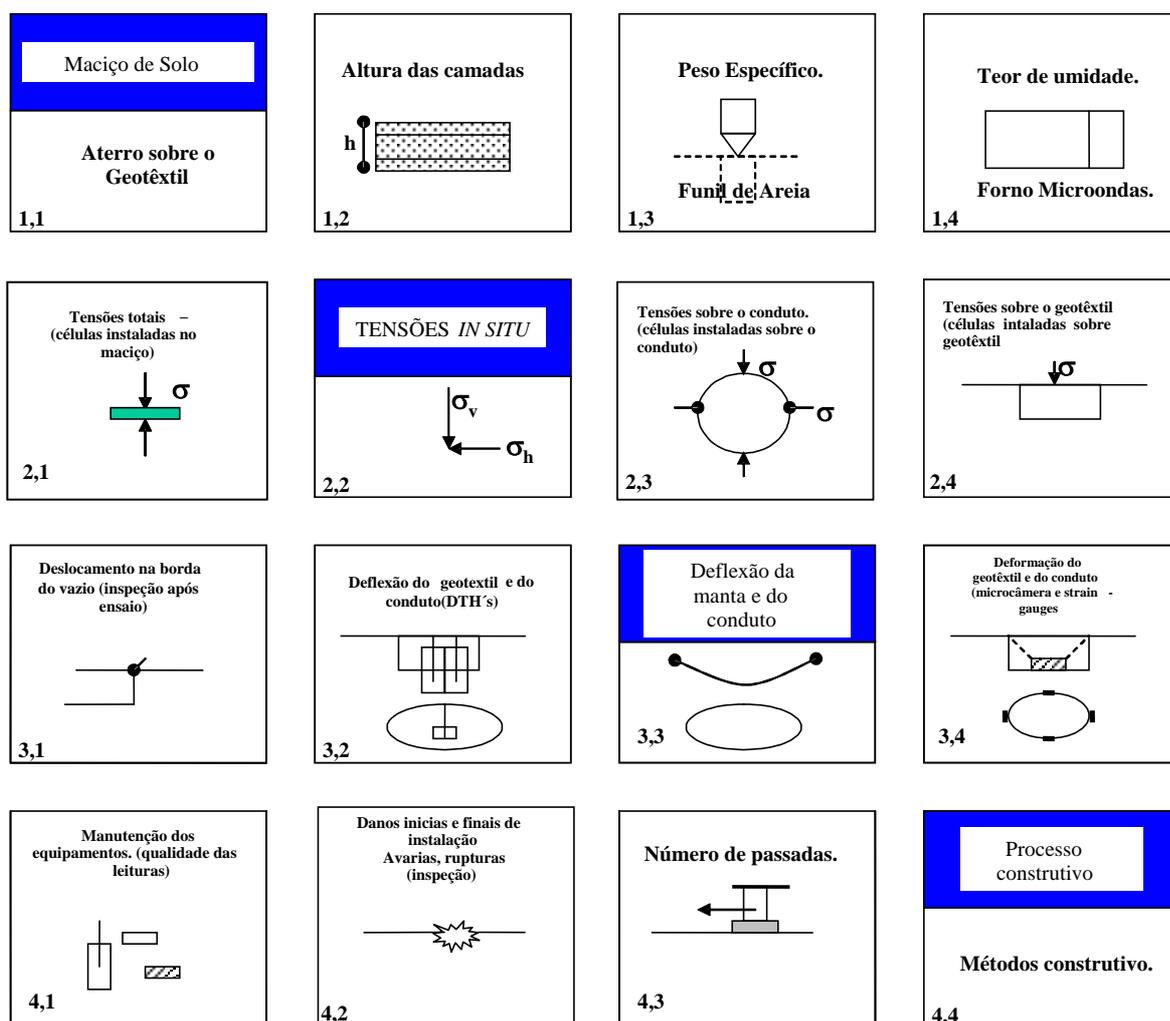


Figura 3.1 – Aspectos considerados no estudo do sistema Geovalva.

Como ilustrado na Figura 3.1 o estudo da técnica construtiva Geovalva foi dividido em atividades relacionadas com o comportamento global do sistema, considerando as diferentes interações envolvidas. Para tanto, procuraram-se analisar os aspectos referentes ao aterro (alturas das camadas, peso específico e teor de umidade), as tensões geradas (no solo, sobre o conduto e sobre o geotêxtil), a deflexão do geotêxtil e do conduto e o processo construtivo (execução e controle).

3.2 O programa experimental

De modo a realizar os estudos mencionados e ilustrados na Figura 3.1 foi realizado um programa experimental dividido em duas etapas: a) ensaios de pequenas dimensões e b) ensaios de grandes dimensões.

Nos ensaios de pequenas dimensões utilizou-se uma pequena caixa de testes contendo em sua base um alçapão, com o objetivo de verificar a influência do geotêxtil no arqueamento do solo e a forma defletida do geotêxtil sobre o vazio.

Nos ensaios de grandes dimensões utilizou-se uma caixa de testes que pudesse reproduzir testes em verdadeira grandeza.

A seguir serão apresentados as disposições gerais e os procedimentos utilizados para realizar as duas etapas do programa experimental. Nestas etapas foram utilizados como materiais: os solos, os geotêxteis e os dutos e como equipamentos: a laje de reação, as caixas de teste, a ponte rolante, a aquisição de dados, a instrumentação (células de tensão total, extensômetros, DTH's, strain-gauges), os compactadores, os sistemas de aplicação das sobrecargas. Além disto, foi desenvolvido um programa para, a partir de microfilmagem da face inferior do geossintético, registrar os deslocamentos da manta e a sua forma geométrica defletida durante a fase construtiva e de aplicação das sobrecargas.

3.3 A disposição geral do experimento de pequenas dimensões.

3.3.1 Materiais Utilizados

3.3.1.1 Os solos

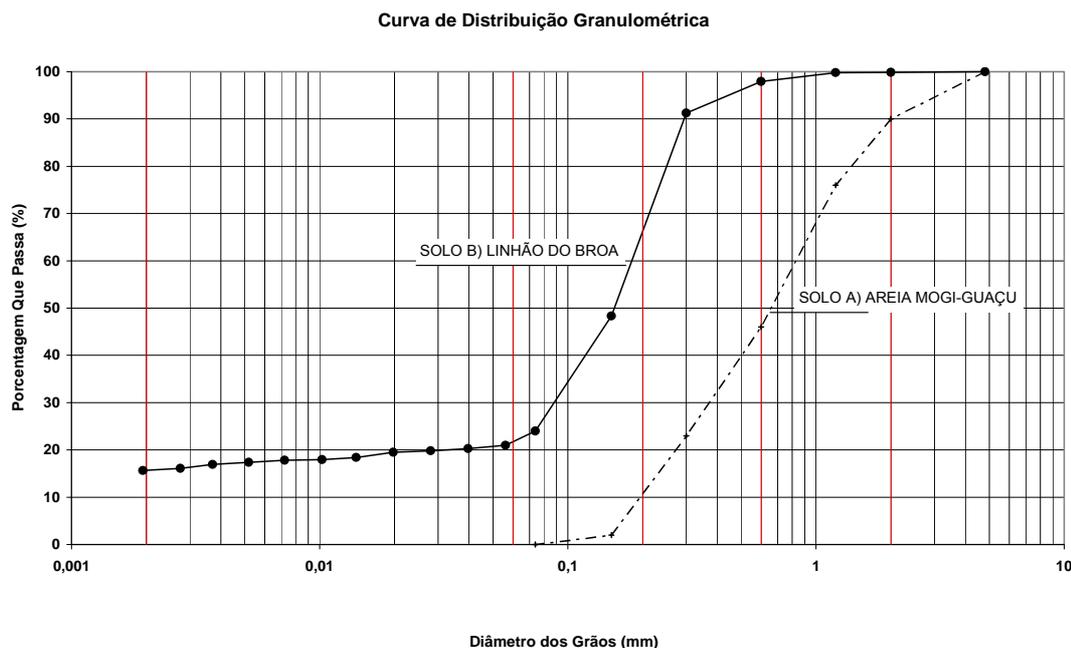
Para a realização dos ensaios foram utilizados dois solos:

a) O solo A é uma areia, proveniente de uma jazida natural existente às margens do rio Mogi-Guaçu, próxima à ponte da Rodovia SP255, km 29,

sentido Araraquara-Ribeirão Preto. Esta areia, pode ser classificada como média, com grãos arredondados, bem graduada, sem pedregulhos e isenta de finos. Os minerais predominantes são quartzosos. Com amostras preparadas segundo a Associação Brasileira de Norma Técnicas ABNT/NBR 6457 (1986) realizaram-se ensaios de granulometria (ABNT/NBR 7181, 1984), peso específico dos sólidos (ABNT/NBR 6508, 1982) e pesos específicos máximo e mínimo (ABNT/MB 3388, 1991 e ABNT/MB 3324, 1990). Os resultados dos ensaios mostraram que o solo possui 9% de areia grossa, 59% de areia média e 32% de areia fina, com $D_{60} = 0,80 \text{ mm}$ e $D_{10} = 0,21 \text{ mm}$ resultando um coeficiente de uniformidade $Cu = 3,8$. O peso específico dos sólidos foi $\gamma_s \cong 26,71 \text{ kN/m}^3$ e os pesos específicos máximo e mínimo $\gamma_{m\acute{a}x} = 17,77 \text{ kN/m}^3$ ($e_{\text{min}} = 0,50$) e $\gamma_{\text{min}} = 14,48 \text{ kN/m}^3$ ($e_{\text{m\acute{a}x}} = 0,84$), respectivamente. Os parâmetros de resistência do solo foram determinados a partir de ensaios triaxiais drenados utilizando-se de três corpos de prova com dimensões médias de 12,46 cm de altura e 5,11 cm de diâmetro. Para efetuar a compactação do corpo de prova arenoso a amostra foi saturada e previamente compactada dentro do próprio molde de ensaio. Os parâmetros de resistência obtidos para as tensões confinantes de 50, 100 e 150 kPa foram $\phi = 35^\circ$ e $c = 3,5 \text{ kPa}$. Para as tensões confinantes utilizadas nos ensaios, o módulo tangente inicial avaliado pelo método proposto por Kondner e Zelasko (1963) foi de $E_i = 1,1 \times 10^5 \text{ kPa}$.

b) o solo B é um solo areno-argiloso proveniente de uma jazida natural existente às margens da rodovia de São Carlos-Itirapina, Km 8, próxima às torres de transmissão de energia. O solo é predominantemente arenoso, bem graduado, sem pedregulhos e com finos. Os minerais predominantes são quartzosos. Com amostras preparadas segundo a ABNT/NBR 6457 (1986) realizaram-se ensaios de granulometria (ABNT/NBR 7181, 1984), peso específico dos sólidos (ABNT/NBR 6508, 1982) e de compactação (ABNT/NBR 7182, 1986). Os resultados dos ensaios mostraram que o solo possui 5% de areia média e 71% de areia fina e 24% de finos. O peso específico dos sólidos foi de $\gamma_s \cong 27,00 \text{ kN/m}^3$ e o peso específico seco máximo, $\gamma_{\text{dm\acute{a}x}} = 19,58 \text{ kN/m}^3$, e o teor de umidade ótimo, $w_{\text{ótimo}} = 10,70\%$. Os parâmetros de resistência do solo foram determinados a partir de ensaios triaxiais drenados utilizando-se de três corpos de prova compactados com 12,5 cm de altura e 5,0 cm de

diâmetro. Os parâmetros de resistência obtidos para as tensões confinantes de 25, 50 e 100 kPa foram $\phi = 28,2^\circ$ e $c = 12,8$ kPa. Para as tensões confinantes utilizadas nos ensaios o módulo tangente inicial avaliado pelo método proposto por Kondner e Zelasko (1963) foi de $E_i = 3,1 \times 10^3$ kPa. A Figura 3.2 apresenta as curvas granulométricas dos solos A e B.



3.3.2 Equipamentos

3.3.2.1 A caixa de testes

Uma caixa de testes composta por chapas, cantoneiras e perfis de aço, formando uma estrutura rígida, que funciona como um sistema único, foi utilizada para execução dos ensaios. As dimensões da caixa (1000 mm de comprimento x 700 mm de largura x 550 mm de altura) foram selecionadas de modo a evitar influência do efeito de borda e para garantir que os ensaios pudessem refletir um modelo em estado plano de deformação. A Figura 3.3 apresenta detalhes da caixa de testes utilizada nos ensaios.

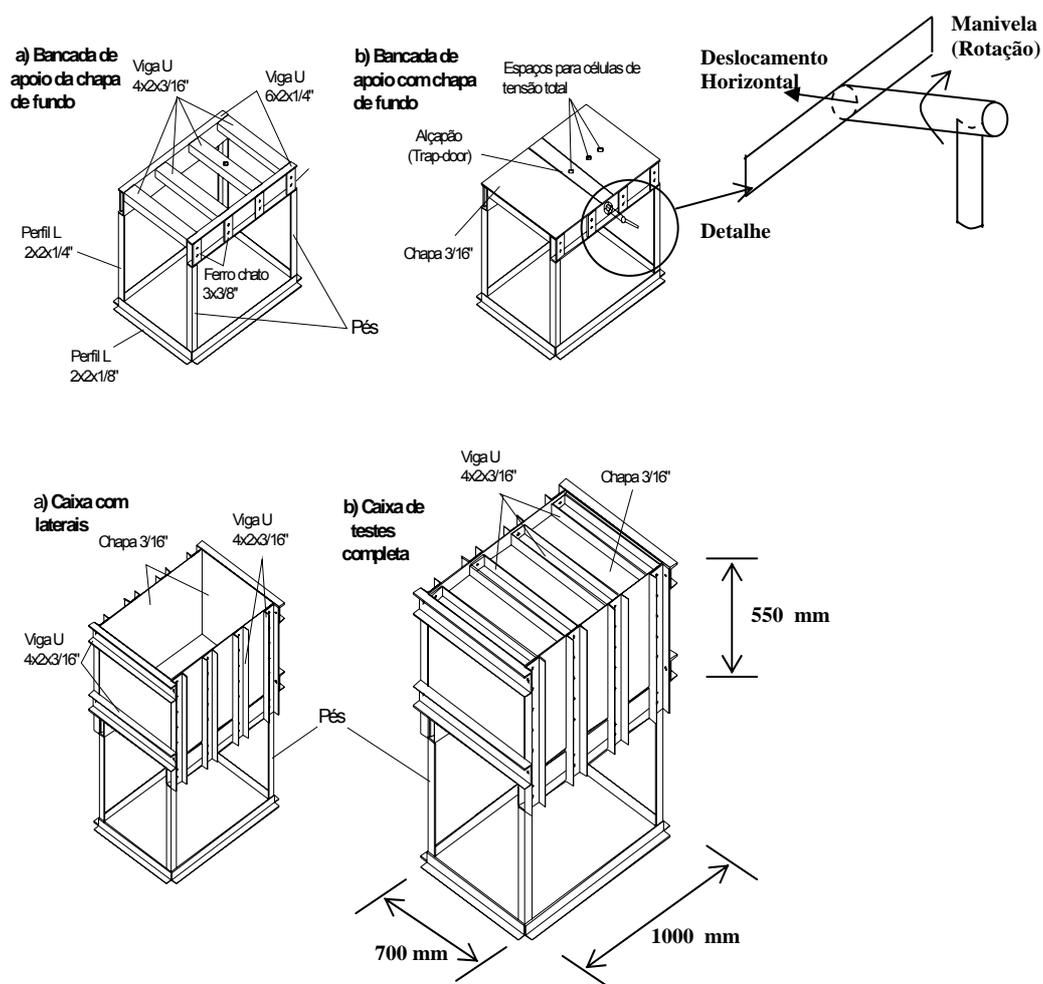


Figura 3.3 - Vista geral da caixa de testes de pequenas dimensões.

Na base da caixa montou-se um alçapão, que é constituído por dois conjuntos de barras metálicas, justapostas, com base e topo talhados em forma de rampa, com 100mm de largura, 600mm de comprimento e altura variável, Figura 3.4. Através do mecanismo de rampa foi possível obter leituras uniformes de deslocamentos verticais com precisão de 0,01 mm ao longo da extensão da barra. De modo a realizar as leituras de tensão total sobre o alçapão foi aberto no seu centro um orifício de 45mm de diâmetro e 15mm de altura para instalação de uma célula de tensão total. Ainda, para permitir a passagem da fiação da célula, foi feito, um orifício de 4mm de diâmetro no centro das barras, abaixo da base de instalação da célula.

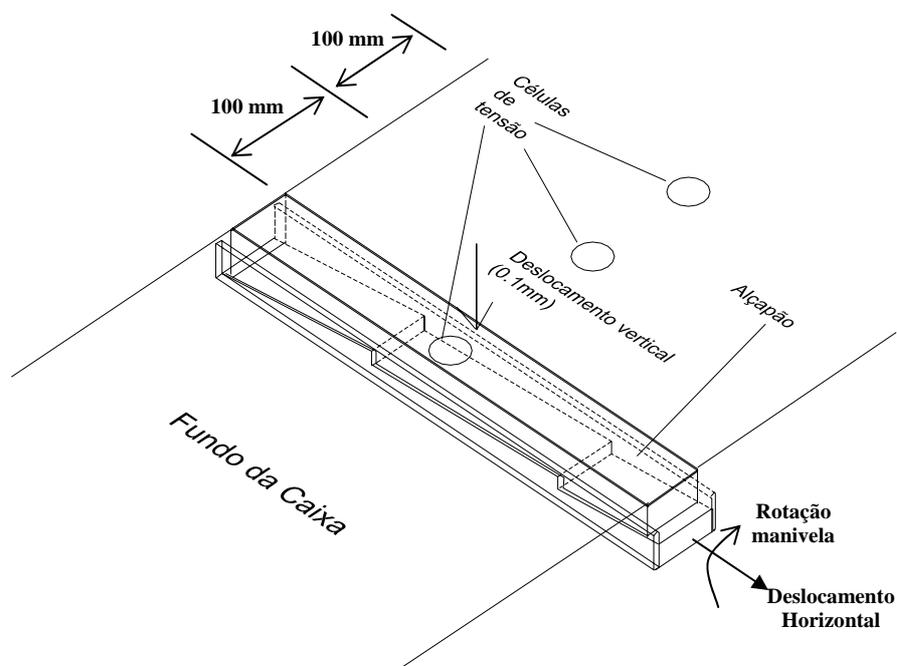


Figura 3.4 - O alçapão

Os movimentos verticais do alçapão foram controlados por uma haste em manivela localizada em uma de suas extremidades, Figura 3.3. Por meio de movimentos rotacionais da haste, o alçapão pôde ser deslocado para cima ou para baixo, simulando, arqueamentos negativo ou positivo, respectivamente. Por meio dos movimentos verticais, do alçapão, para baixo pode-se simular a formação de um vazio. Isto permitiu investigar a influência do solo reforçado no

mecanismo de transferência de carga do alçapão para o solo lateral. Neste sistema, caso o alçapão seja removido, pode-se analisar a influência do processo construtivo do aterro sobre o geotêxtil quando este for instalado sobre um vazio. Para esta situação, é possível realizar as leituras de deslocamento vertical da manta pelo acesso direto à parte inferior do geossintético.

3.3.2.2 As células de tensão total

As células são do tipo diafragma, confeccionadas em alumínio, com a finalidade de medir as tensões totais atuantes na base da caixa de teste e avaliar a intensidade do arqueamento. As células foram projetadas considerando, a sua geometria e a relação entre a tensão aplicada sobre o diafragma da célula e as deformações na grade do strain-gauge. (BUENO, 1987; VIANA E BUENO, 1998). A Figura 3.5 mostra uma das células utilizadas.

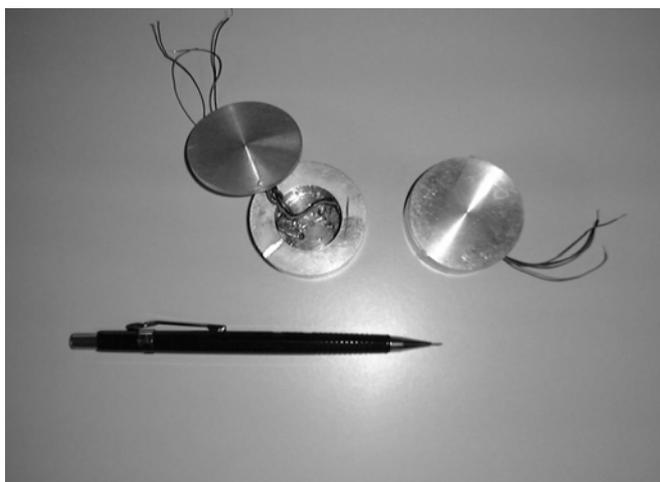


Figura 3.5 - Modelo das células de tensão total utilizada nos ensaios de pequenas dimensões.

Como pode ser visto na Figura 3.5, três células de tensão total foram instaladas na base da caixa de testes e no centro do alçapão de modo a permitir o registro das tensões verticais durante os testes. A célula C00 foi instalada no centro do alçapão, a célula C01 foi instalada a uma distância de

100mm da extremidade do alçapão e a célula C02, a 200mm da mesma referência.

A Figura 3.6 mostra um esquema ilustrativo do funcionamento da célula implantada na base da caixa de teste.

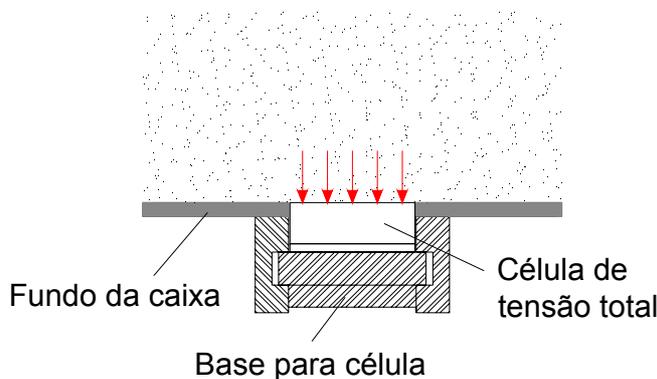


Figura 3.6 - Esquema ilustrativo de instalação da célula na base da caixa de teste.

A Figura 3.7 apresenta os resultados da calibração das células utilizadas nos ensaios.

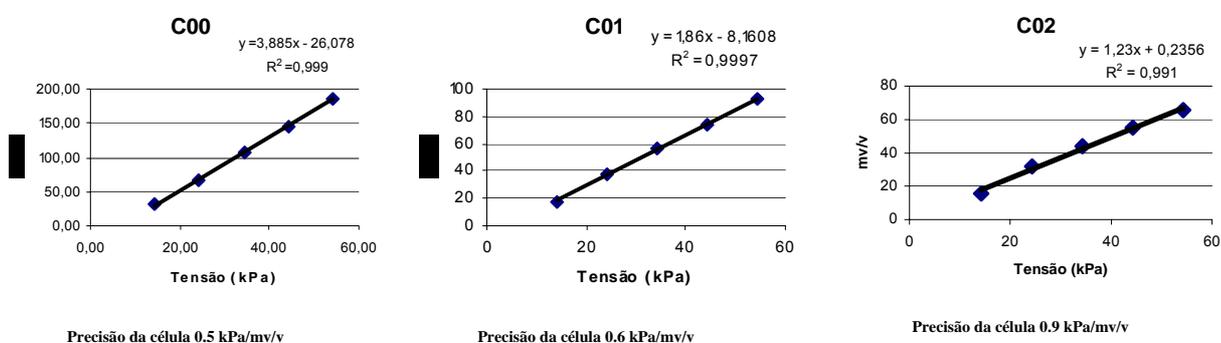


Figura 3.7 - Resultados da calibração das células de tensão total utilizadas nos ensaios.

3.3.2.3 A Aquisição de dados

Três indicadores digitais de deformação Modelo TMDE, fabricado pela *Transduotec*, foram utilizados para registrar as leituras das tensões totais na base da caixa de testes. Em cada indicador digital foi possível instalar, por meio de uma ligação em ponte completa, uma célula de tensão total. Desta forma, foi possível registrar simultaneamente, com uma precisão média de 0,67

kPa/mv/v, as tensões totais na base da caixa de testes. A Figura 3.8 mostra os indicadores digitais utilizados.



Figura 3.8 - Indicadores digitais de deformação modelo TMDE.

3.3.2.4 Os extensômetros

Dois relógios comparadores (com resolução de 0,01mm) foram instalados na parte inferior do vazio para registrar as leituras dos deslocamentos verticais do geotêxtil. A Figura 3.9 ilustra esquematicamente a posição dos relógios comparadores.

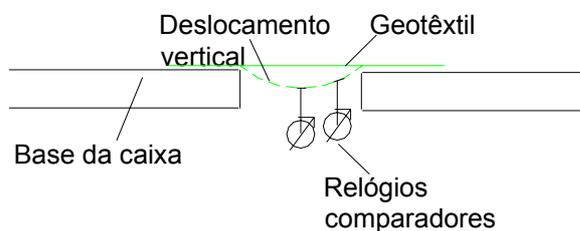


Figura 3.9 - Leitura dos deslocamentos verticais do geotêxtil.

3.3.3 O procedimento e o programa de ensaio

3.3.3.1 O programa de ensaio

Nesta etapa do programa experimental procurou-se avaliar a influência do geotêxtil nas tensões geradas sobre o alçapão, variando-se o número e o comprimento das inclusões, a rigidez tangente inicial do geotêxtil e o tipo de solo. Nesta etapa foram realizados dois ensaios de referência (ensaios sem inclusão e sem o vazio, um para cada tipo de solo) e 30 ensaios com diferentes configurações. O Quadro 3.1 apresenta a nomenclatura utilizada nos ensaios com o alçapão. Foram realizados também ensaios para verificar a forma defletida do geotêxtil quando este era instalado sobre um vazio. Para tanto, foram executados dez ensaios variando o tipo de solo, a rigidez e o comprimento do geotêxtil. O Quadro 3.2 apresenta a nomenclatura utilizada nos ensaios sem o alçapão. Como exemplo das nomenclaturas utilizadas, podem-se exemplificar os ensaios 05 e 35:

Ensaio 05 – Identificação A25-1(r2)

Em que: A refere-se ao solo A; 25 é a gramatura do geotêxtil g/m^2 ; 1 é o número de inclusões inseridas no maciço; (r2) é um código que indica a redução do comprimento da amostra de 300 para 150 mm.

Ensaio 35 – Identificação SA25-1(r2)

Em que: S refere-se aos testes executados sem o alçapão e A, aos testes feitos com o solo A; 1 é o número de inclusões inseridas no maciço; (r2) é um código que indica que houve uma redução do comprimento da amostra de 300 para 150 mm.

Quadro 3.1 – Nomenclatura utilizada nos ensaios com o alçapão.

Ensaio	Identificação	Tipo de solo	Gramatura (g/m ²)	Número de inclusões	Comprimento da amostra (mm)
RA	Referência	A	-	-	-
1	A25-1	A	25	1	300
2	A25-2	A	25	2	300
3	A25-3	A	25	3	300
4	A25-1(r1)	A	25	1	200
5	A25-1(r2)	A	25	1	150
6	A50-1	A	50	1	300
7	A50-2	A	50	2	300
8	A50-3	A	50	3	300
9	A50-1(r1)	A	50	1	200
10	A50-1(r2)	A	50	1	150
11	A130-1	A	130	1	300
12	A130-2	A	130	2	300
13	A130-3	A	130	3	300
14	A130-1(r1)	A	130	1	200
15	A130-1(r2)	A	130	1	150
RB	Referência	B	-	-	-
16	B25-1	B	25	1	300
17	B25-2	B	25	2	300
18	B25-3	B	25	3	300
19	B25-1(r1)	B	25	1	200
20	B25-1(r2)	B	25	1	150
21	B50-1	B	50	1	300
22	B50-2	B	50	2	300
23	B50-3	B	50	3	300
24	B50-1(r1)	B	50	1	200
25	B50-1(r2)	B	50	1	150
26	B130-1	B	130	1	300
27	B130-2	B	130	2	300
28	B130-3	B	130	3	300
29	B130-1(r1)	B	130	1	200
30	B130-1(r2)	B	130	1	150

Em que: r(1) – redução do comprimento da amostra de 300 para 200mm; e r(2) – redução no comprimento da amostra de 300 para 150mm.

Quadro 3.2 – Nomenclatura utilizada nos ensaios sem o alçapão.

Ensaio	Identificação	Tipo de solo	Gramatura (g/m ²)	Número de inclusões	Comprimento da amostra (mm)
31	SA25-1	A	25	1	300
32	SA50-1	A	50	2	300
33	SA130-1	A	130	3	300
34	SA25-1 (r1)	A	25	1	200
35	SA25-1 (r2)	A	25	2	150
36	SB25-1	B	25	1	300
37	SB50-1	B	50	2	300
38	SB130-1	B	130	3	300
39	SB25-1 (r1)	B	25	1	200
40	SB25-1 (r2)	B	25	2	150

Em que: r(1) – redução do comprimento da amostra de 300 para 200mm; e r(2) – redução no comprimento da amostra de 300 para 150mm. S – sem o alçapão.

3.3.3.2 O procedimento de ensaio

Para a execução dos ensaios de pequenas dimensões foram utilizadas duas seqüências construtivas: a) com a presença do alçapão e b) sem a presença do alçapão. Em ambos os casos, as etapas construtivas foram estabelecidas da seguinte forma: (i) instalação do geotêxtil; (ii) lançamento e compactação da primeira camada de solo sobre o geotêxtil estendido sobre a base da caixa; (iii) Instalação da segunda manta de geotêxtil, quando especificado; (iv) lançamento e compactação da segunda camada de solo; (v) instalação da terceira manta de geotêxtil, quando especificado; (vi) lançamento e compactação da terceira, quarta, quinta e sexta camada de solo; (vii) aplicação da sobrecarga e (viii) deslocamento do alçapão. Para todas as etapas foram realizadas leituras da tensão total na base da caixa de testes.

Antes de realizar os ensaios, os solos foram devidamente preparados por meio da secagem ao ar, peneiramento na malha de abertura #4,8mm (para retirar possíveis pedregulhos e torrões existentes na amostra) e, para o solo B, foi feita a correção do teor de umidade. As amostras preparadas com os solos A e B foram devidamente armazenadas para uso posterior nos ensaios.

A Tabela 3.1 apresenta os trabalhos realizados no preparo e execução dos ensaios de pequenas dimensões.

Para a seqüência construtiva (b) foi necessário garantir a ancoragem do geotêxtil nas laterais do vazio. Para tanto, o geotêxtil, depois de lançado sobre o vazio, foi inicialmente ancorado por solo compactado nas laterais do vazio.

Considerando ainda a seqüência construtiva (b) foram realizadas leituras de deslocamento vertical do geotêxtil sobre o vazio para cada etapa do processo construtivo. Estas leituras foram realizadas por meio de dois relógios comparadores, localizado no centro do geotêxtil e outro, a $\frac{1}{4}$ da extremidade do vazio.

Tabela 3.1 – Etapas construtivas e trabalhos realizados para execução dos ensaios de pequenas dimensões.

Etapas	Trabalhos realizados
1	Instalação do geotêxtil sobre a base do alçapão. O geotêxtil foi instalado de modo que o centro amostra coincidia com o centro do alçapão.
2	Lançamento, compactação e controle da primeira camada de 5 cm de solo. O solo foi inicialmente compactado nas laterais do alçapão e posteriormente sobre o alçapão. Leitura das tensões totais na base do alçapão. ¹
3	Instalação do geotêxtil, quando especificado no ensaio. Lançamento, compactação e controle da segunda camada de 5 cm de solo (10 cm de aterro). Leitura das tensões totais na base do alçapão. ¹
4	Instalação do geotêxtil, quando especificado no ensaio. Lançamento, compactação e controle da terceira camada de 5 cm de solo (15 cm de aterro). Leitura das tensões totais na base do alçapão. ¹
5	Lançamento, compactação e controle da quarta camada de 5 cm de solo (20 cm de aterro). Leitura das tensões totais na base do alçapão. ¹
6	Lançamento, compactação e controle da quinta camada de 5 cm de solo (25 cm de aterro). Leitura das tensões totais na base do alçapão. ¹
7	Lançamento, compactação e controle da sexta camada de 3 cm de solo (28 cm de aterro). Leitura das tensões totais na base do alçapão. ¹
8	Instalação da bolsa flexível e aplicação da sobrecarga de 10, 20, 30, 40 e 50 kPa. Leitura das tensões totais na base do alçapão. ¹
9	Deslocamento do alçapão para baixo seguindo a seqüência: 0,1; 0,2; 0,3; 0,4 e 0,5 mm. Leitura das tensões totais na base do alçapão. ²

¹ Para a seqüências construtiva (b) foram também realizadas as leituras dos deslocamentos verticais da manta;

² Para a seqüência construtiva (b) elimina-se esta etapa.

A Figura 3.10 ilustra as etapas construtivas realizadas para execução dos ensaios de pequenas dimensões.

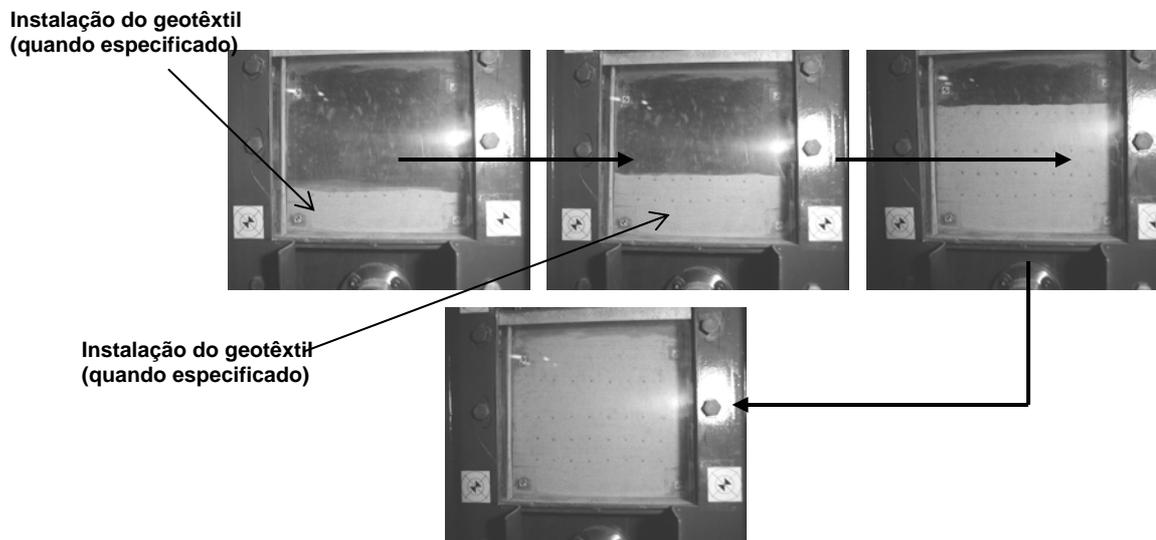


Figura 3.10 – Ilustração das etapas realizadas para execução dos ensaios.

3.3.3.3 A compactação

Para realizar a compactação das camadas nos ensaios de pequenas dimensões foram utilizados dois processos, em função do tipo de solo: para o solo A utilizou-se o processo da chuva de areia (KOLBUZEWSKI, 1948) e, para o solo B, a compactação foi realizada com um do soquete manual com peso de 0,045 kN.

O método da chuva de areia consiste em se especificar uma altura de queda da areia, H , e uma determinada abertura da base do reservatório de areia para se obter uma densidade relativa, D_R , do solo. O equipamento utilizado no método da chuva de areia consistiu de um carrinho de plástico, cônico, com abertura na base de 4,8mm, Figura 3.11, que deslocava sobre trilhos por toda a extensão da caixa. Os trilhos eram sustentados por quatro perfis de alumínio parafusados na caixa.



Figura 3.11 - Equipamento da chuva de areia em funcionamento.

A Figura 3.12 apresenta a curva de calibração obtida para o método da chuva de areia. Esta curva foi obtida fixando-se a intensidade da chuva de areia e variando-se a altura de queda.

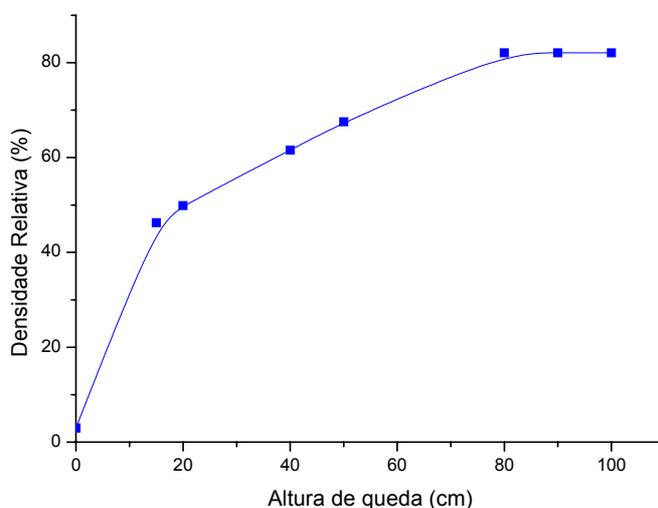


Figura 3.12 - Curva de calibração da chuva de areia: altura de queda x densidade relativa (%).

A partir dos resultados apresentados na Figura 3.12 foi possível obter, para todos os ensaios realizados com este solo, uma densidade relativa de $D_R = 80\%$, mantendo-se constante uma altura de queda de 80 cm.

A compactação do solo B foi realizada manualmente utilizando-se de um soquete com o peso de 0,045 kN (área 20x20 cm) caindo de uma altura de 45 cm. Inicialmente, a caixa de teste foi dividida em camadas de 0,05m de altura (com volume de 0,035m³/ camada). Para cada camada foi utilizado 58,1 kg de solo fofo que foi submetido aos golpes do soquete, de modo a obter um grau de compactação mínimo de 85%. (□□□16,60 kN/m³ e $w_{\text{ótimo}}=10,7\%$). Os valores de $\gamma_{\text{dmáx}}$ e $w_{\text{ótimo}}$ foram obtidos do ensaio de compactação efetuado na energia de Proctor normal (ABNT/NBR 7182, 1986), quando se obteve □_{dmáx}= 19,58 kN/m³ e $w_{\text{ótimo}} = 10,7\%$. A Figura 3.13 apresenta os resultados do ensaio de compactação para o solo B.

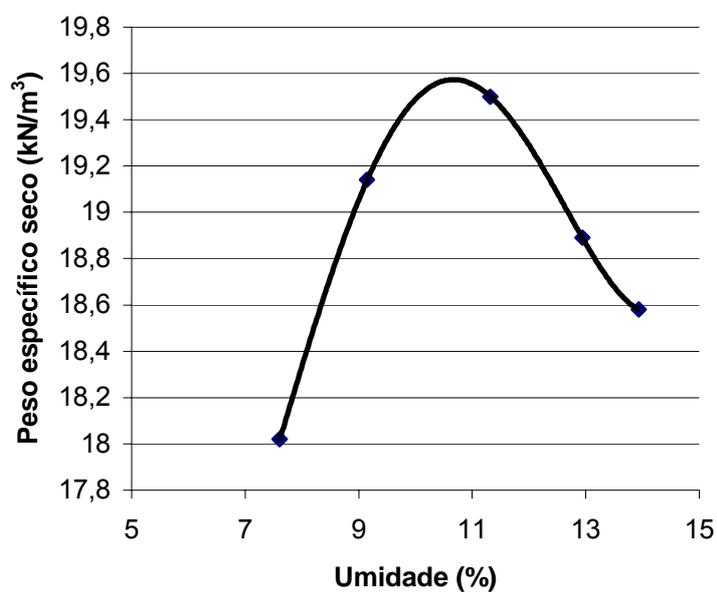


Figura 3.13 - Ensaio de compactação executado na energia de Proctor normal para o solo B.

3.4 A disposição geral do experimento de grandes dimensões.

3.4.1 Materiais utilizados

3.4.1.1 Os solos

Para a realização dos ensaios de grandes dimensões foram utilizados dois tipos de solos: o solo B, descrito anteriormente e o solo C, puramente arenoso, denominado “*Areia de Itaporã*”. A seguir, descrevem-se as características do solo C.

Este material é proveniente de uma jazida natural da Mineração Itaporanga localizada à rodovia SP215 (São Carlos – Ribeirão Bonito) km 154. Trata-se de uma areia fina, com grãos arredondados, sem pedregulhos e isenta de finos que passam na malha de abertura de 0,074 mm. Seus minerais predominantes são quartzosos. A partir de uma amostra preparada segundo a ABNT/NBR 6457 (1986) foram realizados ensaios de granulometria (ABNT/NBR 7181, 1986), peso específico dos sólidos (ABNT/NBR 6508, 1982) e pesos específicos máximo e mínimo (ABNT/MB 3338, 1991; ABNT/MB 3324, 1990). Os resultados dos ensaios mostraram que o solo possui 15% de areia média e 85% de areia fina. Seu $D_{60} = 0,25 \text{ mm}$, $D_{10} = 0,105 \text{ mm}$ o que resulta em um coeficiente de uniformidade, $C_u = 2,4$. O peso específico dos sólidos atingiu $\gamma_s \cong 26,50 \text{ kN/m}^3$ e os pesos específicos máximo e mínimo alcançaram $\gamma_{\text{máx}} = 17,20 \text{ kN/m}^3$ ($e_{\text{min}} = 0,54$) e $\gamma_{\text{min}} = 14,80 \text{ kN/m}^3$ ($e_{\text{máx}} = 0,79$), respectivamente. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo foram determinados a partir de ensaios triaxiais drenados. A preparação dos corpos de prova para os ensaios triaxiais foi feita compactando uma amostra de solo, previamente saturada, dentro do próprio molde de ensaio. Os parâmetros de resistência obtidos para tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa foram $\phi = 30^\circ$ e $c = 10 \text{ kPa}$. o módulo tangente inicial calculado pelo método proposto por Kondner e Zelasko (1963) foi de $E_i = 2,4 \times 10^4 \text{ kPa}$. A Figura 3.14 apresenta a curva granulométrica do solo C.

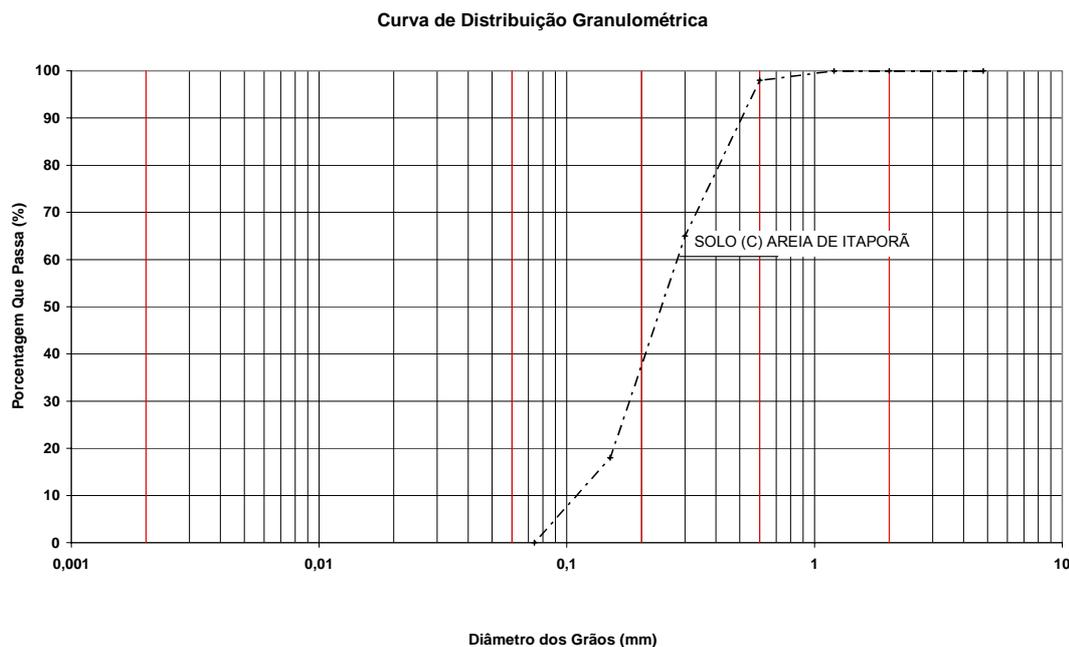


Figura 3.14 – Curva granulométrica do solo arenoso de Itaporã.

3.4.1.2 Os Geotêxteis

Para realizar os ensaios de grandes dimensões foram utilizados três tipos de geotêxteis não-tecidos de poliéster, cujas gramaturas, segundo a ABNT/NBR 12569 (1992), atingiram 150, 300, 600 g/m² e as rigidezes tangente máximas, obtidas a partir de resultados de ensaios de resistência à tração em faixa larga, ABNT/NBR 12824 (1993), foram de $J = 15$; 27 e 57 kN/m, respectivamente.

3.4.1.3 Os Condutos

Nestes ensaios foram utilizados dois tipos de condutos de PVC com diâmetro nominal de 400 mm. Estes tubos são geralmente empregados em instalações de redes coletoras de esgoto e de drenagem de água pluviais. Além da disponibilidade e da rigidez, procurou-se utilizar condutos que pudessem representar instalações em verdadeira grandeza, de modo que o sistema geovala pudesse ser completamente avaliado em condições reais de instalação. Além disso, a utilização de condutos mais flexíveis possibilitou

verificar com maior intensidade a interação solo – conduto. Deste modo, selecionou-se um conduto A de cor ocre, com espessura das paredes de 10,80 mm e um conduto B de cor branca, com espessura das paredes de 4,50 mm. De acordo com as informações fornecidas pelos fabricantes o módulo de elasticidade; E, variou de 2250 a 3300 MPa. A Figura 3.15 apresenta a forma de instalação dos condutos para realização dos ensaios.

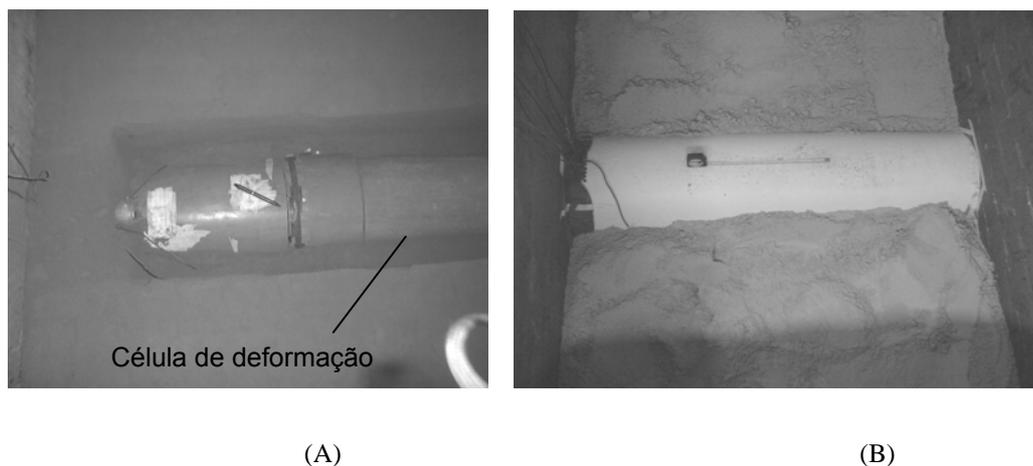


Figura 3.15 – Condutos utilizados nos ensaios experimentais de grandes dimensões: A - PVC-Ocre (10,8 mm) e B - PVC–Branco (4,5 mm).

Pode observar na Figura 3.15 que para os ensaios realizados com o conduto A utilizou-se uma célula de deformação que consistia de um segmento de 200 mm de comprimento. Este segmento foi instrumentado interna e externamente com *strain-gauges* colados em oito pontos ao redor do perímetro e distanciados por um ângulo de 45° tendo como referência inicial o topo. A partir das deformações internas, ε_i e externas, ε_e , registradas pelos *strain-gauges*, foi possível quantificar os momentos fletor e compressão nas paredes do conduto pelas expressões (BUENO, 2003).

$$M = \frac{(\varepsilon_o - \varepsilon_i).E.t^3}{12.(1 - \nu^2)} \quad (3.1)$$

$$\sigma = \frac{(\varepsilon_o + \varepsilon_i).E}{2.(1 - \nu^2)} \quad (3.2)$$

Em que: M = momento fletor (kN.m/m); E = módulo de elasticidade (kPa); t = espessura das paredes (m); ε_o = deformação externa (μe); ε_i = deformação interna (microstrain - μe) e ν = coeficiente de Poisson.

Para a confecção das células de deformação foi necessário realizar ensaios de flexibilidade adaptados para avaliar o regime elástico das paredes. Observou-se, com base nos resultados obtidos, que as faces internas e externas do conduto não apresentaram deformações cujas magnitudes ultrapassaram as do regime elástico da grade do *strain-gauge* ($\varepsilon = \pm 10.000 \mu\text{e}$) para uma deflexão máxima de 5%. A Figura 3.16 apresenta o teste de avaliação da flexibilidade do duto utilizado.



Figura 3.16 - Teste de avaliação da flexibilidade do duto

Deve-se ressaltar que o funcionamento das células de deformação depende das deformações da grade do *strain-gauge*. Se estas deformações situarem no intervalo do regime elástico, $\varepsilon_{\text{máx}} = \pm 10000 \mu\text{e}$, a célula funciona adequadamente. Nos casos em que os valores de deformação ultrapassam este limite, a célula deve ser substituída. A Figura 3.17 mostra a preparação das células de deformação.

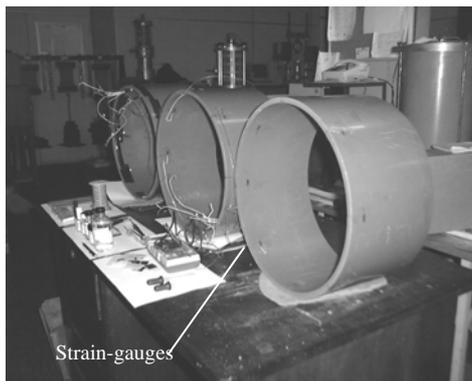


Figura 3.17 – Células de deformação utilizadas para medir as deformações internas e externas das paredes do duto.

3.4.2 Os Equipamentos

3.4.2.1 A Laje de reação

Os ensaios foram realizados em uma caixa metálica reforçada fixa em uma laje de reação existente no *Laboratório de Geossintéticos*. Esta laje de reação construída no *Laboratório de Geossintéticos* possui 45 m² e foi projetada para suportar um esforço total de tração de 8200 kN, distribuídos em 82 pontos de fixação de tirantes distribuídos em sua área. Os pontos de tração fazem parte do sistema de reação do ensaio e são unidades de transferência de carga do ensaio para a laje. Estes pontos foram devidamente soldados à armadura da laje de modo a conferir um perfeito engastamento e uma completa transmissão de esforços para a laje de reação. A Figura 3.18 apresenta alguns detalhes do projeto da laje de reação e de um ponto de tração.

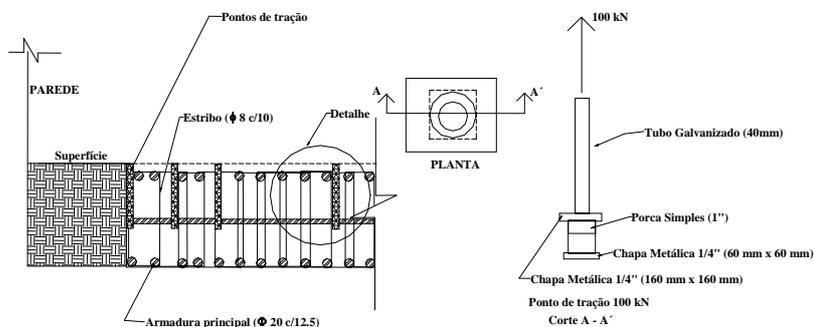


Figura 3.18 - Detalhes do projeto da laje de reação e de um ponto de tração

A Figura 3.19 apresenta uma vista geral da construção e da disposição das armaduras na laje de reação.



Figura 3.19 – Vista geral da construção e da disposição das armaduras na laje de reação.

A Figura 3.20 mostra o acabamento final da laje de reação. No detalhe são vistos, os pontos de tração localizados na superfície da laje.

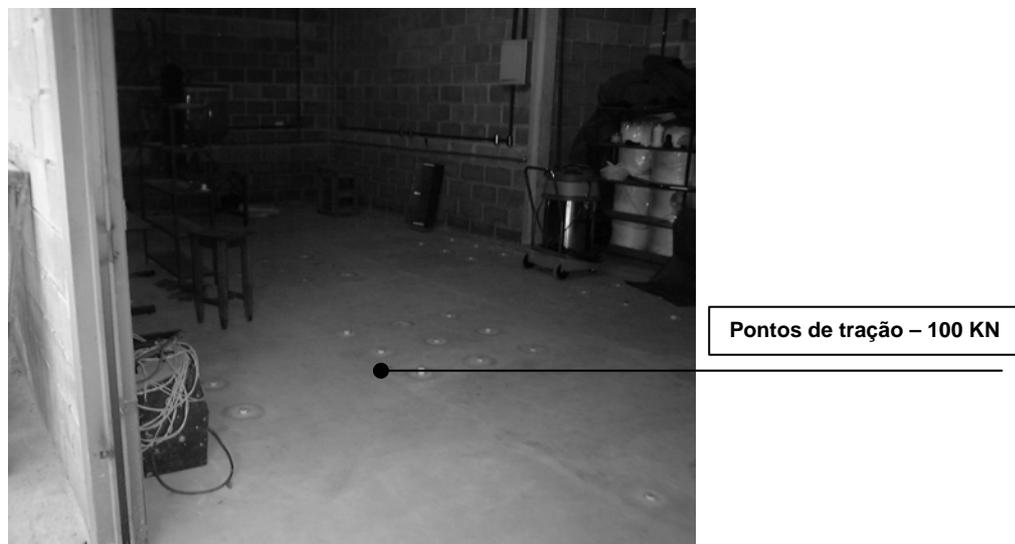


Figura 3.20 - Acabamento final da laje de reação e os pontos de tração localizados na superfície da laje

3.4.2.2 A caixa de teste

Para a segunda etapa da fase experimental, foi projetada uma caixa metálica composta por peças rígidas, pilares, paredes e tampa, com dimensões e rigidez suficientes para garantir um estado de deformação plana e para minimizar os efeitos de borda na periferia da caixa. Para facilitar os deslocamentos das peças e a montagem da caixa sobre a laje de reação limitou-se o peso total de cada peça em 10,9 kN. O peso total da estrutura, após montagem das peças, foi de 35,4 kN, com dimensões internas de 1,4 m de largura x 1,8 m de comprimento x 2,0 m de altura. Desta forma, por elementos separados, pôde-se montar uma estrutura monolítica capaz de atender às necessidades dos ensaios. A Figura 3.21 mostra a montagem final da caixa de teste de grandes dimensões.



Figura 3.21 - Montagem final da caixa de teste de grandes dimensões

Pode-se observar na Figura 3.21 os pontos de tração, os pilares, as paredes, as chapas de enrijecimento e o acesso, no qual, puderam-se efetuar leituras no interior do conduto. Os pilares da caixa de testes foram fixados em dezesseis (16) pontos de tração, que conferem ao sistema uma resistência de trabalho de 1600 kN. Ainda, considerando que a caixa de reação possui uma área em planta de $2,52 \text{ m}^2$, poderia se trabalhar com uma tensão de até 635 kPa. Entretanto, devido a se ter limitado as deflexões em $\Delta\delta < 0.5\%$, entre os vãos enrijecidos (critérios adotados no projeto), utilizou-se uma tensão de no máximo 200 kPa nos ensaios (valor recomendado no projeto para que não ocorresse deformação nos vãos enrijecidos).

A Figura 3.22 apresenta um detalhe da tampa, a qual, reagindo com as paredes, distribuíam as tensões aplicadas para os pilares e estes para os pontos de tração.

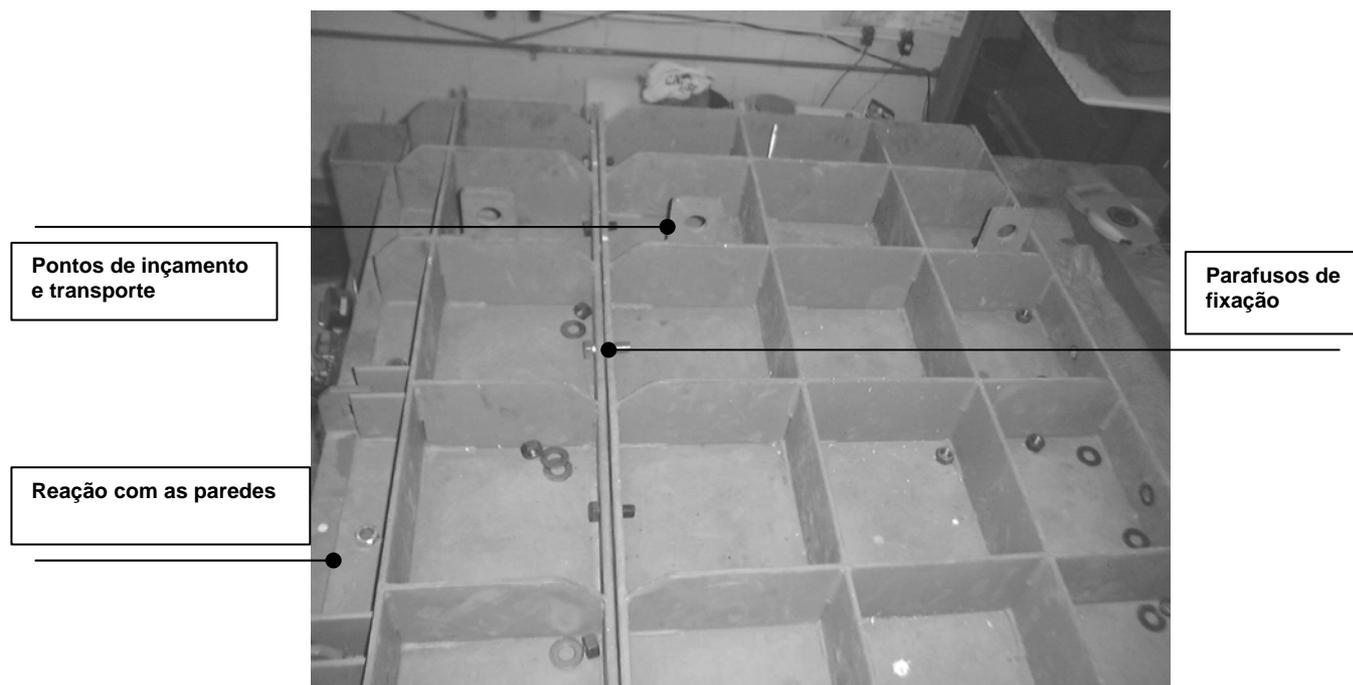


Figura 3.22 - Detalhe da tampa da caixa de teste

Na Figura 3.22 pode-se observar os detalhes da reação da tampa com as paredes, dos parafusos de ligação e dos pontos de inçamento da tampa. Para facilitar a movimentação a tampa da caixa foi dividida em três partes, ligadas por parafusos de fixação, de modo a facilitar o levantamento efetuado pela ponte rolante. Além da tampa, todas as peças da caixa de reação (paredes, pilares e tampa) possuem pontos de inçamento, nos quais, podem ser fixados cabos de aço que permitem o levantamento da peça. A Figura 3.23 apresenta, em planta, os detalhes do projeto final da caixa de teste.

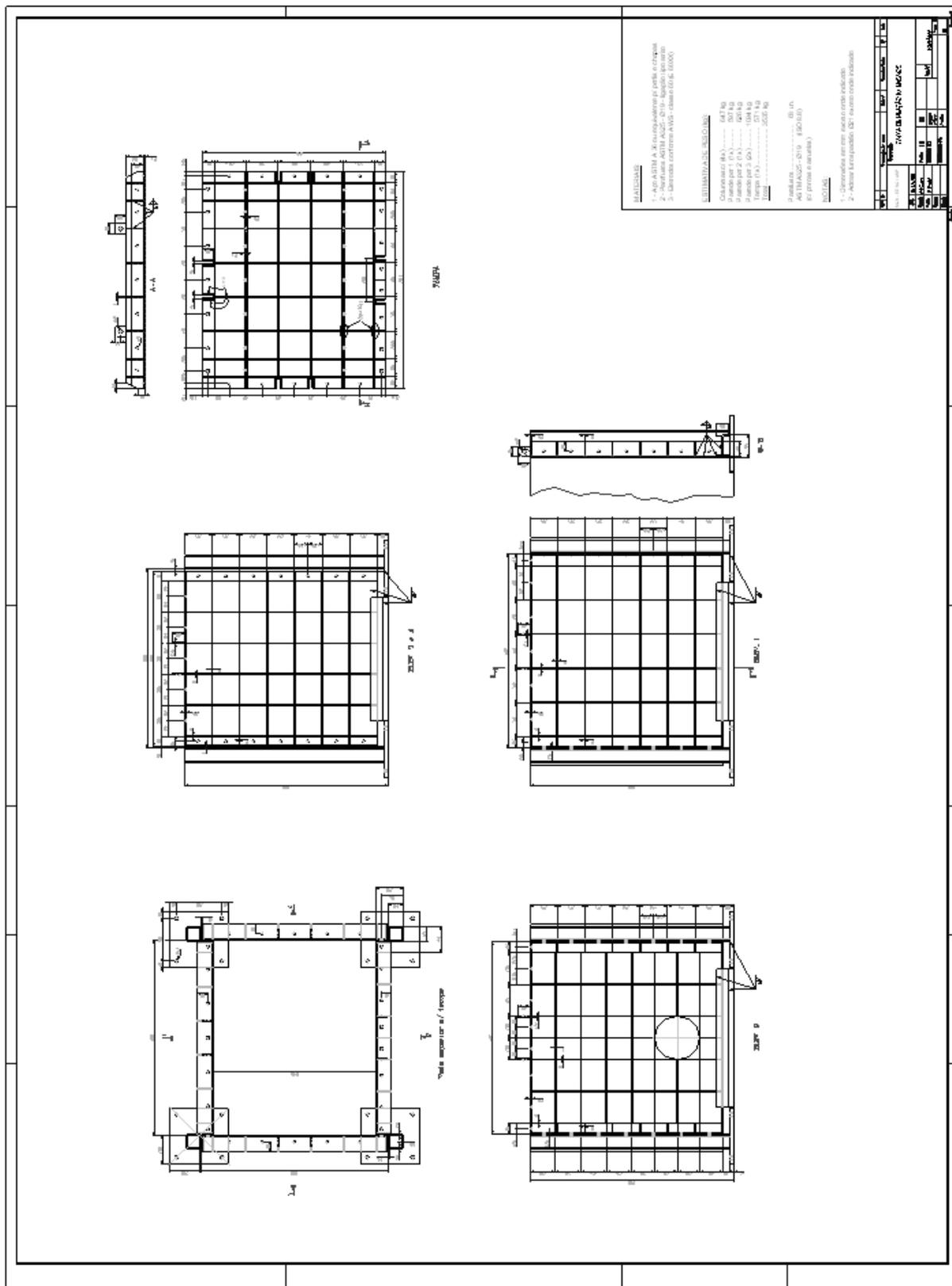


Figura 3.23 - Detalhes da caixa de teste

3.4.2.3 A ponte rolante

A ponte rolante, modelo *BAUMA - 20 kN*, foi adquirida com o objetivo de facilitar a movimentação dos equipamentos e materiais sobre a laje de reação. Na sua escolha levaram-se em consideração os carregamentos sobre os pilares da estrutura do *Laboratório de Geossintéticos*, os carregamentos máximos dos equipamentos e dos materiais utilizados nos ensaios e o espaço físico de movimentação lateral, longitudinal e vertical da ponte (Largura - $L = 10$ m; Comprimento - $C = 6$ m e Altura - $H = 6$ m). A partir destas considerações optou-se por uma ponte rolante com capacidade máxima de 20 kN com vão de 4,7m e com uma velocidade de 20m/min.

A Figura 3.24 apresenta um detalhe da ponte rolante em funcionamento.

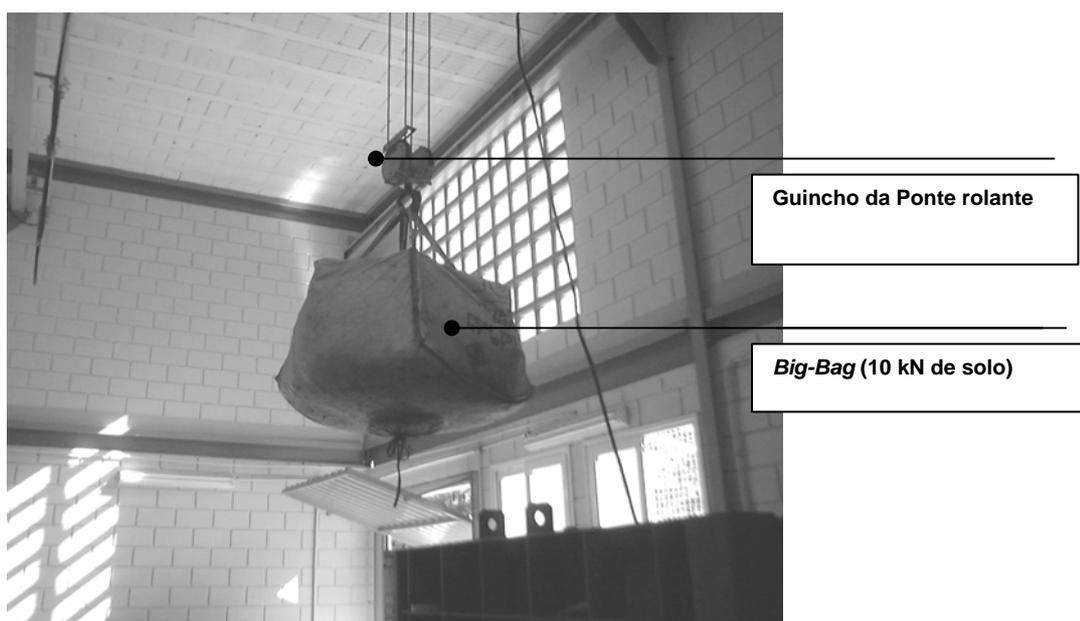


Figura 3.24 - Ponte rolante em funcionamento

3.4.2.4 A aquisição de dados

O sistema de aquisição de dados utilizado neste programa experimental foi um *WIN5000_Software e interface hardware* fabricado pela empresa *MM – Measurement Group*. Este sistema permitiu acompanhar simultaneamente, por meio de 29 canais, as 29 grandezas observadas durante os experimentos,

sendo: 16 pontos de deformação instalados no conduto, três pontos de deslocamento – DTH's, oito pontos de tensão total e dois pontos de temperatura.

3.4.3 A Instrumentação

Sensores do tipo strain-gauges, DTH's e células de tensão total foram utilizados para registrar as medidas de deformação, deslocamento e tensão total nos ensaios de grandes dimensões. Além destes, utilizou-se uma microcâmera para registrar as imagens de deformação do geotêxtil durante os ensaios. A seguir, apresentam-se as características de cada sensor.

3.4.3.1 Os strain-gauges

Os *strain-gauges* utilizados foram selecionados levando-se em consideração o tipo de material ao qual o *strain-gauge* seria aderido, a variação de temperatura do ensaio e devidas correções, o limite de deformação esperado e a vida útil da grade de resistência (fadiga). Além destes fatores, considerou-se também o tipo de cola, a forma de soldagem da grade à base do material e a proteção utilizada sobre a resistência do *strain-gauge*. Considerando o material do conduto e a máxima deformação esperada para o *strain-gauge* de $\varepsilon_{máx} < 3,2mm$ optou-se pelo tipo *EA-30-250BF-350 – L* para PVC fabricado pela *MM – Measurement Group*, com base de constantan e variação de temperatura de $-75^{\circ}C$ a $+175^{\circ}C$. Para colar o *strain-gauge* na base de PVC do conduto utilizou-se o KIT de soldagem tipo *AE10/15-A-110* indicados pelos fabricantes.

3.4.3.2 As células de tensão total

As células de tensão total da marca *KYOWA*, modelos *BE-2KC (solo)* e *BE-2KD (Interface)* foram utilizadas para efetuar as leituras de tensão total no solo e nas interfaces solo–conduto. As células são do tipo diafragma com capacidade para 200 kPa. Antes de realizar os ensaios, as constantes das células de tensão total foram devidamente verificadas sob mesma situação de emprego nos ensaios a serem executados. Para tanto, utilizou-se uma caixa de calibração com paredes rígidas, preenchida com os mesmos solos utilizados nos ensaios. Após ser devidamente instalada no solo da caixa de calibração aplicou-se, por meio de uma bolsa inflável, pressões nas células e se registraram as correspondentes voltagens fornecidas pelos *strain-gauges* que foram utilizadas para se definir as curvas de calibração das células. A Figura 3.25 mostra detalhes da calibração das células de tensão total.



Figura 3.25 - Esquema de calibração das células de tensão total

A Figura 3.26 apresenta uma curva de calibração típica das células de tensão total utilizadas nos ensaios de grandes dimensões.

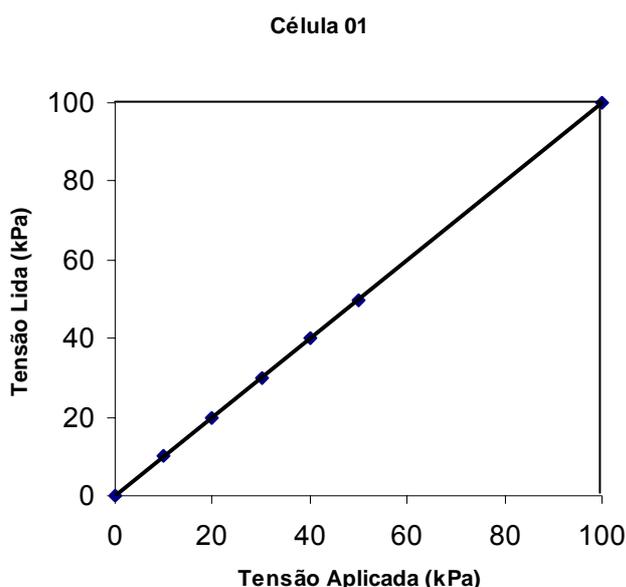


Figura 3.26 - Resultado típico da verificação da curva de calibração das células utilizadas nos ensaios realizados.

3.4.3.3 Os medidores de deslocamento - DTH's

Sensores de deslocamento da marca *KYOWA*, modelo *DTH-A-100* com capacidade de curso de 100 mm, com resolução de 0,10 mm e força de reação no fundo de escala de 4 N, foram utilizados para realizar as leituras dos deslocamentos das paredes do conduto e do deslocamento vertical do geotêxtil sobre o vazio.

3.4.3.4 A microcâmera

Neste trabalho utilizou-se uma microcâmera para registrar as imagens das deformações do geotêxtil. A microcâmera foi instalada de dois modos distintos: no primeiro, a câmera foi posicionada no interior do duto, perpendicular ao geotêxtil, para registrar deformações, tanto da região central, quanto das extremidades do vazio. No segundo, a câmera foi instalada no interior do vazio, paralelo ao geotêxtil, para registrar os deslocamentos verticais do geotêxtil e das paredes laterais do vazio. As Figuras 3.27 e 3.28 ilustram os dois modos de instalação da microcâmera.

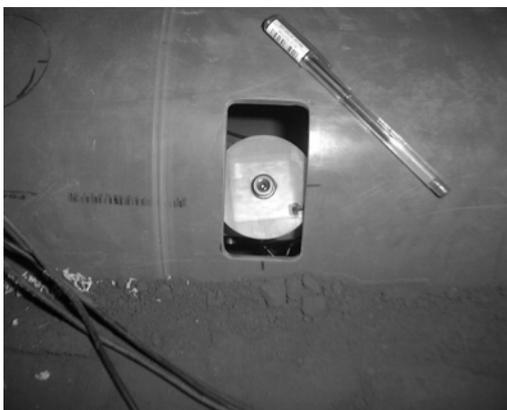


Figura 3.27 - Microcâmara instalada no interior do duto, perpendicular ao geotêxtil.

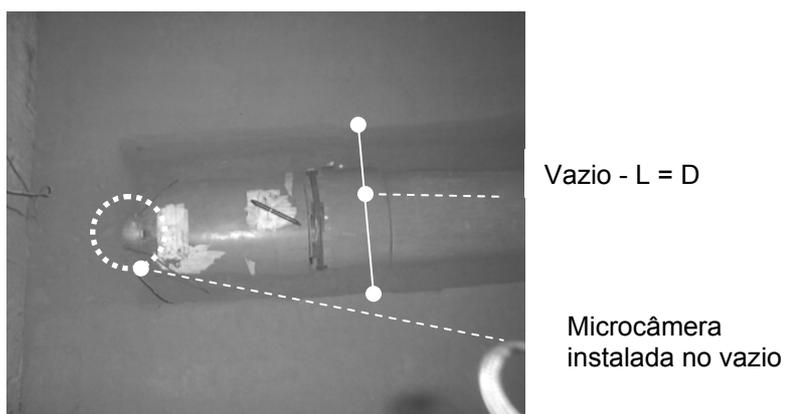


Figura 3.28 Microcâmara instalada no interior vazio, paralelo ao geotêxtil.

Para se obter as deformações do geotêxtil a partir das imagens geradas pela microcâmara foi necessário corrigir os erros de distorção da imagem (focalização). Para tanto, verificou-se por meio de um teste de calibração, Figura 3.29a, a máxima altura que a microcâmara poderia distar dos pontos de leitura sem distorcer a imagem, Figura 3.29b. A partir destas informações obteve-se uma altura máxima, de 20cm, com erro de leitura de 0,1%.

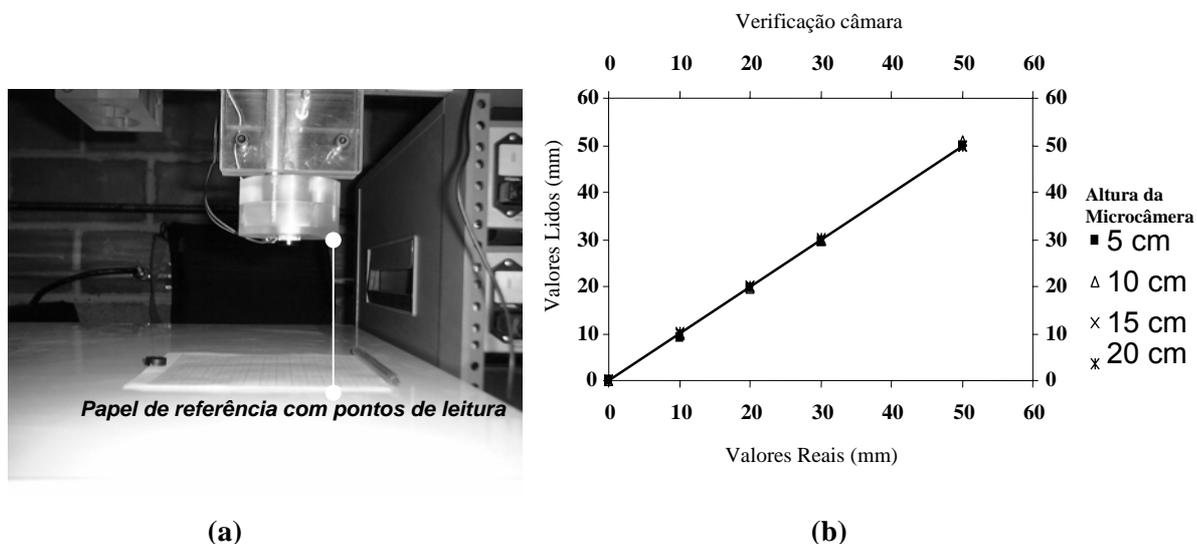


Figura 3.29 Verificação da máxima altura que a câmera poderia distar de pontos de leitura sem alterar a imagem: (a) teste de calibração e (b) leituras realizadas.

Para se obter os valores lidos (eixo vertical do gráfico da Figura 3.29b) a partir das imagens geradas pela microcâmera, foi necessário desenvolver um programa utilizando-se o software *LABVIEW 5.1 da National Instruments*. Este programa foi denominado *imagem.vi*. Neste programa, conhecido o sistema de referência e as coordenadas reais dos pontos de leitura (pontos fixos no papel de referência ou marco fixo na parte inferior do geotêxtil), pode-se, por meio de um sistema de equações definir a escala da imagem e, a partir daí, calcular as coordenadas do ponto de leitura na escala real. A Figura 3.30 apresenta a interface de leitura do programa *imagem.vi*.



Figura 3.30 Interface do programa *imagem.vi* utilizada para realizar as leituras das deformações do geotêxtil nos ensaios de grandes dimensões.

3.4.4 O programa e o procedimento de ensaio

3.4.4.1 O programa de ensaio

Nesta fase do programa experimental procurou-se investigar, em verdadeira grandeza, o efeito do processo construtivo sobre o sistema solo – conduto – geotêxtil – vazio. Para tanto, foram realizados 18 ensaios de grandes dimensões variando o tipo de solo, o tipo de geotêxtil, a largura do vazio e o tipo de conduto. O Quadro 3.3 apresenta a nomenclatura utilizada para identificar os ensaios em grandes dimensões. Como exemplo, cita-se a nomenclatura utilizada para o ensaio 09, que pode ser descrita como:

Ensaio 09 – Identificação B15 - 400

Em que, B refere-se ao solo B, 15 é a rigidez tangente do geotêxtil em kN/m e 400 é a largura do vazio (mm).

Quadro 3.3 – Nomenclatura utilizada nos ensaios em grandes dimensões.

Ensaio	Identificação	Tipo de solo	Tipo de Conduto ³	Jt (kN/m)	Largura do vazio (mm)	Altura do vazio (mm)
1	R-V ¹	B	PVC – Ocre	-	-	-
2	R-S ²	B	PVC – Ocre	-	-	-
3	B15 – 100	B	PVC – Ocre	15	100	50
4	B57 – 400	B	PVC – Ocre	57	400	150
5	B27 – 100	B	PVC – Ocre	27	100	50
6	B57 – 100	B	PVC – Ocre	57	100	50
7	B57 – 200	B	PVC – Ocre	57	200	100
8	B27 – 400	B	PVC – Ocre	27	400	100
9	B15 – 400	B	PVC – Ocre	15	400	200
10	R-V	C	PVC - Branco	-	-	-
11	R-S	C	PVC - Branco	-	-	-
12	C27 – 100	C	PVC – Ocre	27	100	50
13	C27 – 100r ⁴	C	PVC – Ocre	27	100	50
14	C27 – 150	C	PVC – Ocre	27	150	75
15	C27 – 200	C	PVC – Ocre	27	200	100
16	B27 – 200	B	PVC – Ocre	27	200	100
17	B27 – 150	B	PVC – Ocre	27	150	75
18	B27 – 100	B	PVC – Ocre	27	100	50

¹ Em que: R – Ensaio de Referência; V - Instalação em vala; ² S – Instalação em saliência; ³ Todos os condutos utilizados foram do tipo DN400. As instalações utilizadas nos ensaios Geovalas foram do tipo saliência; ⁴ – Ensaio repetido; L – Comprimento das amostras = 120 cm.

3.4.4.2 O procedimento de ensaio

Para realizar os ensaios de grandes dimensões foram utilizadas diferentes seqüências construtivas respeitando o tipo de instalação se em vala, em aterro ou Geovalas. Apesar das diferenças entre os processos construtivos, as etapas construtivas foram estabelecidas na seguinte ordem: (i) Instalação do conduto sobre o berço; (ii) lançamento, compactação e controle da camada de solo lateral ao conduto; (iii) Instalação da geocalha ou confecção do vazio sobre o conduto (para os ensaios Geovalas); (iv) lançamento, compactação e controle da camada de solo lateral ao vazio (para os ensaios Geovalas); (v) Instalação e ancoragem do geotêxtil sobre o vazio (para os ensaios Geovalas); (vi) lançamento, compactação e controle da camada de solo nas laterais do

vazio sobre o geotêxtil (para os ensaios Geovala); (vii) lançamento, compactação e controle das camadas posteriores do aterro; e (vii) Aplicação da sobrecarga.

A Tabela 3.2 apresenta as etapas construtivas realizadas no preparo e execução dos ensaios de grandes dimensões.

Tabela 3.2 – Etapas construtivas para os ensaio de grandes dimensões.

Etapas	Trabalhos realizados
1	Instalação do conduto sobre o berço previamente compactado. Instalação do DTH para leitura das deflexões das paredes do conduto.
2	Lançamento, compactação e controle da primeira camada de solo lateral com 20 cm. Instalação das células de tensão total na lateral do conduto e no solo. Leituras das deformações e deflexões das paredes do conduto.
3	Lançamento, compactação e controle da segunda camada de solo lateral de espessura de 20 cm (40 cm de aterro lateral). Instalação das células de tensão total no topo do duto. Leituras das deformações e deflexões das paredes do conduto, tensão total na lateral do conduto e no solo.
4	Para os ensaios geovala: instalação do geocalha ou confecção do vazio sobre o duto. Lançamento, compactação e controle da camada de solo adjacente ao vazio (altura – função do vazio). Leituras das deformações e deflexões das paredes do conduto, tensão total na lateral do conduto e no solo. Nos ensaios de referência eliminar esta etapa.
5	Para os ensaios geovala: instalação do geotêxtil sobre o vazio e instalação das células de tensão total nas laterais do vazio. Lançamento, compactação e controle da primeira camada de 20 cm de solo na lateral do vazio sobre o geotêxtil. Lançamento da camada de solo fofo sobre o geotêxtil sobre o vazio sem compactação. Leituras das deformações e deflexões das paredes do conduto, tensão total no topo e na lateral do conduto e no solo e leitura de deflexão e deformação do geotêxtil. Nos ensaios de referência somente lançamento, compactação e controle da camada de solo sobre o conduto.
6	Lançamento, compactação e controle da segunda camada de 20 cm de solo (Altura do aterro sobre o geotêxtil h = 40cm). Leituras das deformações e deflexões das paredes do conduto, tensão total no topo e na lateral do conduto e no solo e leitura de deflexão e deformação do geotêxtil. Nos ensaios de referência somente lançamento, compactação e controle da segunda camada de 20 cm de solo (altura do aterro h = 40cm) com respectivas leituras.
7	Lançamento, compactação e controle da terceira camada de 20 cm de solo (Altura do aterro sobre o geotêxtil h = 60cm). Leituras das deformações e deflexões das paredes do conduto, tensão total no topo e na lateral do conduto e no solo e leitura de deflexão e deformação do geotêxtil. Nos ensaios de referência somente lançamento, compactação e controle da terceira camada de 20 cm de solo (altura do aterro h = 60cm) com respectivas leituras.
8	Aplicação da sobrecarga por meio da bolsa flexível. Leituras das deformações e deflexões (conduto e geotêxtil) e tensão total (topo e na lateral do conduto) e no solo.

A Figura 3.31 ilustra as diversas fases construtivas consideradas nos ensaios de grandes dimensões.

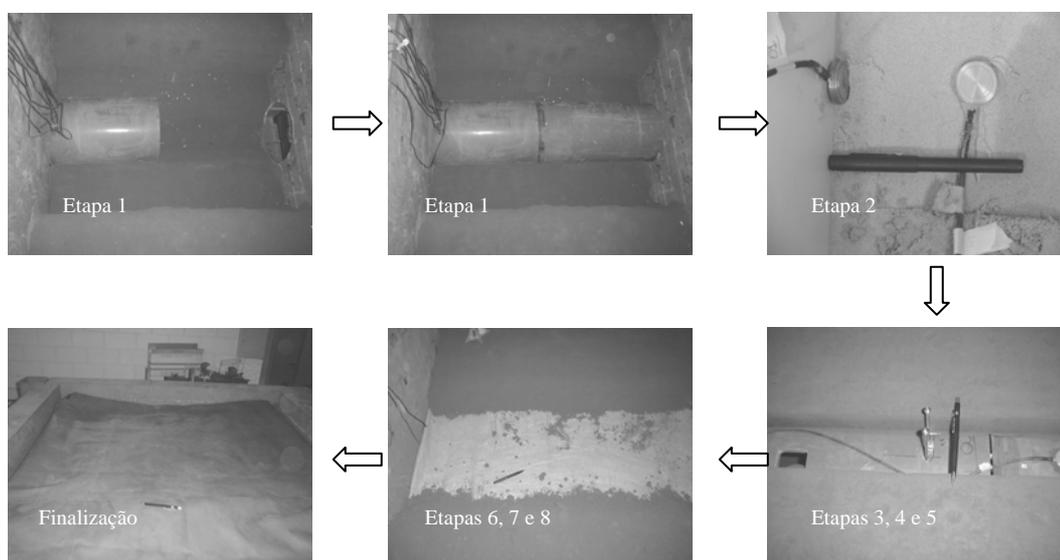


Figura 3.31 – Ilustração típica das etapas realizadas para execução dos ensaios de grandes dimensões.

Além dos procedimentos adotados, alguns cuidados foram tomados para que os ensaios pudessem ser executados adequadamente. Assim, nas etapas iniciais, evitou-se, durante a instalação do duto, induzir esforços excessivos nas paredes do conduto de modo a permitir o seu desnivelamento. Para que isto fosse possível o conduto foi cuidadosamente instalado, principalmente na região central onde foi localizada a célula de deformação. Os esforços gerados nas paredes do conduto durante a instalação podem provocar deformações exageradas na grade dos *strain – gauges* fixados na parede interna e externa do conduto.

Um outro fator importante é a ancoragem do geotêxtil nas laterais do vazio. Para realizar esta ancoragem de uma forma adequada procedeu-se do seguinte modo: inicialmente o geotêxtil foi disposto sobre a base da sub-vaia. Posteriormente lançou-se e compactou-se o solo, de um lado do duto, de modo a ancorar o geotêxtil nesta região. Em seguida, estirou-se a manta e realizou-se a compactação da outra lateral, evitando o lançamento de solo diretamente

sobre o vazio. Em situações em que não é possível o lançamento da primeira compactação lateral, devido a limitação de espaço, pode-se utilizar grampos, para facilitar o processo de estiramento do geossintético e permitir a ancoragem. A Figura 3.32 apresenta um detalhe da utilização do grampo.

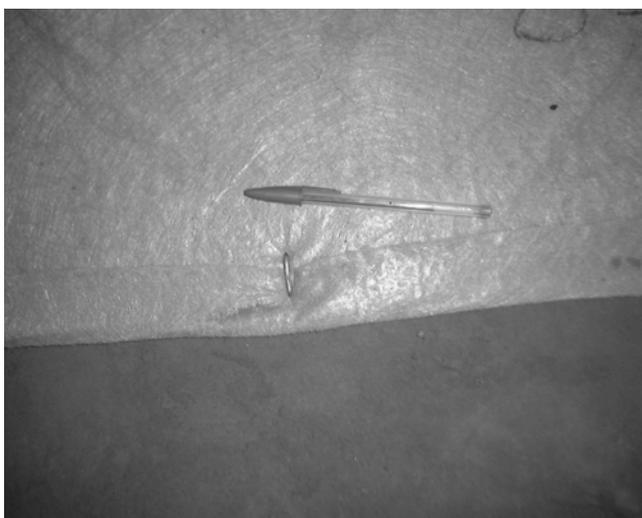


Figura 2.32 – Detalhe da utilização do grampo.

3.4.4.3 A compactação

Para os ensaios de grandes dimensões foram utilizados dois tipos de compactadores: um martelo de impacto para compactação de áreas próximas ao duto, ao geocalha ou ao molde para construção do vazio e um soquete vibratório para compactação das camadas laterais e superiores do aterro. A Figura 3.33 ilustra os processos de compactação utilizados nesta fase experimental da pesquisa.

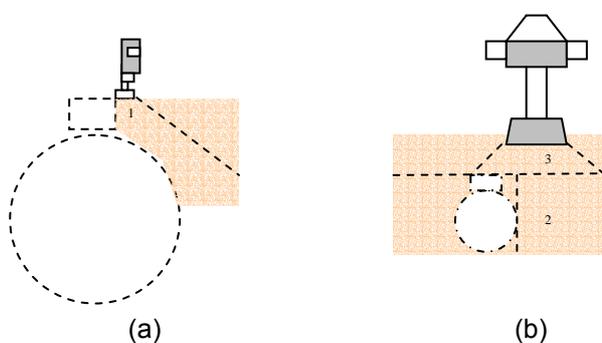


Figura 3.33 - (a) Martelo de impacto – região 1 (próxima ao duto) e (b) Soquete vibratório – região 2 e 3 (camadas laterais e superiores)

A ação do martelo de impacto é semelhante a do soquete vibratório, pois tanto em um quanto no outro não há uma massa excêntrica. No soquete vibratório, o movimento de percussão é causado pela embreagem centrífuga, que, por meio de molas pré-tracionadas, sob uma determinada amplitude, aplicam ao solo um impacto dinâmico, que é uma função da sua amplitude e do seu peso estático. O soquete vibratório utilizado foi o de modelo *G100-HONDA* com 54 kg de massa e capacidade de impacto de 13 kN.

O martelo de impacto utilizado, modelo *GSH11E-BOSH*, possui capacidade de 900 a 1890 impactos por minuto (0,006 a 0,025 kN.m / impacto). Para a compactação das camadas foi fixada em sua extremidade uma sapata metálica rígida de 10 x 10 cm².

A especificação da compactação foi estabelecida com base nos resultados apresentados na Figura 3.13. Especificou-se, em função da rigidez do duto e do solo, que tanto as camadas laterais, quanto as superiores ao duto, o solo deveria apresentar um GC $\geq 90\%$, com desvio de umidade $w = w_{\text{ótimo}} \pm 2\%$. Desta forma, conhecendo-se o volume de cada camada pode-se determinar a massa de solo necessária para atingir a especificação estabelecida.

A caixa foi dividida em camadas de 0,20 m de altura (com volume de 0,504 m³). Foi utilizada para executar cada camada uma massa de solo de 1000 kg. O pesos específicos mínimos, γ_{dmin} , verificados após o controle de compactação de cada camada foi de $\gamma_{\text{d}} \geq 19,6 \text{ kN/m}^3$ para o solo B e $\gamma_{\text{d}} \geq 16,8 \text{ kN/m}^3$ para o solo C. Verificou-se que para atingir o critério de compactação estabelecido eram necessárias duas passadas do soquete vibratório. A Figura 3.34 mostra os equipamentos de compactação utilizados na compactação dos solos.

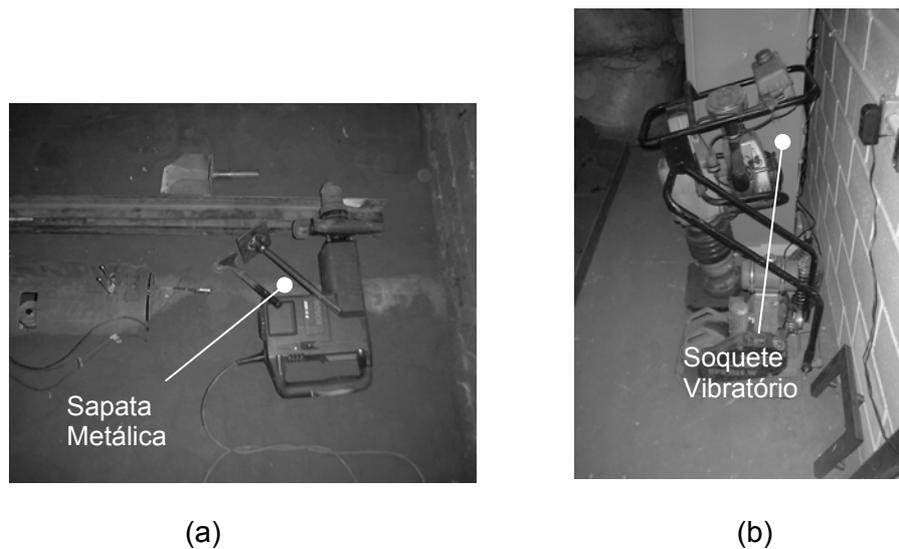


Figura 3.34 - Equipamentos de compactação utilizados nos ensaios: (a) Martelo de impacto e (b) Soquete vibratório.

O controle de compactação de cada camada foi realizado utilizando-se da técnica do funil de areia (Departamento Nacional de Estradas de Rodagem DNER-ME 9264, 1964). A Figura 3.35 ilustra como foi realizado o controle de compactação das camadas utilizando a técnica do funil de areia.



Figura 3.35 - Controle da compactação das camadas utilizando a técnica do funil de areia.

A umidade de cada camada foi controlada utilizando-se do método do forno microondas. Este método foi exaustivamente testado em laboratório por Nogueira et al. (1998) e é normalizada pela *American Society for Testing and Materials* ASTM D4643 (1994). Esta técnica consiste basicamente em determinar o tempo de secagem do material por meio da curva de calibração do aparelho para o solo utilizado. Por meio da calibração pode-se determinar o tempo de secagem do material. O método foi aferido por resultados obtidos secando-se o solo em estufa e mostrou-se satisfatório para o solo utilizado. A Figura 3.36 apresentam as curvas obtidas no ensaio de calibração e utilizada para determinação do tempo necessário de secagem do solo. O tempo necessário para conhecer a umidade do solo foi de 15 minutos.

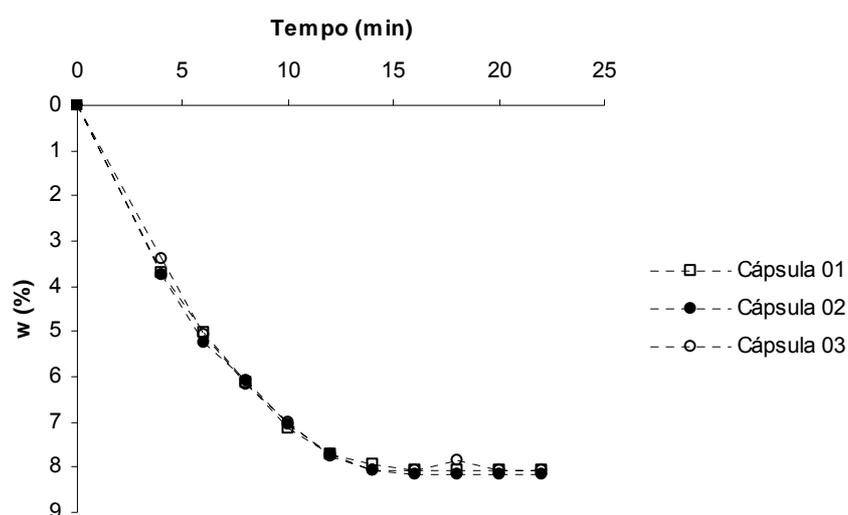


Figura 3.36 - Curva de calibração do tempo de secagem da amostra no forno microondas.

3.4.4.4 O sistema de aplicação da sobrecarga

O sistema de aplicação da sobrecarga consistiu de uma bolsa inflável de PVC, com 1,40m de largura x 1,80m de comprimento x 0,30 m altura, ligada a um painel de controle. A bolsa flexível possui dupla camada e é revestida internamente com ligas de alta resistência. A bolsa possui borda reforçada, dimensionada para atingir uma pressão máxima de 250 kPa. O principal

objetivo deste sistema é simular a construção de um aterro de até dez vezes a altura de cobertura inicial do aterro sobre o duto. A bolsa foi confeccionada pela empresa *SANSUY S/A*.

O painel para o controle da aplicação da sobrecarga pneumática foi confeccionado para permitir ao sistema uma resolução de 1,00 kPa. Tanto na entrada quanto na saída do painel de controle, foram conectadas mangueiras flexíveis de alta pressão para permitir a transferência adequada do ar comprimido da rede do *Laboratório de Geossintéticos* para a bolsa. Os incrementos de carga foram controlados por válvulas reguladoras de pressão instaladas na saída do painel de controle, e as leituras de pressão de ar foram registradas pelo manômetro. A Figura 3.37 mostra detalhes da instalação do painel de controle e da bolsa de reação estendida sobre o aterro e ainda um detalhe da válvula de conexão da rede de ar comprimido.



Figura 3.37 - Detalhes do painel de controle da pressão pneumática e da instalação da bolsa de reação para os ensaios de grandes dimensões.

CAPÍTULO 4**ESTUDOS DA INTERAÇÃO SOLO - GEOTÊXTIL – VAZIO – DUTO
RESULTADOS**

4.1 Introdução

Neste capítulo apresentam-se os resultados dos estudos efetuados para quantificar a interação solo – geotêxtil – vazio – duto no sistema Geovala. Estes estudos foram elaborados a partir de ensaios de pequenas e grandes dimensões realizadas no programa experimental descrito no capítulo anterior e nos controles e inspeções “*in situ*” realizados durante a execução dos protótipos. Para tanto, procurou-se agrupar as informações sobre estados de tensão desenvolvidos no maciço, no geotêxtil e no duto durante o processo construtivo e aplicação da sobrecarga. Além disso, registraram-se as deflexões do duto e os deslocamentos dos geotêxteis, associados interativamente às pressões aplicadas, para que a avaliação da influência mútua entre os diversos componentes do sistema fosse complementada. Apresentam-se a seguir os resultados obtidos nestes estudos.

4.2 Estudos das tensões – Resultados

Apresentam-se neste item os resultados das tensões totais registradas pelas células instaladas na base da caixa de teste nos ensaios de pequenas dimensões e no interior do maciço de solo nos ensaios de grandes dimensões.

4.2.1 Ensaio de pequenas dimensões

4.2.1.1 Tensões na base do alçapão

As Figuras 4.1a e 4.1b apresentam os resultados das tensões totais registradas em três pontos na base da caixa de teste, ou seja, no centro do alçapão (C00), a 100 mm (C01) e a 200 mm da borda do alçapão (C02), para os ensaios de referência, considerando os solos A e B, respectivamente. Os resultados mostram tensões totais registradas em duas fases de execução dos ensaios: a primeira, à esquerda do gráfico, durante o enchimento da caixa e aplicação da sobrecarga e a segunda, à direita, durante o deslocamento do alçapão.

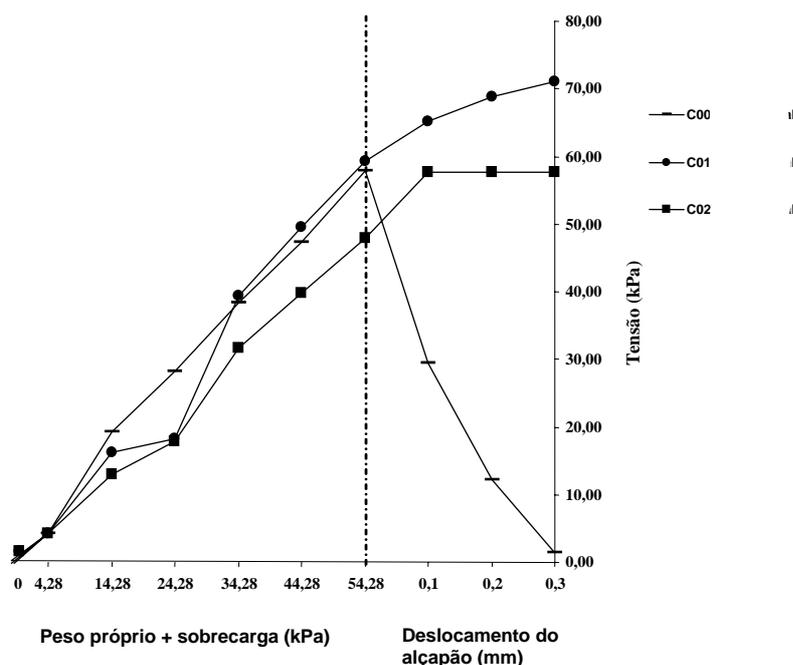


Figura 4.1a – Resultados das tensões totais registradas no ensaio de referência para o solo A.

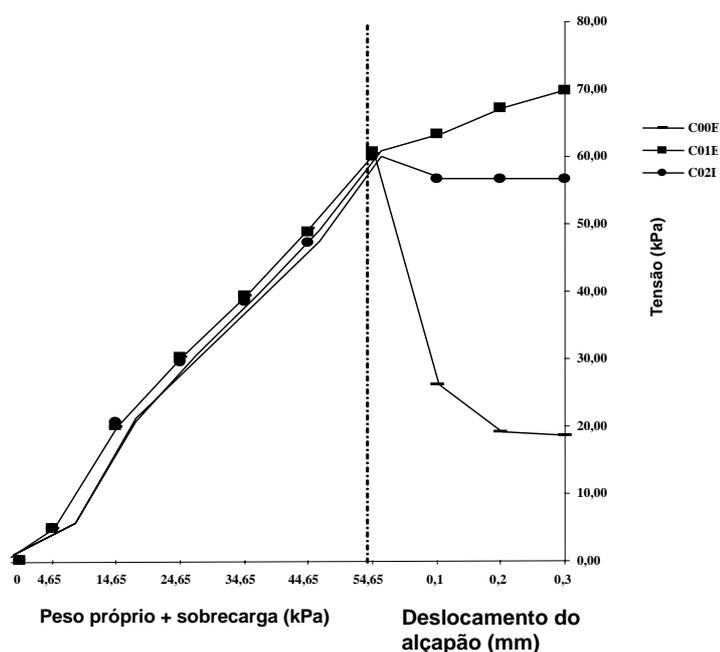


Figura 4.1b – Resultados das tensões totais registradas no ensaio de referência para o solo B.

Os níveis de arqueamento registrados são equivalentes aos resultados obtidos, em experimentos similares (Terzaghi, 1936 e McNulty, 1965). É importante notar que, nos casos mencionados, o arqueamento ocorre intensamente para pequenos deslocamentos do alçapão, $\delta \leq 0,1$ mm ($\leq 0,1\%$ a largura do alçapão). Em decorrência do arqueamento, as tensões verticais sobre o alçapão reduzem-se drasticamente, enquanto crescem nas laterais. A porcentagem de arqueamento atingida depende prioritariamente do tipo de solo e dos deslocamentos relativos gerados no interior do maciço. A Figura 4.2 mostra as tensões registradas nos ensaios de referência, na célula C00, em função dos deslocamentos do alçapão. Apresenta-se ainda, nesta Figura, a porcentagem do arqueamento associado ao deslocamento do alçapão.

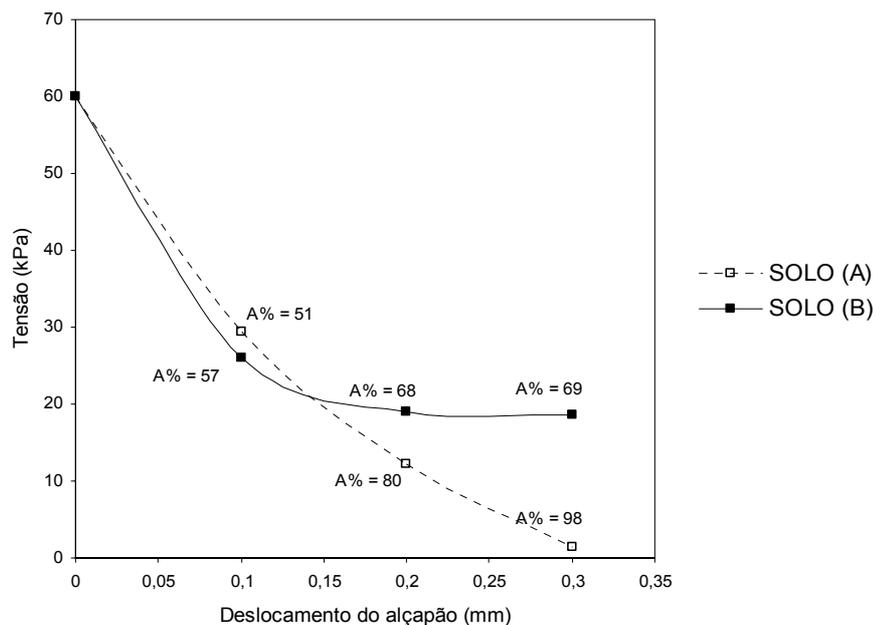


Figura 4.2 – Tensões registradas pela célula C00 em função do deslocamento do alçapão e as porcentagens de arqueamento associadas.

Pode-se observar nesta Figura que para o solo A o arqueamento é mais intenso, levando a uma redução de até 98% das tensões sobre o alçapão, para um deslocamento de 0,3%. De mesmo modo, porém em menor intensidade, o solo B apresenta, para esta magnitude de deslocamento, uma redução de tensões verticais de, aproximadamente, 69% das tensões verticais aplicadas sobre o alçapão. Para deslocamentos do alçapão de 0,1% a maior porcentagem de arqueamento medida, no solo B, provavelmente, está associada à parcela de resistência coesiva presente no solo. Entretanto, para deslocamentos maiores que 0,15 mm, este efeito parece não contribuir efetivamente para aumentar a porcentagem do arqueamento no solo B.

As Figuras 4.3a e 4.3b apresentam resultados típicos das tensões totais registradas na base do alçapão para os ensaios em pequenas dimensões, com a inclusão, considerando os solos A e B.

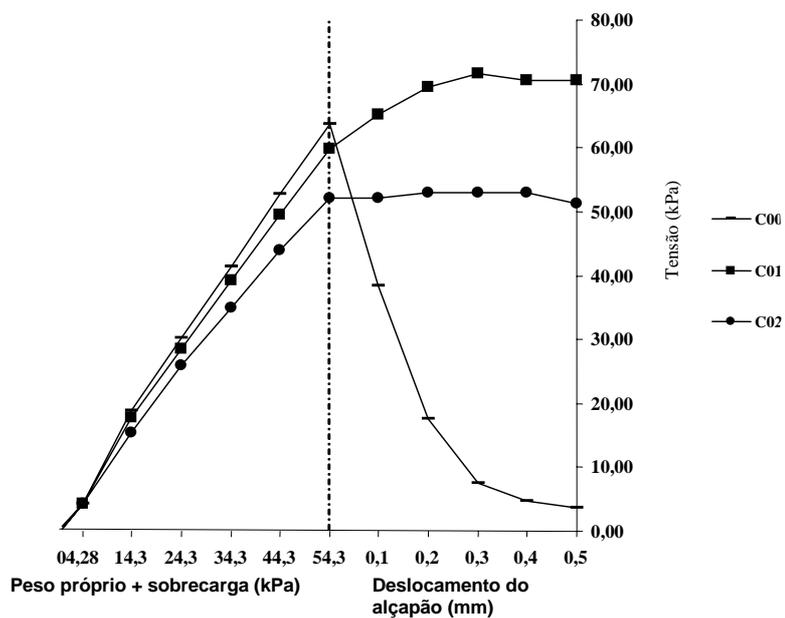


Figura 4.3a - Resultados típicos das tensões totais registradas no ensaio A25-1(r1) para o solo A.

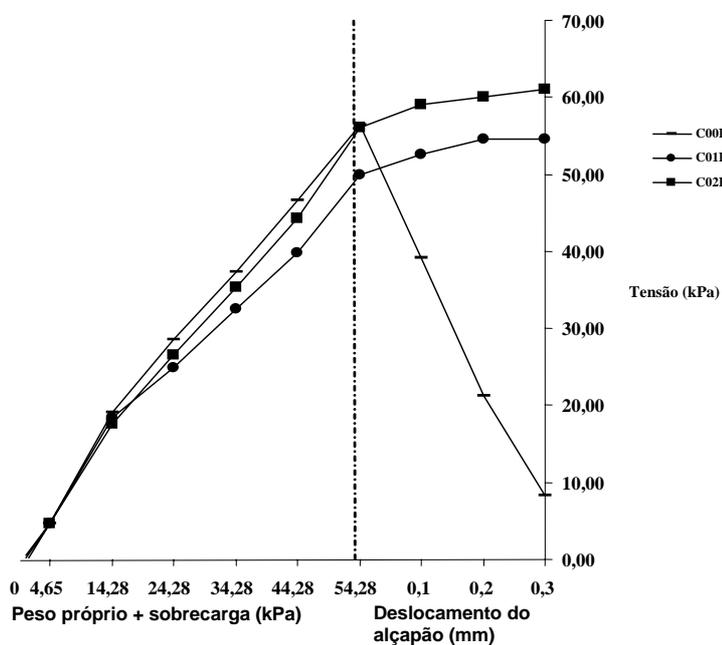


Figura 4.3b - Resultados típicos das tensões totais registradas no ensaio B50-2 (r2) para o solo B.

Os resultados apresentados nas Figuras 4.3a e 4.3b são similares aos das Figuras 4.3a e 4.3b. Isto reforça a evidência de que o geotêxtil, quando

instalado em solos compactos, não é capaz de induzir reduções das tensões sobre o alçapão. Isto se deve em parte à sua grande deformabilidade e ao pequeno esforço de tração mobilizado na manta. Desta forma, a redução das tensões verticais sobre o alçapão parece ser principalmente devida ao efeito do arqueamento do solo. A Tabela 4.1 apresenta as tensões lidas para os deslocamentos de 0,1 a 0,5, registrados nos ensaios de pequenas dimensões.

Tabela 4.1 – Resultados das tensões lidas (em kPa) para os deslocamentos do alçapão de 0,1; 0,2; 0,3; 0,4; e 0,5 mm.

Deslocamento	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
Referência - A	54,3	29,4	12,1	1,4	0,0	0,0
A-25-1	59,9	33,7	16,4	5,4	0,0	0,0
A-25-2	57,6	38,7	28,9	20,0	12,8	8,7
A-25-3	52,7	31,3	17,3	7,5	6,3	5,4
A-25-1(r1)	63,8	38,4	17,6	7,5	4,8	3,6
A-25-1(r2)	50,4	34,8	24,6	13,3	6,2	5,6
A-50-1	45,7	25,6	12,7	6,5	3,7	3,7
A-50-2	54,0	27,4	19,4	11,4	5,4	4,7
A-50-3	54,0	33,3	19,4	10,3	5,8	5,4
A-50-1(r1)	55,8	32,1	17,8	8,8	6,7	6,7
A-50-1(r2)	30,4	13,7	5,7	1,5	1,2	0,8
A-130-1	55,8	34,2	21,8	14,9	11,3	11,3
A-130-2	52,5	34,2	36,8	28,0	20,3	15,4
A-130-3	53,5	35,0	27,0	21,3	15,9	15,2
A-130-1(r1)	54,9	10,1	4,7	0,7	0,0	0,0
A-130-1(r2)	28,8	20,3	15,4	12,6	10,5	10,3
Referência - B	60,0	26,1	19,0	18,5	18,3	18,3
B-25-1	58,9	22,0	11,7	8,2	8,2	8,2
B-25-2	62,9	21,5	11,7	8,2	8,2	8,2
B-25-3	52,6	27,2	12,9	12,9	12,9	12,9
B-25-1(r1)	61,4	31,6	19,3	8,2	8,2	8,2
B-25-1(r2)	66,1	44,7	21,3	20,5	8,2	8,2
B-50-1	59,1	35,1	18,3	8,2	8,2	8,2
B-50-2	58,0	31,3	10,7	8,2	8,2	8,2
B-50-3	54,3	34,2	17,4	12,9	12,9	12,9
B-50-1(r1)	68,9	40,4	18,0	8,2	8,2	8,2
B-50-1(r2)	56,3	39,1	21,3	8,2	8,2	8,2
B-130-1	55,3	31,6	17,5	8,2	8,2	8,2
B-130-2	52,5	30,8	20,3	11,0	8,2	8,2
B-130-3	52,8	35,5	24,9	15,6	15,6	15,6
B-130-1(r1)	48,8	27,1	9,0	8,2	8,2	8,2
B-130-1(r2)	46,3	28,0	16,1	12,9	8,2	8,2

Os resultados da Tabela 4.1 sugerem que, apesar das alterações dos esforços no interior do maciço, a redução das tensões sobre o alçapão devido

à presença do geotêxtil não é significativa. Esta constatação independe da rigidez e do número de inclusões instaladas no maciço. Da Tabela 4.1 pode-se também observar que quando o geotêxtil é instalado no solo A, considerando o deslocamento final do alçapão de 0,5 mm, a presença não modifica significativamente a redução das tensões verticais sobre o alçapão. Entretanto, quando os resultados são comparados aos do ensaio de referência A, as tensões verticais podem ser superiores em até 15,4 kPa (ensaio A-130-2). Ainda, pode-se observar que, de uma maneira geral, no solo A, há um acréscimo de tensões no alçapão quando se compara os ensaios efetuados com uma e com duas inclusões. Nos ensaios realizados com duas inclusões foram registradas tensões sempre superiores às dos ensaios feitos com uma inclusão. Este efeito também é observado quando se aumenta a rigidez do geotêxtil. Verifique que, com exceção, do ensaio A-50-2 e A-50-3, considerando os ensaios sem redução da amostra quando a rigidez do geotêxtil é maior, as tensões verticais são geralmente superiores. Isto parece ser devido ao fato de que, quando inserido em solo puramente arenoso, o geotêxtil pode aumentar a rigidez do solo sobre o alçapão, fazendo com que a redistribuição dos esforços seja reduzida. Al-Omari et al. (1995) apresenta resultados experimentais que comprovam este efeito.

De outra forma, quando se instala a inclusão no solo B, as tensões sobre o alçapão são reduzidas, quando comparadas ao ensaio de referência B. Observe que para o ensaio de referência B a tensão final, após deslocamento de 0,5 mm do alçapão, foi de 18,3 kPa, enquanto que para os ensaios com inclusão este valor foi de 8,2 kPa. Neste caso, é possível que tenha ocorrido um enrijecimento do solo gerando um “efeito viga”. Este efeito parece contribuir na redução das tensões verticais, devido ao aumento da resistência de interface entre os prismas, sobre o alçapão, fazendo com que as tensões verticais fossem reduzidas e a porcentagem de arqueamento aumentada, quando comparada ao ensaio de referência B, sem inclusão.

Para um melhor entendimento apresenta-se nas Figuras 4.4a e 4.4b a influência do número de inclusões e da rigidez do geotêxtil na porcentagem do arqueamento gerado, considerando os solos A e B.

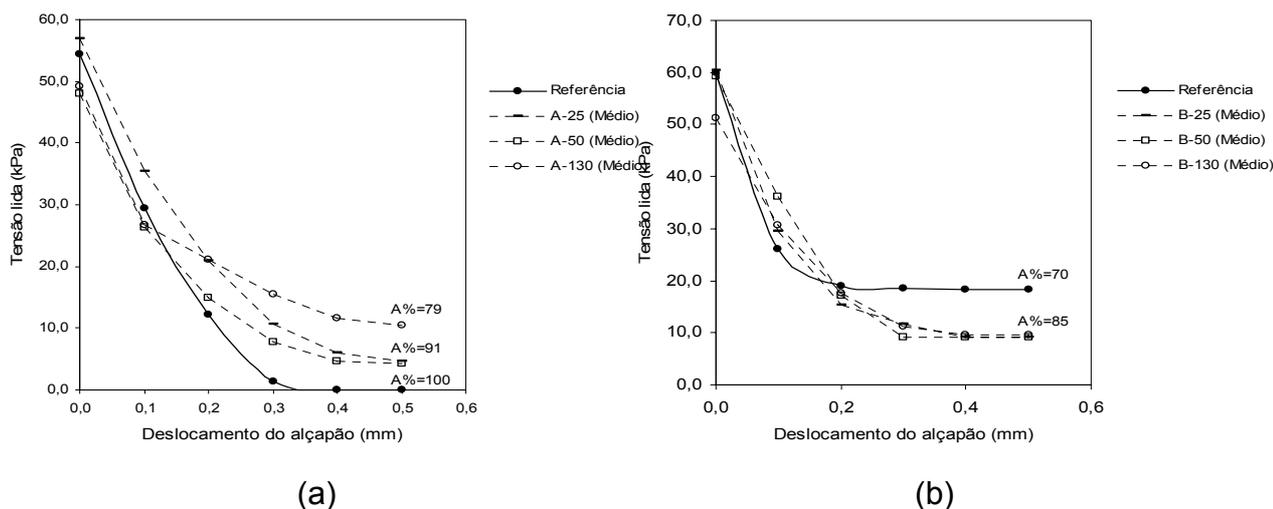


Figura 4.4 –Influência da rigidez na porcentagem do arqueamento para os ensaios de pequenas dimensões: (a) Solo A e (b) Solo B.

Os resultados apresentados na Figura 4.4 representam os valores médios de tensão da Tabela 4.1. Com base nestes resultados, pode-se estabelecer duas situações: a) o número de inclusões parece não influenciar significativamente no resultado final da porcentagem de arqueamento gerado tanto no solo A, quanto no solo B, e b) o aumento da rigidez do geotêxtil pode reduzir a porcentagem de arqueamento - solo A ou não alterar a redistribuição de tensões no sistema – solo B. Apesar das alterações que a inclusão do geotêxtil induz no interior do maciço, o efeito principal, que contribui com a maior porcentagem sobre a redução das tensões sobre o alçapão, possivelmente não está associado à interação solo – geotêxtil. Nestes casos, predomina a atuação do arqueamento, como fenômeno de intensa ocorrência para baixos deslocamentos no solo, isto é, $\alpha < 0.005$ (onde $\alpha = \delta / b$, δ = deslocamento vertical do alçapão e b = largura do alçapão).

4.2.2 Ensaio de grandes dimensões.

Apresentam-se a seguir os resultados das tensões totais registradas pelas células instaladas no interior do maciço de solo sobre o geotêxtil, na lateral do vazio e sobre o duto. O principal objetivo destes registros foi o de avaliar o comportamento do sistema solo – geotêxtil – vazio – duto frente ao

estado de tensão gerado durante o processo construtivo e aplicação da sobrecarga.

4.2.2.1 Tensões no maciço de solo.

As células de tensão total foram instaladas em 5 pontos estratégicos no interior maciço de solo. A Figura 4.5 ilustra os pontos de instalação. Os pontos 2, 3 e 5 encontram-se a 10 cm da lateral e a 20, 40 e 60 cm da base do duto, respectivamente. Os pontos 4 e 6 encontram-se a 20 e 40 cm do topo do duto, respectivamente. Para um melhor entendimento, adota-se a posição de instalação da célula como sua identificação, por exemplo: célula 02 – posição 02.

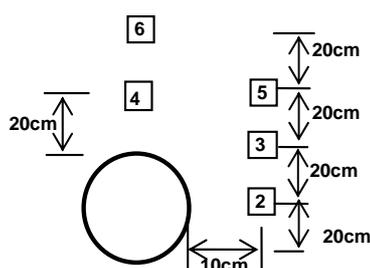


Figura 4.5 – Pontos de instalação das células de tensão total no interior do maciço nos ensaios de grandes dimensões.

A Figura 4.6 apresenta as tensões aplicadas e as registradas na célula 02 durante o processo construtivo e sobrecarga considerando os ensaios de referência RV-conduto A (realizado em vala) e RS-conduto A (realizado em aterro) e os ensaios do sistema Geovala para o solo B. A linha tracejada indica a separação entre as tensões relativas ao peso próprio – PP e a sobrecarga.

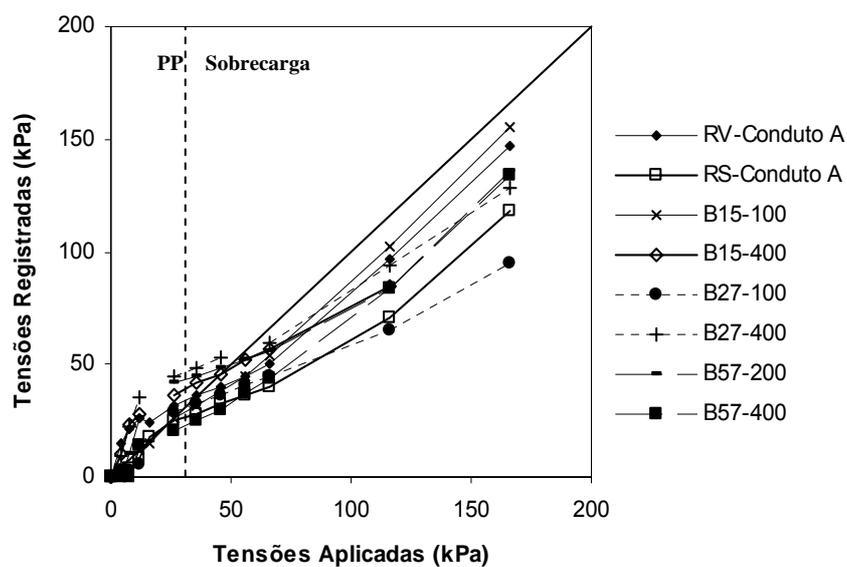


Figura 4.6 - Tensões aplicadas e registradas na célula 02 durante o processo construtivo e sobrecarga considerando os ensaios de referência RV-conduto A e RS-conduto A e os ensaios do sistema Geoval para o solo B.

A Figura 4.7 apresenta as tensões aplicadas e as registradas na célula 02 durante o processo construtivo considerando os ensaios de referência RV-conduto B e RS-conduto B e o ensaio C27-100.

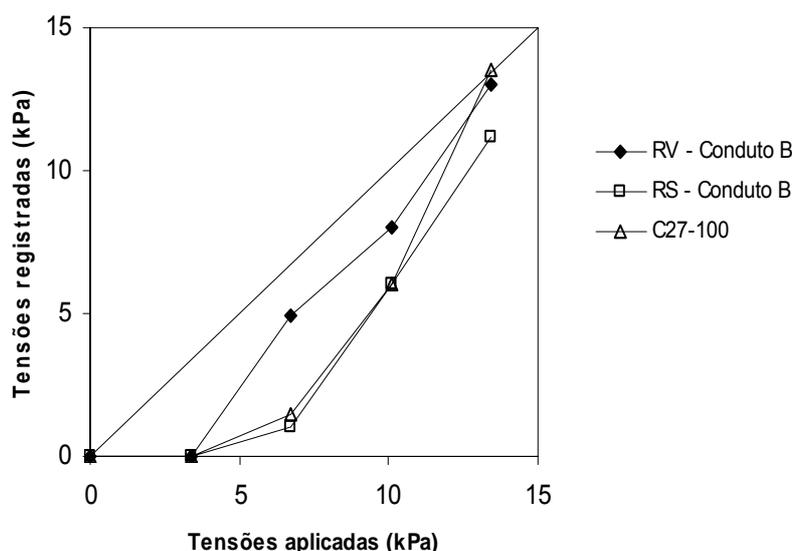


Figura 4.7 - Tensões aplicadas e registradas na célula 02 durante o processo construtivo considerando os ensaios de referência RV-conduto B e RS-conduto B e o ensaio C27-100.

Os gráficos das Figuras 4.6 e 4.7 mostram que, as tensões totais registradas pela célula 02, situada na região lateral média do duto, no final do processo construtivo, tendem a se aproximar do valor de $\sigma = \gamma.H$. Entretanto, quando comparados aos valores de sobrecarga aplicada, as tensões registradas nesta região, foram menores, principalmente devido ao arqueamento gerado pelos deslocamentos relativos ocorridos no interior do maciço. É interessante observar na Figura 4.6 que, com exceção do ensaio B15-100, as tensões registradas na célula 02 para os ensaios Geovalva foram menores do que àquelas registradas no ensaio de referência RV-conduto A.

A Figura 4.8 apresenta as tensões aplicadas e registradas na célula 04 durante o processo construtivo e de sobrecarga nos ensaios de referência RV-conduto A e RS-conduto A e os ensaios do sistema Geovalva para o solo B. Pode-se observar, neste caso, que as tensões tendem a ser proporcionalmente menores do que àquelas registradas pela célula 02. Nesta figura nota-se o mesmo comportamento em relação à redução dos esforços gerada pelo sistema Geovalva. Observa-se que tanto no solo lateral, quanto no solo do topo

do duto, as tensões sofreram reduções quando comparadas ao ensaio de referência RV-conduto B. A Figura 4.9 apresenta as tensões aplicadas e registradas pela célula 04 durante o processo construtivo considerando os ensaios de referência RV-conduto B e RS-conduto B e o ensaio C27-100.

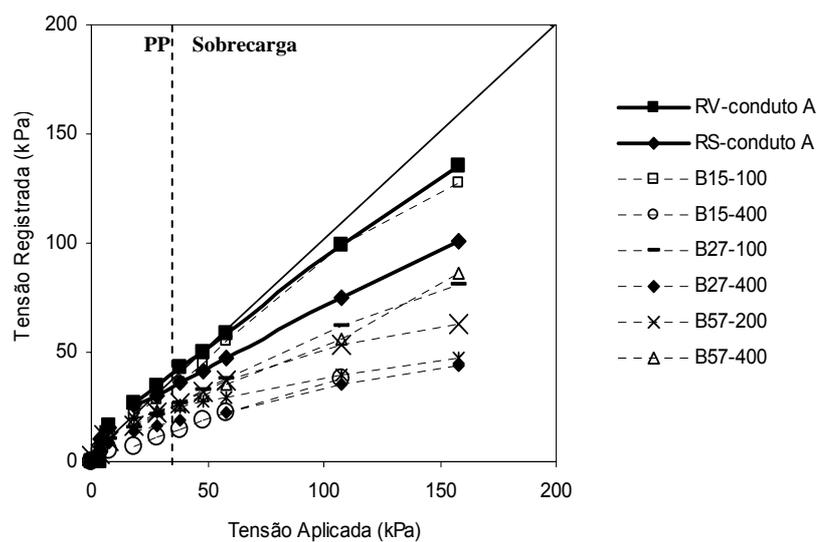


Figura 4.8 - Tensões aplicadas e registradas pela célula 04 durante o processo construtivo e sobrecarga considerando os ensaios de referência RV-conduto A e RS-conduto A e os ensaios do sistema Geoval para o solo B.

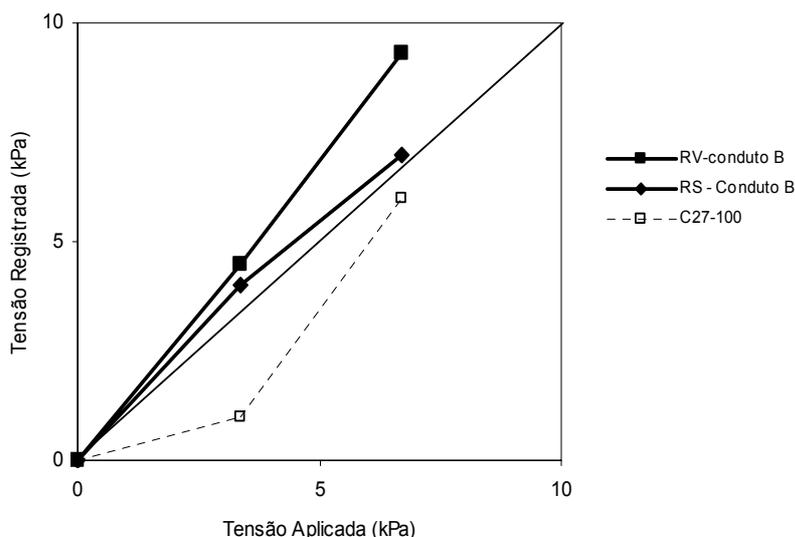


Figura 4.9 - Tensões aplicadas e registradas na célula 04 durante o processo construtivo considerando os ensaios de referência RV-conduto B e RS-conduto B e o ensaio C27-100.

A Figura 4.9 indica que as tensões verticais na região acima do duto diminuíram, quando comparadas aos ensaios de referência. Isto se deve, principalmente, ao efeito benéfico causado pela deflexão positiva do geotêxtil que induz o surgimento do arqueamento positivo nesta região.

Nos ensaios de referência, as tensões aumentaram possivelmente devido à deflexão negativa do duto, sendo o efeito mais intenso para a condição em vala. Esta hipótese é razoável caso se considere que os prismas internos de solo, devido à deflexão negativa, irão favorecer o surgimento do arqueamento negativo.

A Figura 4.10 apresenta as tensões aplicadas e registradas pela célula 06 durante o processo construtivo e sobrecarga considerando os ensaios de referência RV-conduto A e RS-conduto A e os ensaios do sistema Geovalva para o solo B.

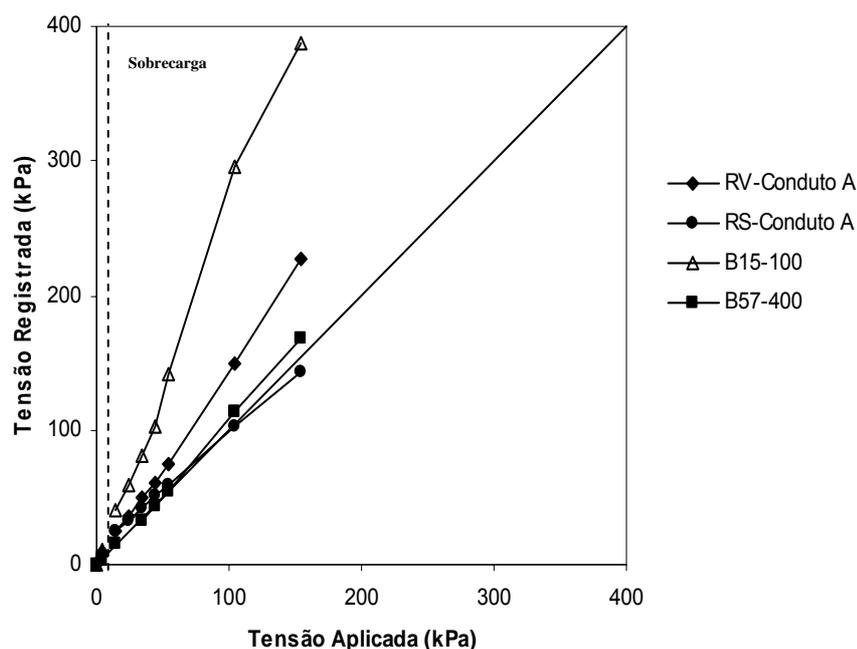


Figura 4.10 - Tensões aplicadas e registradas na célula 06 durante o processo construtivo e sobrecarga considerando os ensaios de referência RV-conduto A e RS-conduto A e os ensaios do sistema Geovala para o solo B.

Neste caso, essa célula foi instalada próxima à superfície do aterro, o que reduz a dissipação das tensões e, desta forma, observa-se um aumento das tensões com a sobrecarga. Verifica-se que, com exceção do ensaio B15-100, as tensões aproximaram-se do valor do peso próprio do maciço mais a sobrecarga aplicada, sendo maiores no ensaio de referência RV-conduto A. De modo similar aos casos anteriores, observa-se que, para esta posição, as tensões diminuirão para o caso Geovala, quando comparadas às tensões registradas no ensaio de referência RV-conduto A.

A Figura 4.11 apresenta as tensões aplicadas e as registradas na célula 03 durante o processo construtivo e de sobrecarga considerando o ensaio de referência RV-conduto A e os ensaios do sistema Geovala para o solo B.

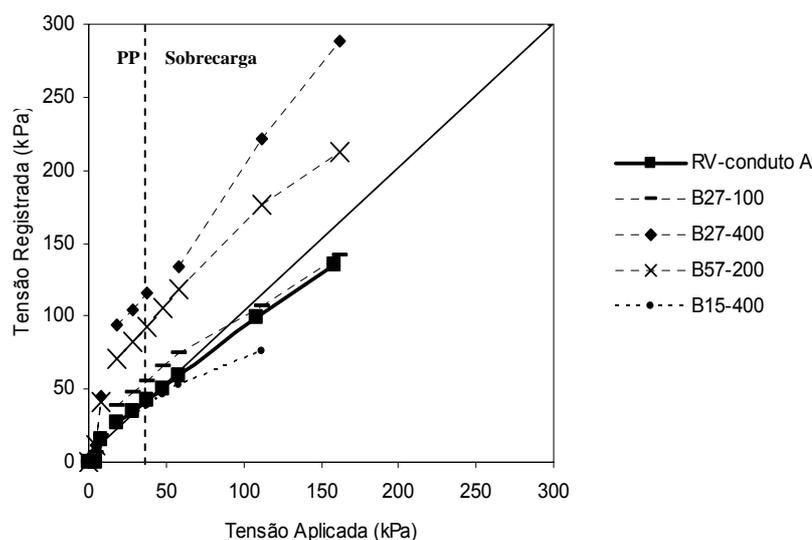


Figura 4.11 - Tensões aplicadas e registradas na célula 03 durante o processo construtivo e sobrecarga considerando o ensaio de referência RV-conduto A e os ensaios do sistema Geovalva para o solo B.

Pode-se observar desta Figura que, com exceção do ensaio B15-400, as tensões registradas pela célula 03 foram maiores do que as aplicadas. Para o ensaio de referência RV-conduto A, a redução das tensões nesta posição, parece ter sido causada pelo efeito do arqueamento negativo gerado pela deflexão do duto. No caso dos ensaios Geovalva, o aumento das tensões, nesta região, pode ter sido causado pela transferência de tensões promovida pelo arqueamento positivo gerado na região 04.

A Figura 4.12 apresenta as tensões aplicadas e as registradas na célula 03 durante o processo construtivo considerando o ensaio de referência RV-conduto B e o ensaio C27-100. Neste caso, pode-se observar que durante as primeiras etapas do processo construtivo as tensões na lateral do topo do duto foram menores do que as aplicadas. O aumento das tensões pode estar associado ao efeito do arqueamento, tanto para o ensaio de referência quanto para o Geovalva. Observe que, no caso do Geovalva, a redução das tensões é mais intensa, quando comparado ao ensaio RV-conduto B.

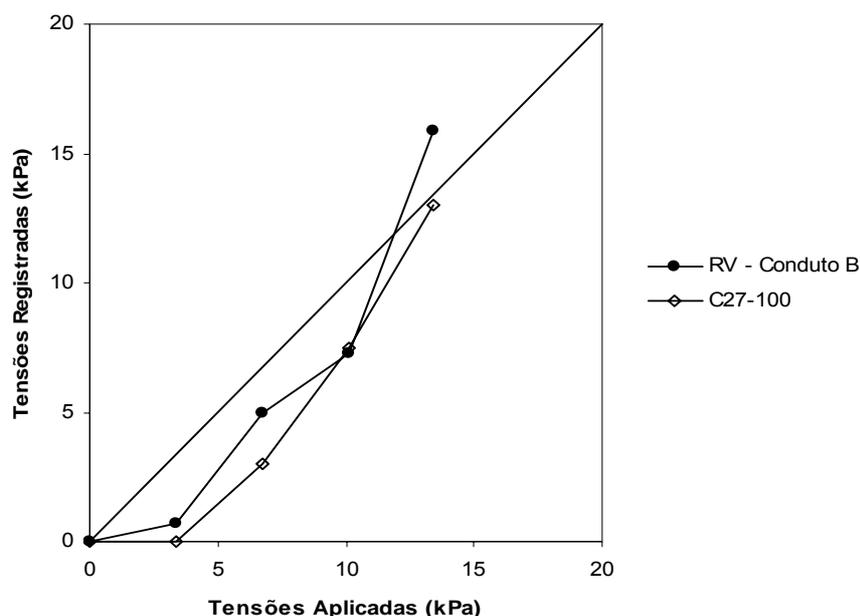


Figura 4.12 - Tensões aplicadas e registradas na célula 03 durante o processo construtivo considerando o ensaio de referência RV-conduto B e o ensaio C27-100.

A Tabela 4.2 apresenta um resumo das tensões registradas nos ensaios. Pode-se observar que, na maioria dos casos, as tensões finais registradas foram menores para as células 02 e 04 e maiores para a célula 03. Na região do topo do duto, o sistema Geovala, em função da combinação entre a rigidez do geotêxtil e a largura do vazio, pode reduzir significativamente as tensões quando comparados aos ensaios de referência. Para o ensaio C27-100 o sistema não apresentou alterações expressivas em relação aos ensaios de referência RV-conduto B e RS-conduto B.

Tabela 4.2 – Relação entre as tensões finais registradas e aplicadas para as diferentes células considerando os ensaios realizados.

Células	RV-conduto	RS-conduto	RV-conduto	BRS-conduto	BB15-100	B57-400	B27-100	B57-200	B27-400	B15-400	C27-100
2	0,88	0,70	0,97	0,83	0,93	0,81	0,57	0,82	0,77	0,73	1,00
3	0,63	1,16	1,18				0,87	1,31	1,78	0,68	0,97
4	0,85	0,64	1,46	1,08	0,81	0,54	0,52	0,40	0,28	0,35	0,92
6	1,47	0,93			2,51	1,09					

4.2.2.2 Tensões verticais nos geotêxteis.

Para registrar as tensões verticais atuantes no geotêxtil, geradas durante o processo construtivo, foi instalada uma célula de tensão total sobre a manta. A Figura 4.13 apresenta os resultados das tensões totais finais registradas após lançamento e compactação das camadas do aterro durante o processo construtivo.

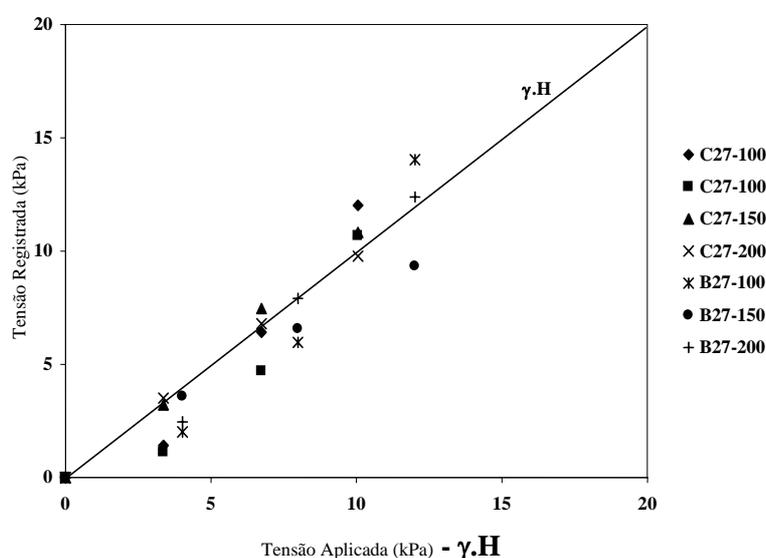


Figura 4.13 – Tensões totais registradas sobre o geotêxtil durante o processo construtivo, após lançamento e compactação das camadas do aterro.

Pode-se observar na Figura 4.13 que as tensões finais registradas, após o lançamento e compactação de cada camada, aproximam-se do valor das tensões de peso próprio tanto para o solo B, quanto para o solo C. É interessante ressaltar que durante o processo construtivo as tensões sobre o geotêxtil podem variar significativamente em função da intensidade dos ciclos de carregamento e descarregamento, gerados pelo equipamento compactador. A Figura 4.14 apresenta resultados típicos das tensões geradas sobre o geotêxtil durante o processo construtivo, considerando o efeito do compactador. Observe que o máximo carregamento sobre a manta ocorre

durante a “passada” do soquete vibratório sobre o solo acima do geotêxtil e a mínima tensão ocorreu entre os intervalos de compactação.

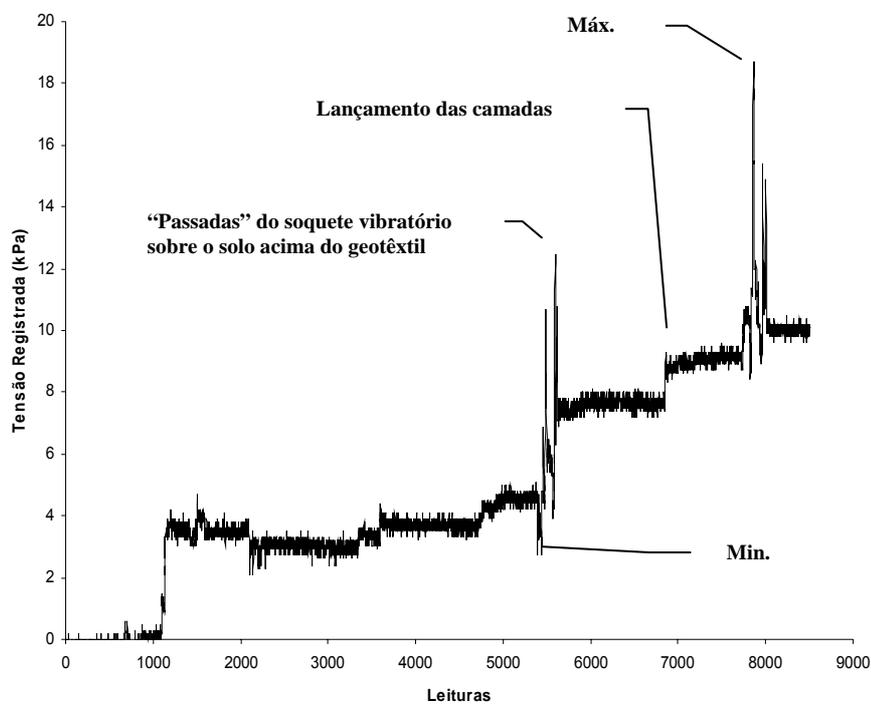


Figura 4.14 – Tensões sobre o geotêxtil registradas no ensaio C27-100 durante o processo construtivo.

4.2.2.3 Tensões verticais na lateral do vazio.

Para registrar as tensões totais na lateral do vazio utilizou-se a célula 05. A posição desta célula está ilustrada na Figura 4.5. Para os ensaios de referência, a relação entre os valores das tensões registradas e aplicadas, nesta célula, variou entre 0,82 a 1,06, o que corresponde a uma tensão máxima de 160 kPa. Entretanto, para os ensaios Geovala a variação foi de 0,26 a 1,77, o que representa uma tensão máxima registrada, nesta célula, de 266 kPa. A Figura 4.15 apresenta as tensões registradas pela célula 05.

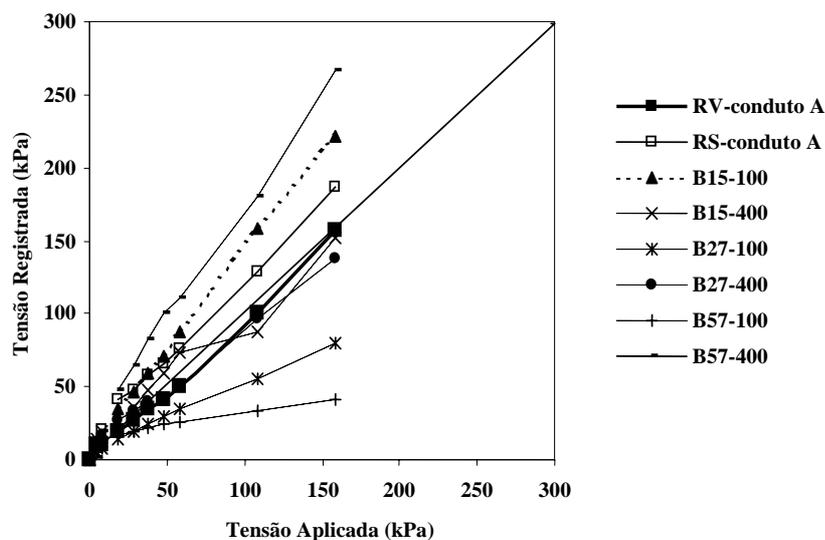


Figura 4.15 – Tensões totais registradas pela célula 05 para os diferentes ensaios.

4.2.2.4 Tensões no duto.

Para registrar as tensões atuantes devido ao processo construtivo e a aplicação da sobrecarga foram instaladas três células de tensão total: C01, T01 e T02 no topo, na ombreira e na lateral do duto, respectivamente. A Figura 4.16 apresenta a posição de instalação das células.

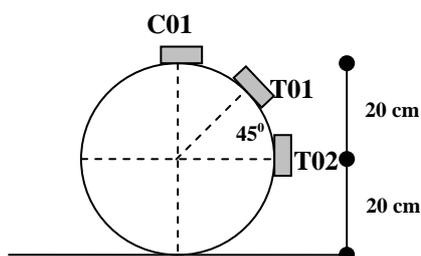


Figura 4.16 – Posição de Instalação das células no duto

4.2.2.4.1 Tensões de compressão das paredes

A Figura 4.17 mostra as representações típicas das tensões registradas no duto para os ensaios de referência RV-conduto A e RS-conduto A. Devido à

simetria do sistema, apresenta-se ainda na Figura 4.17 a imagem espelho para as tensões lidas nos ombros e nas laterais do duto.

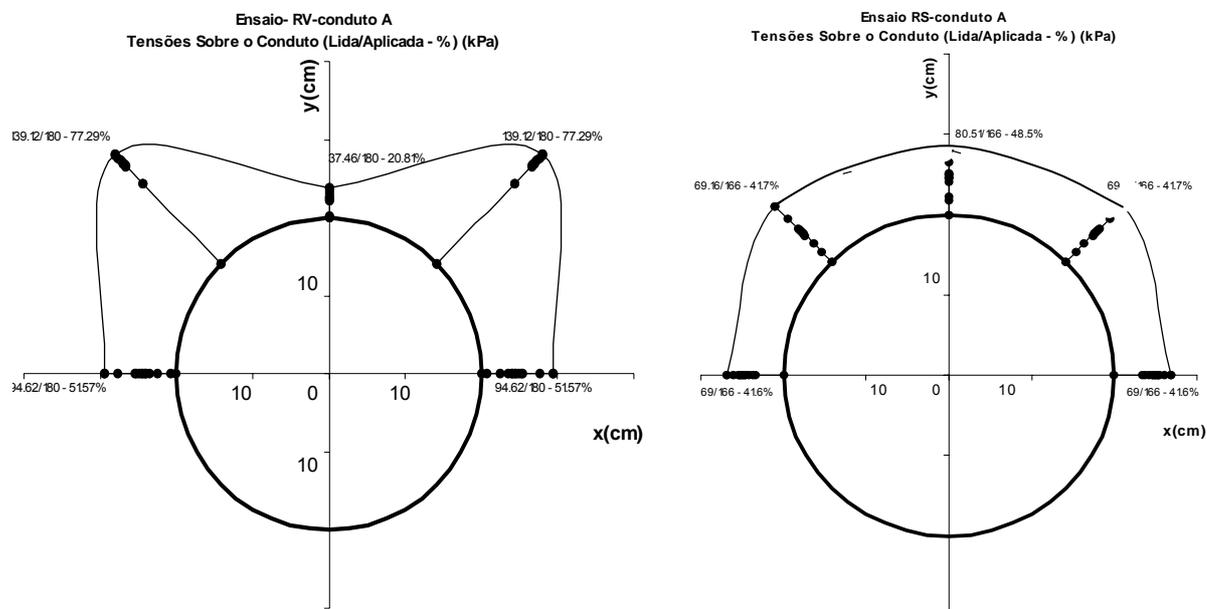


Figura 4.17 - Tensões registradas no duto para os ensaios de referência realizados com o solo B.

Os valores das tensões registradas pelas células C01, T01 e T02 nos ensaios de referência realizados com o solo B foram possivelmente influenciados pela deflexão do duto. Para o ensaio RV-conduto A, as tensões finais registradas foram de 37,5 kPa (20,81%) no topo, 139,12 kPa (77,29%) no ombro e 94,62 kPa (51,57%) na lateral. Esta distribuição de tensões deve-se ao arqueamento gerado pela deflexão positiva do duto na região central. Para o ensaio RS-conduto A as tensões finais registradas foram de 80,51 kPa (48,5%) no topo, 69,16 kPa (41,7%) no ombro e 69 kPa (41,6%) na lateral. Neste caso, o efeito da deflexão do duto parece ter sido menos intenso.

A Figura 4.18 apresenta a representação típica das tensões geradas no duto para o sistema Geovalva. Devido à simetria, apresenta-se ainda na Figura 4.18 a imagem espelho para as tensões registradas nos ombros e nas laterais.

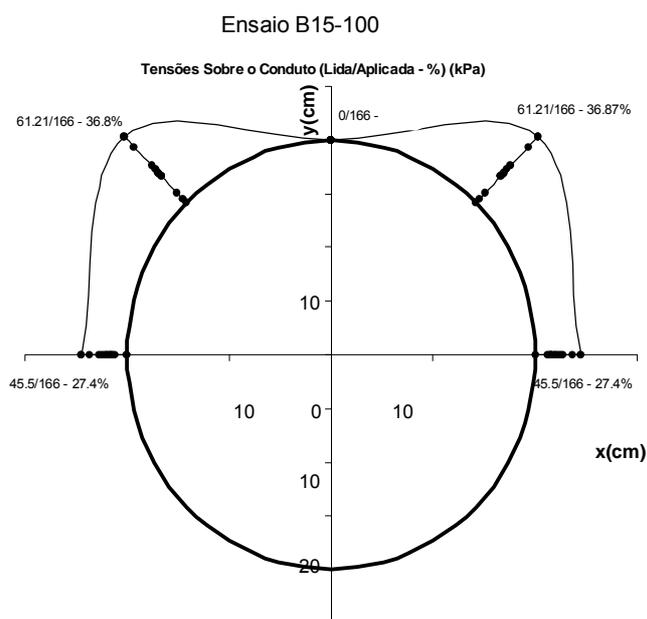


Figura 4.18 – Representação típica das tensões geradas no duto para o sistema Geovalva – Ensaio B15-100.

Para o sistema Geovalva os esforços gerados no topo do duto são nulos. Isto se deve pelo fato do geotêxtil suportar todo o carregamento gerado sobre ele. Observa-se também que tanto nas laterais quanto nas ombreiras do duto as tensões são reduzidas em 45,5 kPa (27,4%) e 61,21 kPa (36,8%), respectivamente. Finalmente, a Tabela 4.3 apresenta a relação entre as tensões finais registradas e aplicadas nos ensaios realizados.

Tabela 4.3 – Relação entre as tensões registradas e aplicadas nos ensaios realizados.

Ensaio	Células		
	C01	T01	T02
RV-conduto A	0,21	0,77	0,51
RS-conduto A	0,49	0,42	0,42
B15-100	0	0,37	0,27
B15-400	0	0	0
B27-100	0	0,62	0,38
B27-400	0	0	0,14
B57-100	0	0,34	0,15
B57-200	0	0,6	0,32
B57-400	0	0,27	0,14

Os dados apresentados na Tabela 4.3 ratificam o benefício do sistema Geovalva em relação à redução das tensões sobre a parede do duto. Observa-se que as tensões no topo são eliminadas e nos ombros e nas laterais reduzidas. Este efeito contribui para reduzir todos os esforços gerados como consequência destas tensões, tais como, deformações, momentos, tensão compressiva nas paredes, etc.

4.3 Estudos das deflexões e deformações

Apresenta-se neste item os resultados das deflexões e deformações registradas pelos extensômetros, DTH's e strain-gauges instalados na base da caixa de teste (ensaios de pequena dimensão), no interior e nas paredes internas e externas do duto (ensaios de grande dimensão), respectivamente.

4.3.1 Ensaios de pequena dimensão

4.3.1.1 Deflexões dos Geotêxteis

A Figura 4.19 apresenta um resultado típico da forma defletida do geossintético registrada por dois extensômetros instalados na base da caixa testes, sob carregamento vertical, nos ensaios experimentais.

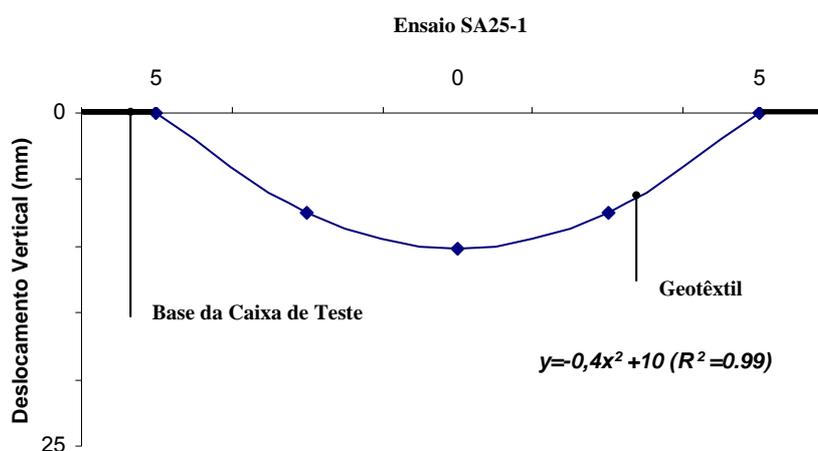


Figura 4.19 - Resultado típico da forma defletida do geotêxtil registrada nos ensaios experimentais de pequena dimensão.

Como visto na Figura 4.19, pode-se ajustar à forma defletida do geotêxtil uma parábola. Ainda, a Figura 4.20 apresenta os deslocamentos verticais dos geotêxteis no centro do vazio durante o processo construtivo e de aplicação da sobrecarga, considerando os ensaios realizados nesta etapa.

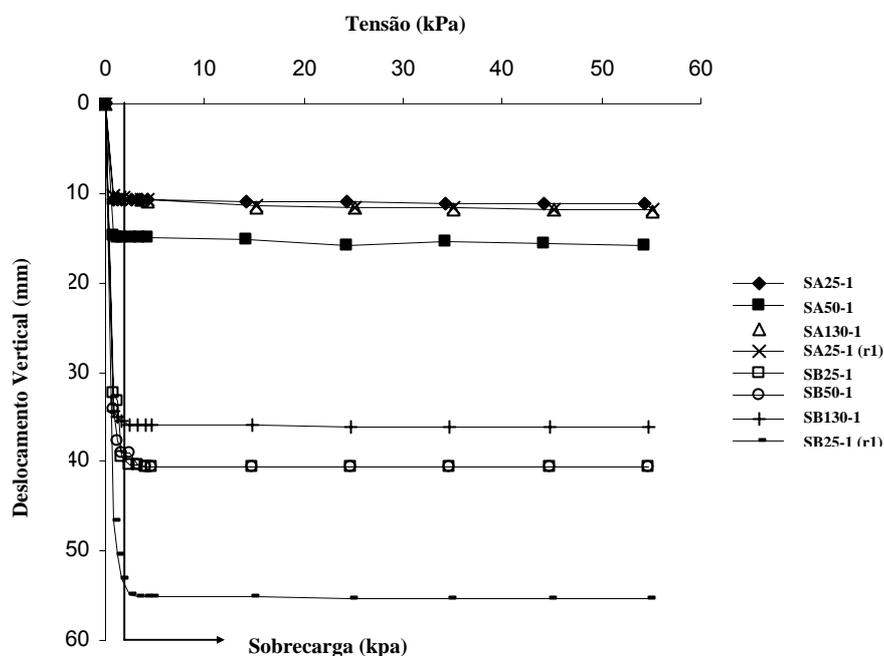


Figura 4.20 - Deslocamentos verticais registrados nos ensaios experimentais de pequena dimensão.

Como pode ser visto, grande parte dos deslocamentos verticais ocorrem durante o processo construtivo ($\sigma < 5$ kPa), permanecendo praticamente inalterados durante a aplicação da sobrecarga. Observa-se também que a maior parte dos deslocamentos ocorrem durante o lançamento das primeiras camadas do aterro.

A Tabela 4.4 apresenta, na coluna (1), os ensaios realizados no programa experimental de pequena dimensão e na coluna (2), os resultados dos deslocamentos verticais registrados.

Tabela 4.4 - Deslocamentos verticais do geotêxtil registrados nos ensaios experimentais.

Ensaio	Deslocamentos finais (mm)
SA25-1	10,81
SA50-1	14,88
SA130-1	10,82
SA25-1 (r1)	10,72
SB25-1	40,58
SB50-1	40,62
SB130-1	36,00
SB25-1 (r1)	55,20

Observa-se que esta Tabela apresenta dois tipos de resultados, considerando: a) os testes realizados utilizando o solo (A), nos quais, os deslocamentos são menores pelo fato do efeito da compactação ser praticamente nulo, devido à forma utilizada para enchimento da caixa de testes. Nestes casos, o deslocamento do geossintético sobre o vazio deve-se prioritariamente ao peso próprio das camadas e b) os testes realizados utilizando o solo B, nos quais, o efeito da compactação durante o processo construtivo certamente influenciou os deslocamentos do geotêxtil sobre o vazio, o que justifica serem maiores do que os apresentados nos ensaios realizados utilizando-se do solo A.

4.3.2 Ensaio de grande dimensão

4.3.2.1 Deflexões dos geotêxteis

A Figura 4.21 apresenta um resultado típico da forma defletida do geossintético registrada por dois DTH inseridos dentro do duto e instalados abaixo do geotêxtil.

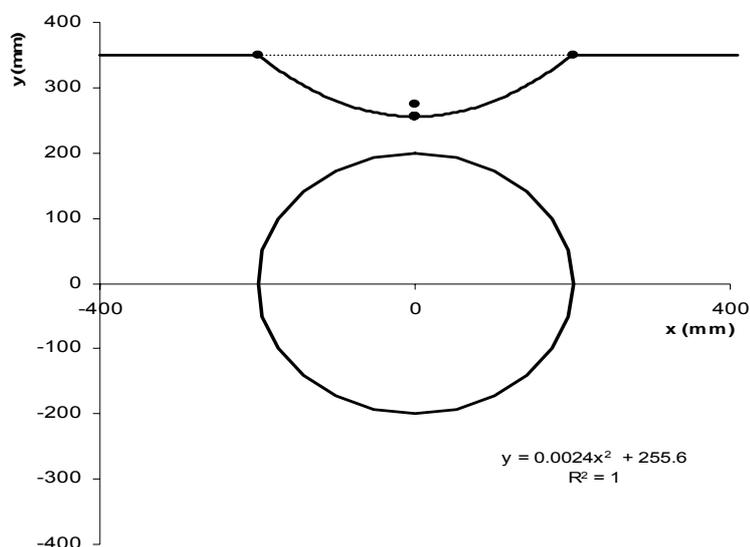


Figura 4.21 - Resultado típico da forma defletida do geotêxtil registrada no ensaio B57-400.

Observe-se que se pode ajustar à forma defletida do geotêxtil uma equação parabólica simplificada. Este comportamento do geotêxtil, sob carregamento vertical, foi inicialmente comprovado nos ensaios de pequenas dimensões. A Figura 4.22 apresenta os deslocamentos verticais finais dos geotêxteis no centro do vazio durante o processo construtivo, após lançamento e compactação de cada camada, e aplicação da sobrecarga para os ensaios Geovale realizados com o Solo B. Apresentam-se ainda na Figura 4.23 os deslocamentos finais ocorridos durante o processo construtivo para os ensaios realizados com o solo C e para ensaios complementares realizados com o solo B.

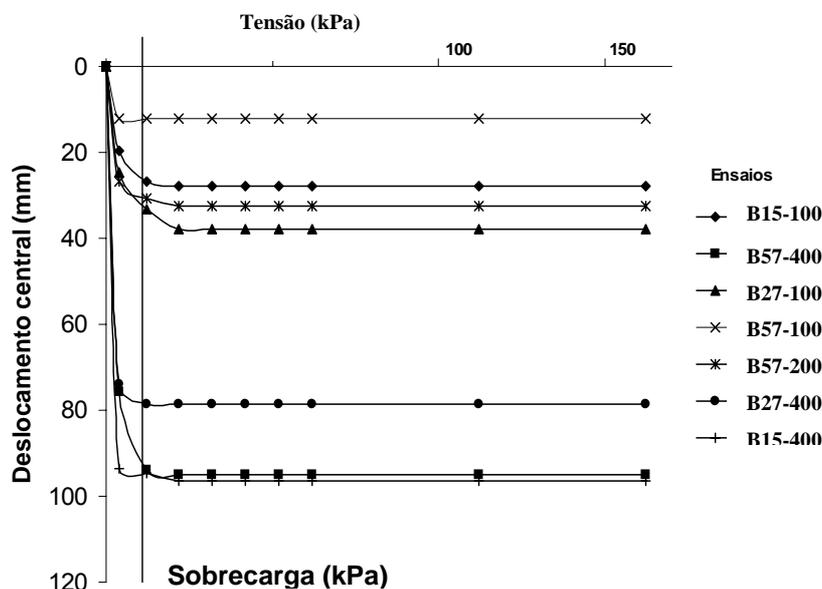


Figura 4.22 - Deslocamentos verticais finais registrados nos ensaios experimentais em grande dimensão durante lançamento e compactação de cada camada e aplicação da sobrecarga, realizados no solo B.

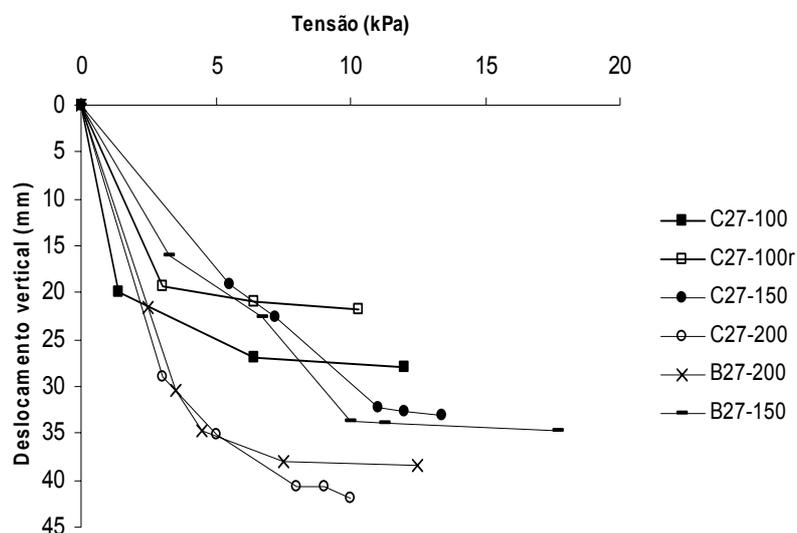


Figura 4.23 - Deslocamentos verticais finais registrados nos ensaios experimentais em grande dimensão durante lançamento e compactação de cada camada, realizados no solo C e no solo B.

Como pode ser visto, o comportamento do geotêxtil apresentado nas Figuras 4.22 e 4.23 assemelham-se aos resultados dos ensaios de pequenas

dimensões, ou seja, grande parte dos deslocamentos verticais ocorre durante o processo construtivo ($\sigma < 15$ kPa), permanecendo praticamente inalterados durante a aplicação da sobrecarga. Verificou-se ainda que mais de 90% dos deslocamentos ocorre durante o lançamento e compactação das primeiras camadas do aterro. É possível constatar que as deflexões centrais do geotêxtil correspondem à cerca de 10 a 40% da largura do vazio sobre o qual está assentado. Finalmente, observa-se o enorme efeito do processo construtivo sobre os deslocamentos do geotêxtil. De fato, o lançamento e compactação das primeiras camadas de solo constituem-se nos fatores de maior influência sobre os deslocamentos finais do geotêxtil.

Evidentemente os ciclos de carregamento e descarregamento gerado durante o processo construtivo pelo equipamento compactador, como ilustrado na Figura 4.14, produzem deslocamentos proporcionais nos geotêxteis. Deste modo, os deslocamentos finais resultantes serão um somatório dos deslocamentos positivos e negativos ocorridos durante a compactação. As Figuras 4.22 e 4.23 não apresentam os deslocamentos incrementais pelo fato de ilustrarem o efeito do processo construtivo somente nos deslocamentos finais após lançamento e compactação das camadas do aterro. Entretanto, este efeito pode ser verificado na Figura 4.24.

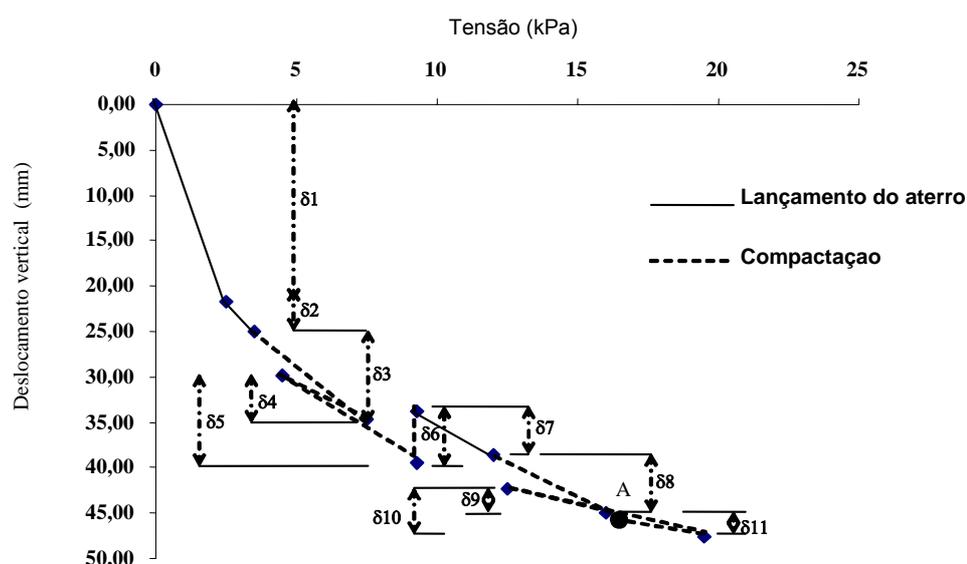


Figura 4.24 - Resultado típico do perfil de deslocamentos incrementais para os ensaios Geovals.

A Tabela 4.5 apresenta, na coluna (1), os ensaios realizados no programa experimental e na coluna (2), os resultados dos deslocamentos verticais registrados no final do processo construtivo.

Tabela 4.5 - Resultados dos deslocamentos verticais registrados no final do processo construtivo para os ensaios realizados.

Ensaio	Deslocamento Vertical (mm)
B15-100	26,7
B15-400	94,6
B27-100	33,1
B27-150	34,7
B27-200	38,5
B27-400	78,8
B57-100	11,8
B57-200	36,3
B57-400	94,5
C27-100	28,0
C27-100r	21,8
C27-150	33,2
C27-200	41,9

Observa-se nesta Tabela que estes deslocamentos dependem prioritariamente da largura do vazio sobre o qual o geotêxtil foi instalado, quanto maior a largura do vazio maior será o deslocamento central do geotêxtil. Além disso, como visto anteriormente, a magnitude dos deslocamentos finais depende do histórico de carregamento e descarregamento gerado durante o processo construtivo.

4.3.2.2 Deslocamento dos geotêxteis na extremidade do vazio.

Com o auxílio de uma micro-câmera foi possível obter imagens que permitiram acompanhar o desenvolvimento dos deslocamentos gerados na extremidade do vazio durante o processo construtivo e de sobrecarga, para todos os ensaios realizados. Para realizar medidas das deformações do geotêxtil, foram instalados pontos de leitura na sua extremidade com os quais, por meio de comparação entre leituras corrigidas, pode-se verificar que nos ensaios Geovalva o deslocamento da extremidade foi inferior a 1,0 mm. Para

confirmar as leituras obtidas através do programa *imagem.vi* foram realizadas inspeções na amostra após a finalização do ensaio.

CAPÍTULO 5***ESTUDOS DA INTERAÇÃO SOLO -GEOTÊXTIL – VAZIO – DUTO ANÁLISE
E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS***

5.1 Introdução

Neste capítulo apresentam-se análises do efeito do processo construtivo sobre resultados de tensões e deflexões apresentadas no capítulo anterior. Nestas análises, considerou-se a influência do geotêxtil e do vazio nos valores de tensões gerado no sistema Geovala e efetuou-se uma análise de estabilidade das paredes laterais do vazio para os ensaios de grandes dimensões. Além disso, em relação ao estudo das deflexões e do processo construtivo, idealizou-se um modelo reológico composto, que foi utilizado para elaborar um modelo analítico de previsão dos deslocamentos verticais do geotêxtil, quando instalados sobre vazios, que ocorrem durante o processo construtivo. Finalmente, o estudo completa-se com a avaliação, por meio de uma análise paramétrica, das principais variáveis do modelo proposto para estes casos.

5.2 Estudos das tensões

Para facilitar o entendimento das discussões apresentam-se a seguir as regiões em que as células de tensão total foram instaladas, sendo designadas A, B e C, como esquematizadas na Figura 5.1.

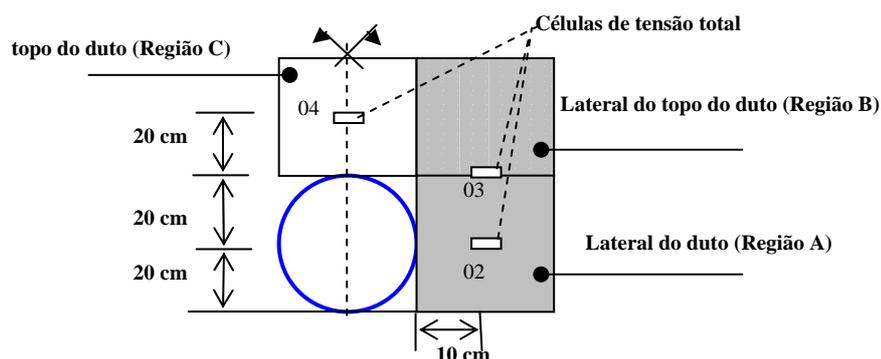


Figura 5.1 – Regiões na envoltória do duto analisadas com relação às tensões.

5.2.1 As regiões da envoltória do duto no sistema Geovala – Solo B

A Tabela 5.1 apresenta as tensões registradas na Célula 02, sob ação de uma sobrecarga de 110 kPa aplicada na superfície do aterro, para os ensaios realizados com o solo B. Nesta tabela, apresentam-se ainda, na 3ª coluna, as relações entre as tensões totais registradas nos ensaios - σ_E - e as medidas no ensaio de referência RVconduto A - σ_{VA} - (σ_E/σ_{VA}) e na 4ª coluna, as relações com as registradas no ensaio RSconduto A - σ_{SA} - (σ_E/σ_{SA}).

Tabela 5.1 – Comparações entre as tensões totais registradas na Célula 02 (em kPa) para os ensaios realizados no solo B.

Ensaio	σ_E (kPa)	Relações	
		σ_E/σ_{VA}	σ_E/σ_{SA}
Célula 02			
RV- conduto A	96,60	1,00	1,37
RS-conduto A	70,54	0,73	1,00
B15-100	102,00	1,06	1,45
B15-400	85,00	0,88	0,83
B27-100	65,30	0,68	0,93
B27-400	94,00	0,97	1,33
B57-200	83,30	0,86	1,18
B57-400	84,00	0,87	1,19

* O ensaio B57-100 apresentou problemas no final da aplicação da sobrecarga e não será considerado nas análises.

Em relação ao ensaio RV-conduto A, as tensões são geralmente reduzidas na região A. No caso do sistema Geovala, como observado no capítulo anterior, devido à presença do vazio, pequenos deslocamentos podem

ser gerados no solo desta região, possivelmente gerando um estado ativo. O decréscimo de tensões decorrente dos deslocamentos relativos no interior do maciço provavelmente são gerados pelo deslocamento positivo do duto nesta região. A Tabela 5.2 apresenta uma comparação entre as tensões horizontais e verticais finais registradas na região A no plano mediano do conduto, para uma sobrecarga de 110 kPa aplicada na superfície do aterro.

As deflexões na região mediana do duto ocorrem pelo fato do carregamento, gerado sobre o duto, ser transferido para as suas laterais. Estas deflexões, mesmo que pequenas, podem permitir a expansão do solo gerando o arqueamento e reduzindo as tensões.

Tabela 5.2 - Comparação entre as tensões horizontais e verticais finais registradas na região A no plano mediano do conduto.

Ensaio	Tensão Vertical (kPa)	Tensão Horizontal (kPa)	k*
RV- conduto A	96,6	94,62	0,98
RS-conduto A	70,54	69	0,98
B15-100	102	45,5	0,45
B15-400	85		
B27-100	65,3	60,8	0,93
B27-400	94	22,6	0,24
B57-100	30,6	27	0,88
B57-200	83,3	54,3	0,65
B57-400	84	27,8	0,33

k* = Relação entre as tensões horizontais e verticais geradas na região A no plano mediano do conduto para uma sobrecarga de 110 kPa.

Em relação ao ensaio RS-conduto A, como visto no capítulo anterior, a redistribuição de esforços, do topo do duto para as laterais, foi menos intensa do que a do ensaio RV-conduto A. Isto se deve pelo fato deste ter apresentado um deslocamento positivo do topo do duto (+ 1,0mm) inferior à do ensaio RV-conduto A (+ 6,6mm) durante o processo construtivo e de sobrecarga. Desta forma, as tensões verticais na região mediana do duto para o ensaio RS-conduto A, foram inferiores as tensões verticais do ensaio RV-conduto A. Observa-se também que, na maioria dos casos, a tensão foi inferior ao caso Geovala, pelo fato deste, transferir uma maior porcentagem de tensão para esta região. Este efeito pode ser ainda verificado nos valores apresentados na

Tabela 5.2. No caso do Geovalva, apesar das tensões verticais serem superiores, as tensões horizontais são proporcionalmente inferiores, conduzindo a valores de k^* menores. Este comportamento deve-se às deflexões positivas do sistema Geovalva e as deflexões negativas do ensaio RS-conduto A, que possivelmente podem ter gerado uma compressão no solo, fazendo com que as tensões horizontais e o valor de k^* aumentasse.

A Tabela 5.3 apresenta as tensões registradas na Célula 03, para uma sobrecarga de 110 kPa aplicada na superfície do aterro, para os ensaios realizados com o solo B. Nesta tabela, apresentam-se ainda, na 3ª coluna, as relações entre as tensões totais registradas nos ensaios com as do ensaio de referência RVconduto A.

Tabela 5.3 – Comparações entre as tensões totais registradas na Célula 03 (em kPa) para os ensaios realizados no solo B.

Ensaio	σ_E	Relações
Célula 03	(kPa)	σ_E/σ_{VA}
RV- condutoA	83,7	1,00
RS-conduto A	*	*
B15-100	*	*
B15-400	76	0,91
B27-100	107	1,28
B27-400	221	2,64
B57-200	176	2,10

Em relação ao ensaio RV-conduto A, as tensões na região B, são geralmente superiores, com exceção do ensaio B15-400. Nesta região, o duto apresenta deslocamentos positivos tanto para o caso do ensaio de referência RV-conduto A ($\delta = 0,1$ mm), quanto para os ensaios do Geovalva, porém com maior intensidade ($\delta = 2,2$ mm). Estes deslocamentos podem gerar reduções nas tensões no solo da região B. Entretanto, para o Geovalva, as tensões aumentam nesta região devido ao arqueamento gerado pela deflexão do geotêxtil. A deflexão do geotêxtil induzirá deslocamentos relativos no solo da região C, em relação ao solo da região B, intensificando a redistribuição de tensões desta para aquela região, o que justifica os valores apresentados na Tabela 5.3.

A Tabela 5.4 apresenta as tensões registradas na Célula 04, para uma sobrecarga de 110 kPa aplicada na superfície do aterro, para os ensaios realizados com o B. Nesta tabela, apresentam-se ainda, na 3ª coluna, as relações entre as tensões totais registradas nos ensaios e as medidas no ensaio de referência RV-conduto A (σ_E/σ_{VA}) e na 4ª coluna, com as registradas no ensaio de referência RS-conduto A (σ_E/σ_{SA}).

Tabela 5.4 – Comparações entre as tensões totais registradas na Célula 04 (em kPa) para os ensaios realizados no solo B.

Ensaio	σ_E (kPa)	Relações	
		σ_E/σ_{VA}	σ_E/σ_{SA}
Célula 04			
RV- condutoA	99	1,00	1,32
RS-conduto A	75	0,76	1,00
B15-100	99	1,00	1,32
B15-400	38	0,38	0,51
B27-100	62	0,63	0,83
B27-400	35	0,35	0,47
B57-100	39,7	0,40	0,53
B57-200	53,5	0,54	0,71
B57-400	56	0,57	0,75

Em relação aos dados apresentados na Tabela 5.4, com exceção do ensaio B15-100, pode-se observar que as tensões, no caso Geoval, são menores quando comparadas às dos ensaios de referência. Esta região do solo é afetada pelo arqueamento devido aos deslocamentos relativos do solo da região C em relação ao solo da região B. Desta forma, as tensões reduzidas sobre o duto (ensaios de referência) ou sobre o geotêxtil (ensaios do Geoval) serão transferidas para uma região mais rígida no solo da região B, com maior intensidade nos ensaios do Geoval. O fenômeno é mais significativo quando comparado ao ensaio de referência RV-conduto A, visto que, neste ensaio as tensões no solo, nesta região, foram maiores do que no ensaio RS-conduto A.

5.2.2 As tensões no sistema Geoval – Solo C

A Tabela 5.5 apresenta as tensões registradas na Célula 02, após o processo construtivo e sobrecarga, para os ensaios realizados com o solo C. Nesta tabela, apresentam-se ainda, na 3ª coluna, as relações entre as tensões totais registradas nos ensaios e as medidas no ensaio de referência RVconduto B (σ_E/σ_{VB}) e na 4ª coluna, com as registradas no ensaio de referência RSconduto B. (σ_E/σ_{SB}).

Tabela 5.5 – Comparações entre as tensões totais verticais registradas na Célula 02 (em kPa) para os ensaios realizados no solo C.

Ensaio	σ_E (kPa)	Relações	
		σ_E/σ_{VB}	σ_E/σ_{SB}
Célula 02			
RV - condutoB	13,00	1,00	1,16
RS - condutoB	11,20	0,86	1,00
C27-100	13,50	0,61	0,71

Observa-se na Tabela 5.5 que as tensões verticais geradas nesta região, para os ensaios de referencia, são semelhantes às registradas no ensaio Geovala C27-100. A semelhança entre as tensões verticais registradas nos ensaios se deve ao fato de que o duto, durante o enchimento lateral do aterro, apresentou um comportamento característico. A Figura 5.2 apresenta a forma geométrica típica do duto após o enchimento lateral do aterro. Em todos os ensaios realizados o duto não suportou os esforços gerados durante a compactação da envoltória lateral rompendo por deflexão excessiva ($\Delta y > 5\%$). A Figura 5.3 apresenta o deslocamento vertical final característico do duto durante a execução das etapas de enchimento e compactação das camadas. Observe que grande parte das deflexões ocorrem durante o enchimento da envoltória lateral.

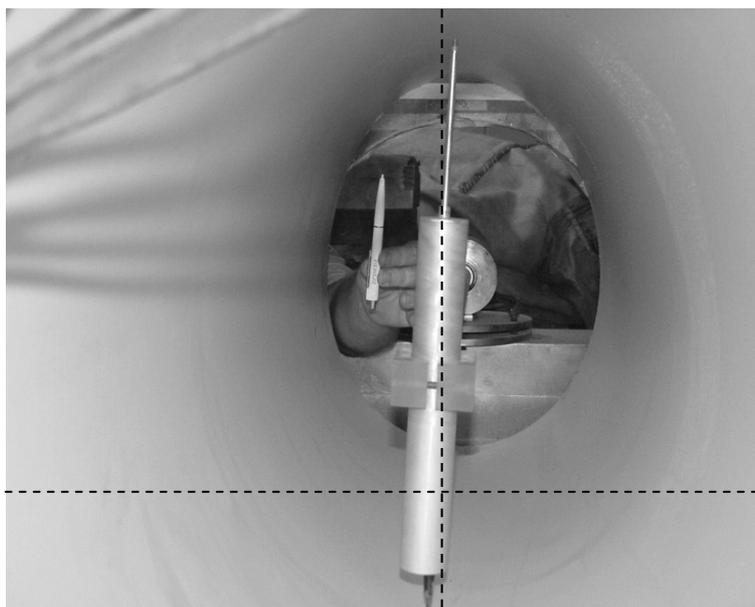


Figura 5.2 – Forma geométrica típica do duto para os ensaios realizados no solo C.

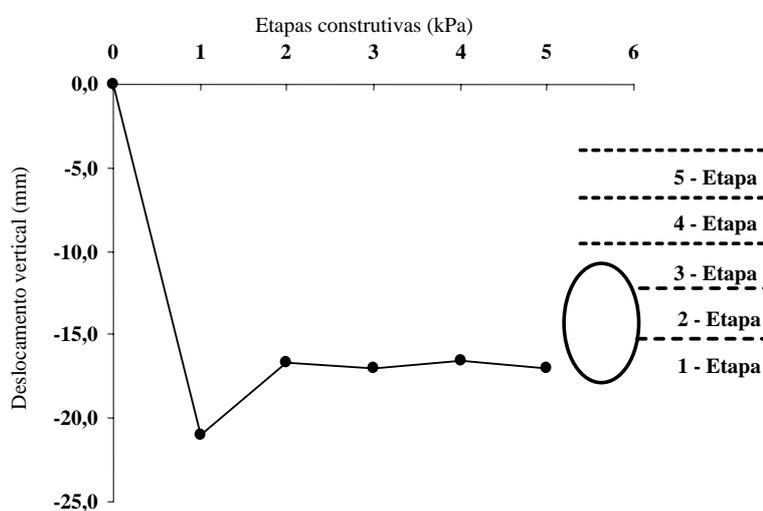


Figura 5.3 – Deslocamento típico do topo do duto para os ensaios realizados no solo C - ensaio de referência RS-conduto B.

Ainda em relação a estes ensaios, pôde-se verificar que o esforço de compactação utilizado, durante o enchimento da envoltória lateral, foi mais intenso no ensaio RS-conduto B, onde se utilizou o sapo compactador, do que

no ensaio RV-conduto B onde se utilizou a compactação manual. De fato, este efeito pode ser verificado pelos valores de k^* para os ensaios RS-conduto B ($k^* = 2,76$) e RV-conduto B ($k^* = 1,20$). Deste modo, devido ao efeito da compactação, o solo lateral no ensaio RS-conduto B possivelmente encontra-se mais rígido nesta região. Entretanto, apesar da região lateral do solo no ensaio RS-conduto B apresentar uma maior rigidez que a do ensaio RV-conduto B, as tensões horizontais geradas na parede lateral do duto podem não ter sido suficientes para defletir o duto do ensaio RS-conduto B, ocasionando tensões verticais semelhantes.

Para a situação Geovala, as tensões horizontais e verticais aumentam devido ao efeito de redistribuição de tensões no solo gerado pelo arqueamento. Isto faz com que o valor de k^* seja da ordem de $k^* = 2.33$.

A Tabela 5.6 apresenta as tensões registradas na Célula 03, para os ensaios realizados com o solo C. Nesta tabela, apresentam-se ainda, na 3ª coluna, a relação entre as tensões totais registradas no ensaio C27-100 com o ensaio de referência Rvconduto B (σ_E/σ_{VB}).

Tabela 5.6 – Comparações entre as tensões totais verticais finais registradas na Célula 03 (em kPa) para os ensaios realizados no solo C.

Ensaio	σ_E	Relações
Célula 03	(kPa)	σ_E/σ_{VB}
RV - condutoB	15,9	1,00
RS - condutoB	*	*
C27-100	13	0,82

Observa-se na Tabela 5.6 que nestes ensaios não houve alterações significativas nas tensões verticais nesta região, provavelmente, no caso Geovala, as tensões podem ter reduzido devido ao possível deslocamento positivo que o duto apresenta nos pontos medianos dos quadrantes superiores durante a aplicação da sobrecarga.

A Tabela 5.7 apresenta as tensões registradas na Célula 04, para os ensaios realizados com o solo C. Nesta tabela, apresentam-se, na 3ª coluna, a relação entre as tensões totais registradas nos ensaios com o ensaio de

referência Rvconduto B (σ_E/σ_{VB}) e na 4ª coluna, com as registradas no ensaio de referência RSconduto B (σ_E/σ_{SB}).

Tabela 5.7 – Comparações entre as tensões totais verticais finais registradas na Célula 04 (em kPa) para os ensaios realizados no solo C.

Ensaio	σ_E (kPa)	Relações	
		σ_E/σ_{VB}	σ_E/σ_{SB}
Célula 04			
RV - condutoB	9,3	1,00	0,75
RS - condutoB	7	0,75	1,00
C27-100	6	0,65	0,86

Como nos casos anteriores, as tensões na região em que foi instalada a célula, para os ensaios Geovala, foram menores do que as dos ensaios de referência. Observe, que a redução foi mais intensa quando comparada ao ensaio RVconduto B. Isto provavelmente se deve ao fato de que, neste ensaio, os deslocamentos positivos do duto foram possivelmente inferiores aos do ensaio RSconduto B.

Em relação ao observado pode-se afirmar que:

a) O sistema Geovala pode reduzir as tensões verticais e horizontais na região A, possivelmente devido aos deslocamentos positivos do duto que permitem a expansão do solo na lateral e também, em alguns casos, provavelmente pelo efeito da redistribuição de tensões no interior do solo provocada pelos deslocamentos relativos que ocorrem no interior do maciço, nesta região. Em instalações do tipo RSconduto A, as tensões verticais podem ser inferiores às do sistema Geovala devido à menor transferência de tensões para esta região;

b) O sistema tende a provocar aumentos de tensões na região B devido principalmente à redistribuição de esforços de regiões menos rígidas (região C) para mais rígidas (região B). O efeito pode ser reduzido caso o duto apresente deslocamentos positivos na região B, nomeadamente para instalações em solos puramente arenosos onde o efeito do arqueamento pode ser mais intenso;

c) O sistema reduz os esforços na região C. Acima do duto o solo contém um vazio fechado que constitui o sistema Geovala, este vazio permite que o geotêxtil apresente deslocamentos verticais que ocasionam deformações no solo e conseqüentemente reduz as tensões nesta região.

A Figura 5.4 ilustra a distribuição de tensões geralmente observada na envoltória do duto para o sistema Geovala.

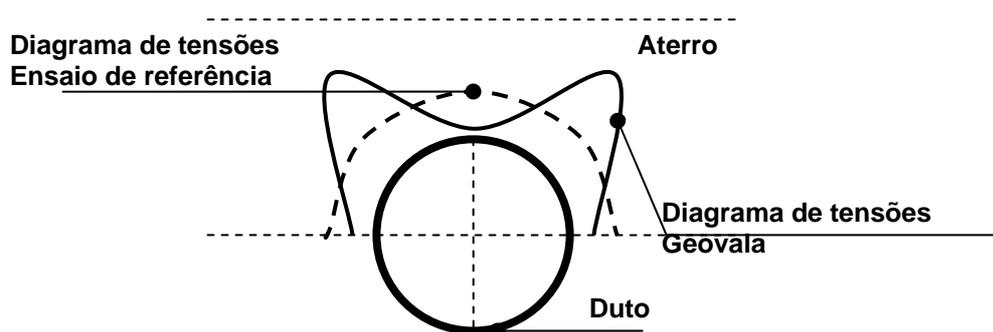


Figura 5.4 – Diagrama ilustrativo do campo de tensões geralmente observado para o sistema Geovala

5.2.3 Análise da estabilidade das paredes do Geovala

Foram efetuadas análises de estabilidade da vala escavada para acomodar o duto no sistema Geovala considerando os carregamentos gerados durante o processo construtivo e sobrecarga. Para tanto, foi utilizado o programa Slope/W que fornece o coeficiente de segurança pelos métodos de Bishop Simplificado, Fellenius, Janbu, Morgenstern-Price. Além disso, foram calculados, pelo programa de elementos finitos Plaxis V.7.2, os deslocamentos máximos da parede da vala gerados durante o processo construtivo e aplicação da sobrecarga. Os parâmetros geotécnicos utilizados foram obtidos de ensaios de laboratório, conforme o Quadro 5.1 a seguir:

Quadro 5.1 – Parâmetros geotécnicos utilizados para o cálculo da estabilidade das paredes do Geovala.

Solo	Peso Específico (kN/m ³)	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (^o)
B	19,5	12,8	28,2
C	16,7	10	30

A Figura 5.5 apresenta a geometria utilizada nas análises. Nela procurou-se representar as dimensões utilizadas nos ensaios realizados com altura do vazio superior a 15cm, ou seja, ensaios B15-400, B27-400 e B57-400.

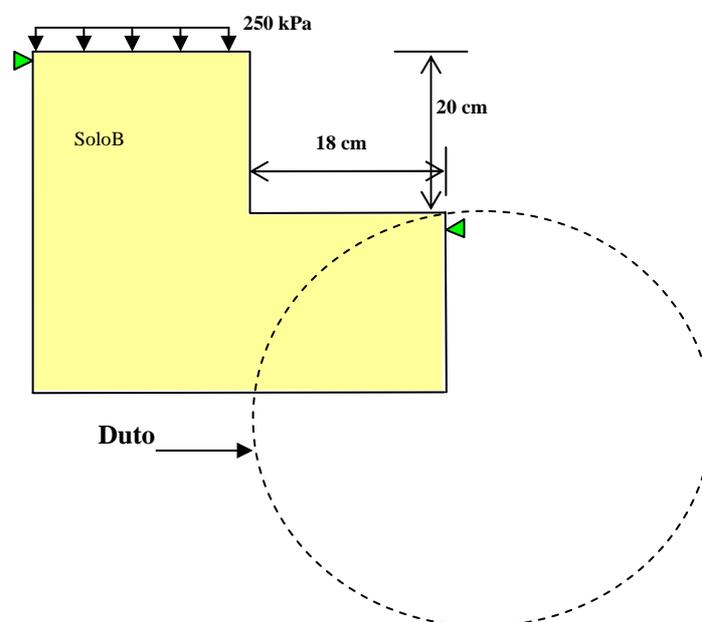


Figura 5.5 – Geometria utilizada nas análises de estabilidade.

Considerando os resultados obtidos pela análise realizada, o menor fator de segurança encontrado, considerando os métodos utilizados, foi de $FS = 8$, para uma sobrecarga aplicada no topo do vazio de $\sigma = 250$ kPa. A Figura 5.6 ilustra uma representação típica da superfície de ruptura encontrada nas análises.

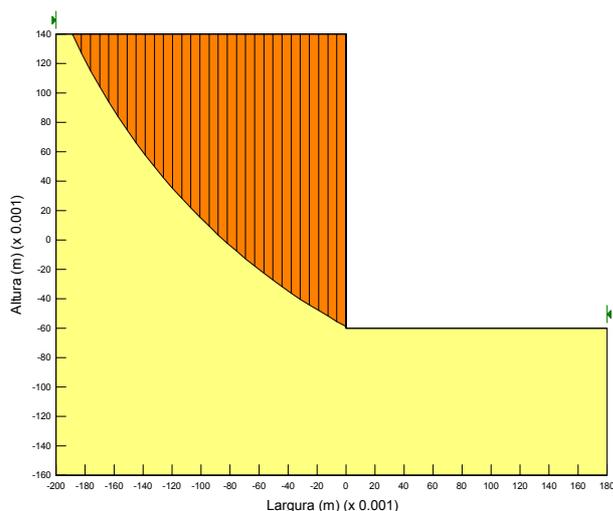


Figura 5.6 - Superfície de ruptura típica obtida nas análises realizadas para o sistema Geoval.

Considerando o coeficiente de segurança mínimo obtido, para o solo B, pode-se afirmar que as paredes do geoval são estáveis em relação à estabilidade global do sistema.

Em relação aos deslocamentos máximos calculados nas paredes laterais do vazio, obteve-se, através da análise numérica realizada, considerando a geometria da Figura 5.5, o seguinte resultado: deslocamento máximo $\delta_{\text{máx}} = 2\text{E}-3\text{m}$ (topo da parede do vazio). Deve-se salientar ainda que esta configuração representa a geometria mais crítica dos ensaios realizados no programa experimental.

A Figura 5.7 apresenta o diagrama dos deslocamentos totais máximos ocorridos no sistema Geoval, para a configuração geométrica analisada, durante o processo construtivo e aplicação da sobrecarga.

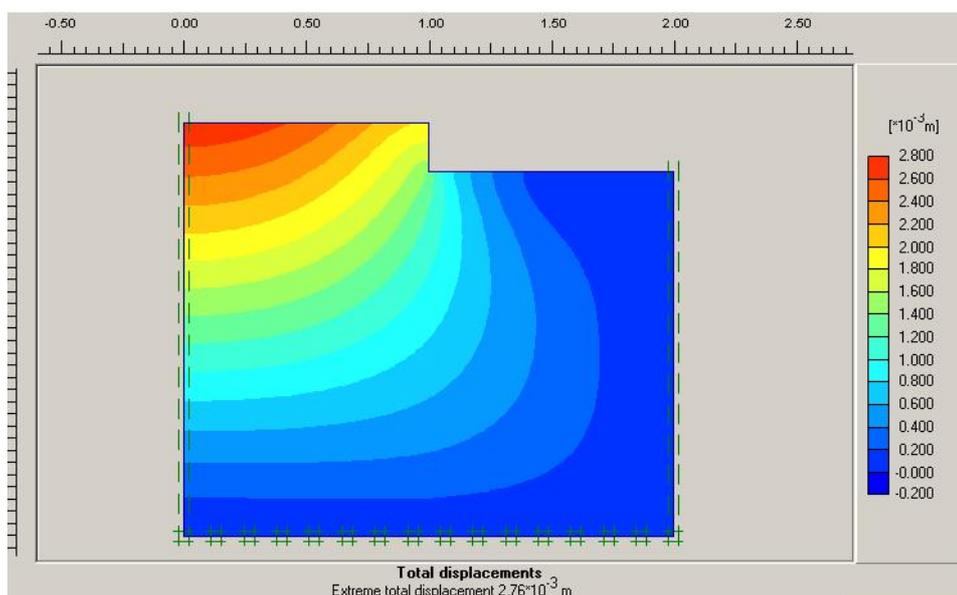


Figura 5.7 - Diagrama dos deslocamentos totais máximos ocorridos no sistema Geovala.

Deve-se considerar, com relação ao diagrama apresentado na Figura 5.7, que os deslocamentos totais ocorridos nas paredes do Geovala podem estar associados a esforços verticais provocados pelo efeito do arqueamento positivo gerado pela associação da deformação da parede lateral e da deflexão do geotêxtil. Finalmente, considerando as análises realizadas e as condições de estabilidade observadas durante e após a realização dos ensaios, pode-se verificar que as paredes laterais do Geovala são estáveis para a geometria ilustrada na Figura 5.5.

5.3 O modelo reológico – Estudos do processo construtivo

5.3.1 Introdução

Para o desenvolvimento de um modelo analítico aplicado ao caso geovala foram realizados estudos experimentais que envolveram análises e verificações do desempenho do sistema durante o processo construtivo e

sobrecarga. Procurou-se analisar tanto o desempenho de modelos semelhantes, descritos na literatura, além de desenvolver um modelo reológico composto, adaptado ao caso em estudo, e conceber uma equação de previsão dos deslocamentos verticais do sistema. Finalmente, elaborou-se uma análise paramétrica com as principais variáveis do modelo sugerido e se efetuou-se uma comparação dos resultados obtidos nos ensaios do programa experimental com os valores previstos pelo modelo.

No sistema Geovala o geotêxtil pode ser aproximado a uma manta de largura unitária, de rigidez constante, engastada nas extremidades do vazio e sem rigidez à flexão. A forma geométrica típica do geotêxtil, nesta situação, pode ser aproximada a uma parábola quando a relação entre y/L for menor do que 0,25 (y – deslocamento vertical e L – largura do vazio). Esta afirmativa tem como base as curvas *cargas x deslocamentos* obtidas no programa experimental. Considerando isto, concebeu-se um modelo analítico com base em um modelo reológico composto para prever os deslocamentos do geotêxtil no sistema Geovala. O modelo proposto considera a *deformação inicial e intermediária* regidas pelas leis da mecânica estática clássica e pode ser estendido para considerar as *deformações de fluência* que são governadas pelas leis que determinam o rearranjo da estrutura molecular do material.

Quando se trata do desenvolvimento de modelos reológicos para aproximar o comportamento de sistemas do tipo solo – geotêxtil - vazio, como, por exemplo, o Geovala, deve-se considerar prioritariamente a associação de três corpos reológicos. O primeiro, um elemento generalizado de Hooke (mola de constante elástica k , representando a compressão mecânica inicial e intermediária do sistema, o segundo e o terceiro, um corpo associado de Kelvin (Mola de constante elástica k e amortecedor de viscosidade η) representando a fluência do material. A Figura 5.8 ilustra o modelo. A resposta do modelo pode ser obtida por deslocamentos ou deformações tendo como principais variáveis: σ_v' , $\Delta\sigma'$ - Tensão vertical e sobrecarga, k = constante elástica da mola, E = módulo de elasticidade e η = coeficiente de viscosidade.

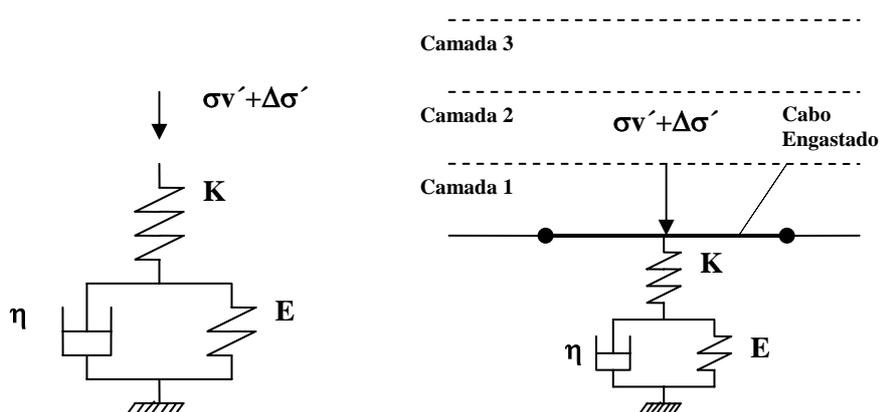


Figura 5.8 – Modelo reológico associativo para o geovala.

No modelo apresentado na Figura 5.8, os deslocamentos e/ou deformações são decorrentes do acréscimo de tensão de cada camada e devem ser calculados individualmente, sendo o deslocamento final do geotêxtil a somatória dos deslocamentos devido a cada acréscimo de tensão ocorrido durante o processo construtivo e sobrecarga. Desta forma, os deslocamentos devem ser calculados de forma acumulativa através da sobreposição de efeitos.

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{\text{inicial}} + \varepsilon_i + \varepsilon_{i+1} + \varepsilon_{i+2} + \varepsilon_{i+3} + \dots + \varepsilon_n + \varepsilon_{\text{fluência}} \quad (5.1)$$

Em que: ε_f = deformação final do geotêxtil; $\varepsilon_{\text{mediata}}$ = deformação imediata inicial do geotêxtil; ε_i = deformação intermediária do geotêxtil devido ao carregamento (peso próprio e sobrecarga) da camada i ; $\varepsilon_{\text{fluência}}$ = deformação devido à fluência do material (solo e geotêxtil).

Deformação inicial e intermediária – Estas deformações são derivadas de incrementos de cargas verticais provenientes da execução do aterro e sobrecargas. O corpo elástico de Hooke, inserido no modelo proposto, engloba estas parcelas. Considera-se como *deformação inicial* à ocorrida no geotêxtil durante o carregamento inicial da primeira camada de solo lançado sobre o geotêxtil e as *deformações intermediárias* como as decorrentes do enchimento

do aterro. O modelo proposto considera estas componentes sendo determinadas pelo equilíbrio estático de uma manta de largura unitária engastada e uniformemente carregada. Para o cálculo das parcelas referentes às *deformações inicial e intermediárias* pode-se considerar o módulo de rigidez tangente J , obtido do ensaio de faixa larga ABNT/NBR 12824 (1993). A Figura 5.9 ilustra a determinação do módulo J .

Deformação de fluência – Observa-se que, quando o geotêxtil é submetido a um carregamento, uma *deformação inicial* ocorre estabelecendo-se uma nova condição de equilíbrio, caso este material seja novamente submetido a um novo carregamento, em um curto intervalo de tempo, irá ocorrer uma *deformação intermediária*, como constituído, estabelecendo-se outra condição de equilíbrio. Entretanto, se um determinado carregamento permanecer constante durante um certo tempo a estrutura molecular do material tenderá a acomodar estas tensões gerando uma determinada deformação conhecida como *fluência*. O modelo pode incorporar esta variável considerando a formulação desenvolvida por Kelvin (SOON E KOERNER, 1998).

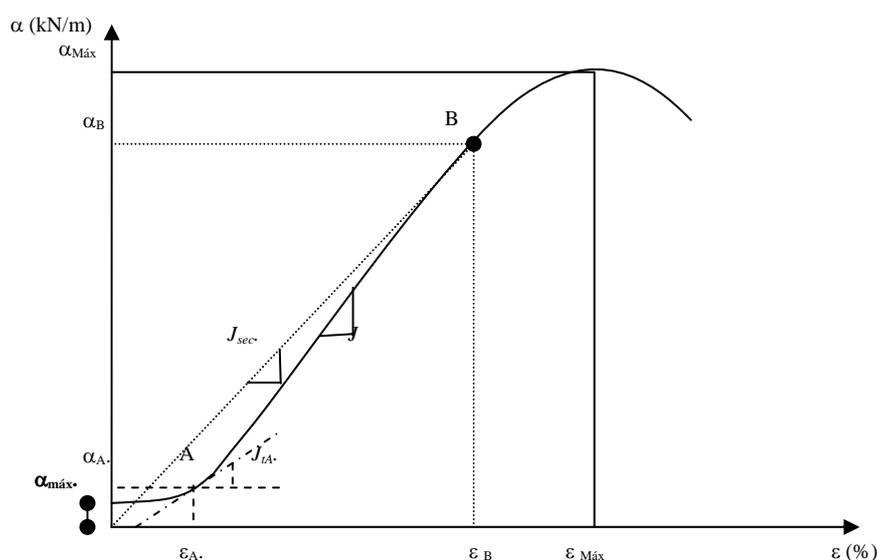


Figura 5.9 – Resultado típico de um ensaio à tração de geotêxteis (ABNT/NBR 12824, 1993)

Apesar da literatura apresentar uma série de modelos semelhantes ao da Figura 5.8, estes modelos, geralmente não consideram o efeito do processo de compactação do sistema. No caso do Geovalva, o efeito do processo de compactação é de fundamental importância, pois os deslocamentos verticais do geotêxtil, frente aos carregamentos atuantes, estão diretamente associados ao processo construtivo. Desta forma, torna-se inviável comparar o modelo proposto a outros modelos onde este efeito não é prioritariamente considerado.

De modo a facilitar o entendimento do modelo proposto foi desenvolvida uma formulação baseada no princípio estático de equilíbrio de esforços considerando uma manta de comprimento unitário. O desenvolvimento do modelo será apresentado a seguir:

5.3.1.1 Principais hipóteses adotadas

As principais hipóteses de cálculo adotadas para avaliação do desempenho do modelo proposto foram:

a) seqüência construtiva – adotou-se a seqüência construtiva utilizada nos ensaios experimentais. A Figura 5.10 apresenta uma seção simplificada da seqüência utilizada. Este perfil pode ser utilizado para auxiliar o cálculo das tensões verticais. Observe que será considerado o efeito do lançamento das camadas e de compactação durante a execução do aterro.

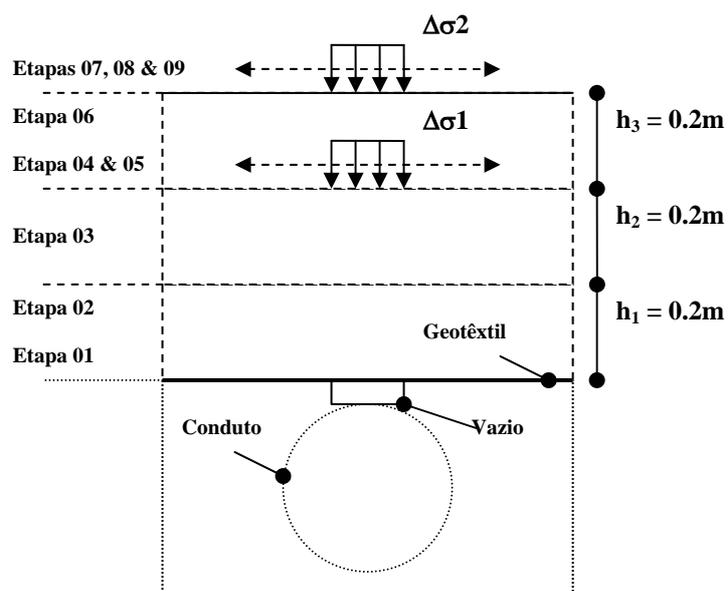


Figura 5.10 - Seção simplificada da seqüência construtiva utilizada durante a execução do aterro.

O Quadro 5.2 apresenta um resumo das etapas construtivas representadas na Figura 5.10. Deve-se ainda considerar que as camadas do aterro são uniformes e com espessura constante ($h = 0,20\text{m}$) e que o conduto e as paredes do vazio são indeslocáveis.

Quadro 5.2 - Etapas construtivas¹.

Etapas	Procedimento	Observação
01	Lançamento e ancoragem do geotêxtil	Solo compacto nas laterais e deformação do geotêxtil nula na extremidade do vazio.
02	Lançamento da primeira camada do aterro	Solo fofo
03	Lançamento da segunda camada do aterro	Solo fofo
04	Primeira “passada” do sapo compactador	Solo medianamente compacto
05	Segunda “passada” do sapo compactador	Solo compacto
06	Lançamento da terceira camada	Solo fofo
07	Primeira “passada” do sapo compactador	Solo medianamente compacto
08	Segunda “passada” do sapo compactador	Solo compacto
09	Disposição final do aterro	Solo compacto

¹ – Não será considerado o efeito da sobrecarga após a disposição final do aterro pelo fato das deformações geradas serem insignificantes. Apesar do reconhecimento das parcelas de deformação devido à contribuição da sobrecarga bem como da fluência, estas são muito pequenas quando comparadas às deformações ocorridas no enchimento do aterro e não serão aqui consideradas.

b) histórico de tensões – para o cálculo das tensões verticais efetivas geradas sobre o geotêxtil durante a compactação considera-se a seção apresentada na Figura 5.10, admitindo para cálculo de tensão de peso próprio, a base de cada camada tomada em relação ao topo do geotêxtil. Os valores da altura do aterro foram devidamente medidos durante a execução dos ensaios, bem como os valores relativos aos pesos específicos, quais sejam:

$$\gamma_{B1} \text{ (fofo)} = 14,0 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{B2} \text{ (Medianamente compacto)} = 17,3 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{B3} \text{ (compacto)} = 19,5 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{C1} \text{ (fofo)} = 14,8 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{C2} \text{ (Medianamente compacto)} = 15,6 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{C3} \text{ (compacto)} = 16,8 \text{ kN/m}^3$$

Desta forma, o valor das tensões verticais atuantes sobre o geotêxtil dependem das etapas da fase construtiva e podem ser calculados como:

$$1 \text{ etapa} - \sigma_v' = 0$$

$$2 \text{ etapa} - \sigma_v' = \gamma_{B1}.h1$$

$$3 \text{ etapa} - \sigma_v' = \gamma_{B1}.h1 + \gamma_{B1}.h2$$

$$4 \text{ etapa} - \sigma_v' = \gamma_{B2}.h1 + \gamma_{B2}.h2 + \Delta\sigma_{v1}'$$

$$5 \text{ etapa} - \sigma_v' = \gamma_{B3}.h1 + \gamma_{B3}.h2 + \Delta\sigma_{v2}'$$

$$6 \text{ etapa} - \sigma_v' = \gamma_{B3}.h1 + \gamma_{B3}.h2 + \gamma_{B1}.h3$$

$$7 \text{ etapa} - \sigma_v' = \gamma_{B3}.h1 + \gamma_{B3}.h2 + \gamma_{B2}.h3 + \Delta\sigma_{v1}'$$

$$8 \text{ etapa} - \sigma_v' = \gamma_{B3}.h1 + \gamma_{B3}.h2 + \gamma_{B3}.h3 + \Delta\sigma_{v2}'$$

$$9 \text{ etapa} - \sigma_v' = \gamma_{B3}.h1 + \gamma_{B3}.h2 + \gamma_{B3}.h3$$

Obs.: Para o calculo utilizando o solo C considera-se γ_{C1} , γ_{C2} e γ_{C3} no lugar de γ_{B1} , γ_{B2} e γ_{B3} , respectivamente.

c) Sobrecarga devido à compactação - $\Delta\sigma_{vi}'$.

No caso do Geovala, utilizou-se para a compactação das camadas o sapo compactador. Neste caso, devido à complexidade que envolve a avaliação das tensões geradas sobre o geotêxtil, pelo fato deste não apresentar uma superfície de contato rígida com o solo, pretende-se inicialmente avaliar o modelo com os carregamentos registrados sobre o geotêxtil nos ensaios realizados.

d) Considerações adicionais

- a) Os deslocamentos do geotêxtil na extremidade do vazio são admitidos nulos;
- b) Desconsidera-se a contribuição dos esforços gerados pelo efeito do arqueamento;

- c) Considera-se a rigidez do sistema para o cálculo das deformações inicial e intermediárias, a J . O valor deve ser obtido no ensaio de tração de faixa larga (ABNT/NBR 12824, 1993);
- d) Não são consideradas deformações devido à variação de temperatura ΔT , pelo fato de não serem significativas para os casos analisados;
- e) Não são consideradas inicialmente as deformações devido à fluência do material, entendendo, entretanto, que estas podem ser acrescentadas ao modelo.

5.3.1.2 A sobreposição de efeitos – Deformação do geotêxtil no final do processo construtivo

No caso do Geovalva, o mecanismo de transferência de carga é mais complexo e constitui-se de um processo iterativo de carga x descarga que induz deformações incrementais no geotêxtil à medida que o aterro é construído. Para um melhor entendimento, pode-se considerar a seqüência construtiva apresentada da Figura 5.11.

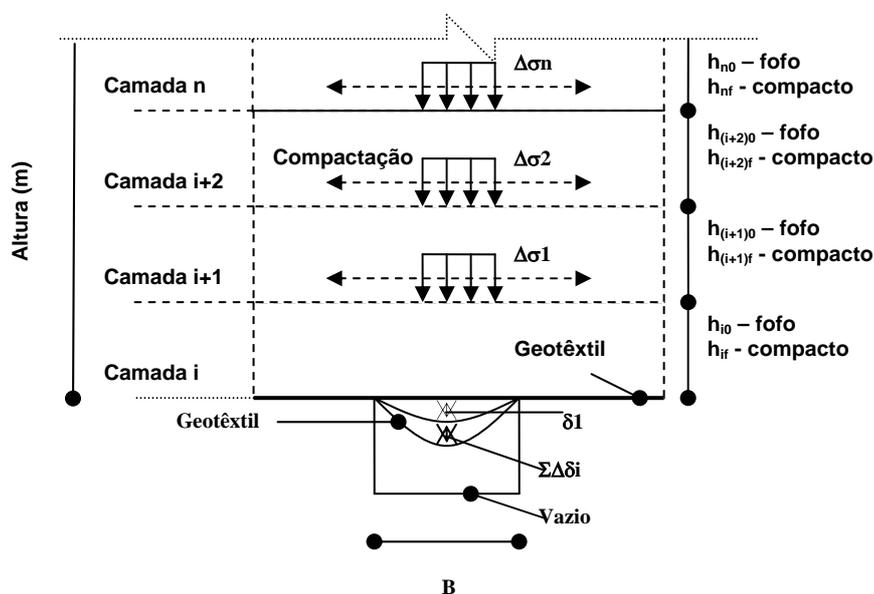


Figura 5.11 – Seqüência construtiva adotada para o geovalva.

Inicialmente a manta é instalada e estirada sobre o vazio de largura B. Após o geotêxtil ser adequadamente ancorado nas laterais do vazio, procede-

se à execução do aterro, lançando-se sobre ele a primeira camada de solo fofo (camada i, de altura h_{i0}). Sob o efeito do peso da primeira camada de solo fofo ($\sigma_{v_{i0}} = \gamma \cdot h_{i0}$) o geotêxtil apresenta um deslocamento vertical no seu centro igual a δ_1 - (deslocamento inicial do geotêxtil). Após a compactação da camada inicial, o geotêxtil terá defletido $\delta_1 + \Delta\delta_i$ sob efeito do carregamento $\sigma_{v_{if}} = \Delta\sigma_1^* + \gamma \cdot h_{if}$ ($\Delta\sigma_1^*$ - acréscimo de tensão gerado pelo compactador sobre o geotêxtil). Desta forma, o deslocamento vertical final da manta será igual ao somatório dos deslocamentos parciais ocorridos durante o processo construtivo, ou seja:

$$\delta_f = \delta_i + \Delta\delta_i + \Delta\delta_{i+1} + \Delta\delta_{i+2} + \Delta\delta_{i+3} + \dots + \Delta\delta_{i+n} \quad (5.2)$$

O carregamento atuante sobre o geotêxtil varia em função das etapas do processo construtivo e pode ser avaliado considerando o peso próprio do solo e a sobrecarga de compactação para execução de cada camada. Desta forma, o sistema constitui-se em um processo acumulativo onde cada acréscimo ou decréscimo de carga induz acréscimos ou decréscimos de deslocamento no geotêxtil. A Figura 5.12 ilustra a hipótese do mecanismo acumulativo do sistema Geovala.

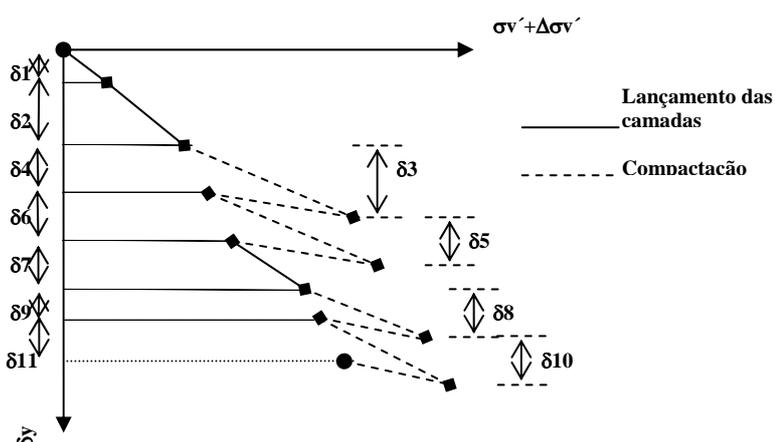


Figura 5.12 - Sistema de deslocamentos acumulativos do Geovala.

Assim sendo, conhecida a forma defletida do geotêxtil e os carregamentos que agem sobre ele durante o processo construtivo, pode-se desenvolver um método de cálculo baseado no comportamento reológico do

sistema composto. Para o cálculo dos deslocamentos e/ou deformações considerando a sobreposição dos efeitos deve-se considerar o acúmulo das deformações decorrentes de cada camada devido à atuação do carregamento.

Desta forma, a deslocamento final será calculado como o somatório de todas os deslocamentos ocorridos durante o processo construtivo, sendo:

$$\delta f = \delta 1 + \delta 2 + \delta 4 + \delta 6 + \delta 7 + \delta 9 + \delta 11 \quad (5.3)$$

ou em termos de deformação

$$\varepsilon f = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_4 + \varepsilon_6 + \varepsilon_7 + \varepsilon_9 + \varepsilon_{11} \quad (5.4)$$

Em que:

ε_1 - deformação inicial – lançamento da primeira camada;

ε_2 – deformação intermediária – lançamento da segunda camada;

ε_4 – deformação intermediária resultante da primeira compactação;

ε_6 – deformação intermediária resultante da segunda compactação;

ε_7 – deformação intermediária devido ao lançamento da terceira camada;

ε_9 – deformação intermediária resultante da primeira compactação sobre a terceira camada;

ε_{11} – deformação intermediária resultante da segunda compactação sobre a terceira camada.

5.3.1.3 O Desenvolvimento da equação para quantificar as deformações.

Conhecendo-se os esforços gerados na manta, pode-se calcular as deflexões, deformações e esforços de tração decorrentes através do equilíbrio de esforços verticais e de momentos utilizando-se, como analogia, que o geotêxtil, no estado plano de deformação pode ser representado por uma manta de largura unitária, engastada nas suas laterais e uniformemente carregada. As principais hipóteses são:

- As deformações de borda são nulas (Figura 5.13a);

- A manta de largura unitária é carregada uniformemente (Figura 5.13b);
- A manta de largura unitária deforma-se como uma parábola (Figura 5.13b);
- As tensões cisalhantes na interface solo – reforço são desprezadas. (Figura 5.13c)

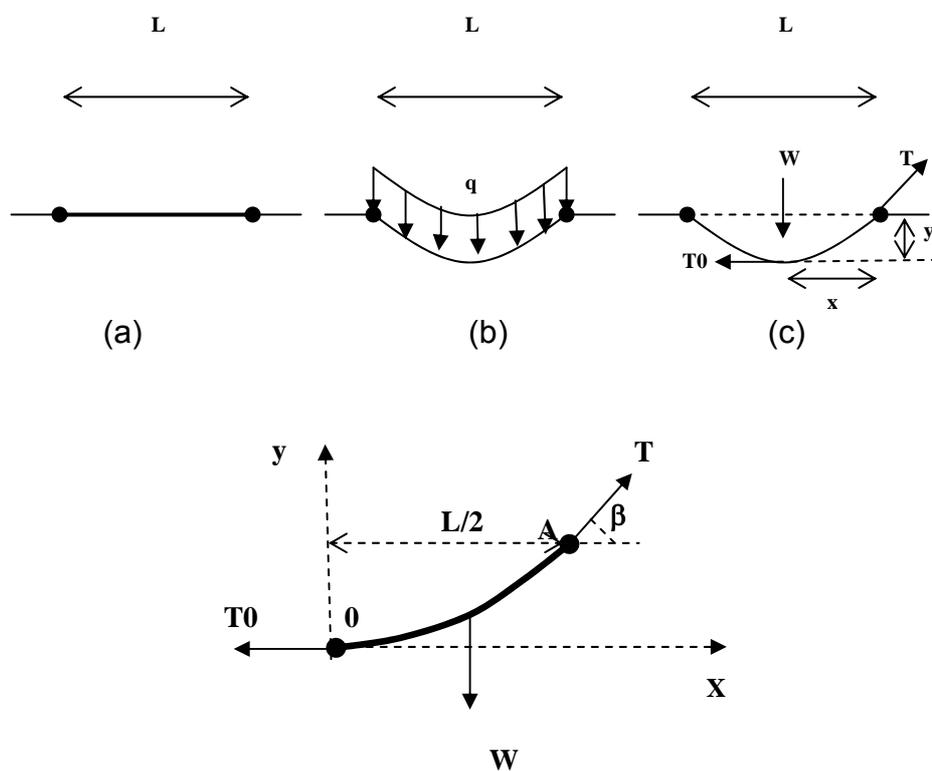


Figura 5.13 – Ilustração das hipóteses adotadas.

Desta forma, fazendo o equilíbrio de forças nas direções horizontal e vertical, têm-se:

$$\sum F_h = 0$$

$$T \cos \beta = T_0 \quad (5.5)$$

$$\sum F_v = 0$$

$$T \sin \beta = W \quad (5.6)$$

E, além disso, utilizando a relação trigonométrica $\cos^2\beta + \sin^2\beta = 1$, têm-se:

$$T^2 = (T_0^2 + W^2) \text{ ou } T = \sqrt{T_0^2 + W^2} \text{ ou ainda } T = \sqrt{T_0^2 + q^2 x^2} \quad (5.7)$$

Em que: T = força interna de tração tangente ao ponto A (kN/m); T_0 = força interna de tração tangente ao ponto de maior deformação (kN/m); W = força resultante da sobrecarga (kN/m) – $W = q.x$;

Efetuada o equilíbrio de momentos no ponto A têm-se que:

$$\sum M_A = 0,$$

$$qx \frac{x}{2} - T_0 y = 0 \quad (5.8)$$

e desta forma:

$$y = \frac{qx^2}{2T_0} \quad (5.9)$$

A eq. (5.9) define uma parábola. Levando em consideração que o comprimento da parábola se dá pela expressão:

$$C = \int_0^{xA} \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} dx \quad (5.10)$$

e sendo:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{2 \cdot q \cdot x}{2T_0} = \frac{q \cdot x}{T_0} \quad (5.11)$$

têm-se:

$$C = 2 \int_0^{L/2} \sqrt{1 + \frac{q^2 x^2}{T_0^2}} dx \quad (5.12)$$

Substituindo a eq.(5.12) por uma série do tipo

$$(1+x)^n = 1 + nx + \frac{n(n-1)}{2!} x^2 + \frac{n(n-1)(n-2)}{3!} x^3 \dots \text{e integrando têm-se:}$$

$$C = 2 \int_0^{L/2} \left(1 + \frac{q^2 x^2}{2T_0^2} - \frac{q^4 x^4}{8T_0^4} + \dots\right) dx \quad (5.13)$$

ou ainda, para $x = L/2$:

$$C = L \left(1 + \frac{q^2 L^2}{24T_0^2} - \frac{q^4 L^4}{640T_0^4} + \dots\right) \quad (5.14)$$

Finalmente, considerando a eq.(5.9) pode-se obter:

$$C = L \left(1 + \frac{8}{3} \left(\frac{y}{L}\right)^2 - \frac{32}{5} \left(\frac{y}{L}\right)^4 + \dots\right) \quad (5.15)$$

Considerando que para obtenção de valores precisos, para $(y/L) \leq 0,25$, a série converge para maioria dos casos. Desta forma, pode-se desprezar o 2º termo em diante, ficando:

$$C = L \left(1 + \frac{8}{3} \left(\frac{y}{L}\right)^2\right) \quad (5.16)$$

Conhecido o comprimento da manta, depois de fletida, pode-se calcular a deformação $\beta=(C-L)/L$:

$$\beta = \frac{8}{3} \left(\frac{y}{L}\right)^2 \quad (5.17)$$

Ainda, pode-se calcular o máximo esforço de tração que ocorre em $x = L/2$: Fazendo $T = T_{máx}$, tem-se:

$$T_{máx} = \sqrt{T_0^2 + q^2 x^2} \quad (5.18)$$

Considerando $x = L/2$ e substituindo na eq.(5.18) o valor de T_0 dado pela eq.(5.9) têm-se:

$$T_{máx} = \frac{q.L}{2} \sqrt{1 + \frac{L^2}{16.y^2}} \quad (5.19)$$

Ainda, considerando a relação obtida na curva pelo ensaio de faixa larga.

$$T_{max} = J. \beta \quad (5.20)$$

Igualando a eq.(5.19) a eq.(5.20) pode-se obter a seguinte expressão:

$$1024.\mu^6.J^2 - 144.\mu^2.\alpha^2 - 9.\alpha^2 = 0 \quad (5.21)$$

Em que: L = largura do vazio; $\alpha = q.L / 2$; $\mu = y/L$; J = módulo de rigidez axial do geotêxtil (kN/m); y = deslocamento vertical do centro da manta.

Desta forma, substituindo os devidos termos, encontra-se a equação para o cálculo do deslocamento inicial do geotêxtil em função do carregamento q , e do módulo de rigidez J .

Para resolução da eq.(5.21) pode-se utilizar um algoritmo de convergência iterativo, como por exemplo, o método de Newton (Ruggiero e Lopes, 1997).

Calculando-se o valor de μ encontra-se y – deslocamento vertical inicial do centro da manta.

5.3.1.4 - Cálculo da deformação do geotêxtil e do acréscimo no deslocamento vertical $\Delta\delta$, a partir do deslocamento inicial.

Conhecido o valor do deslocamento inicial δ_1 e do esforço máximo de tração $T_{m\acute{a}x}$ pode-se calcular o acréscimo no deslocamento vertical do geotêxtil. Considere a Figura 5.14 abaixo.

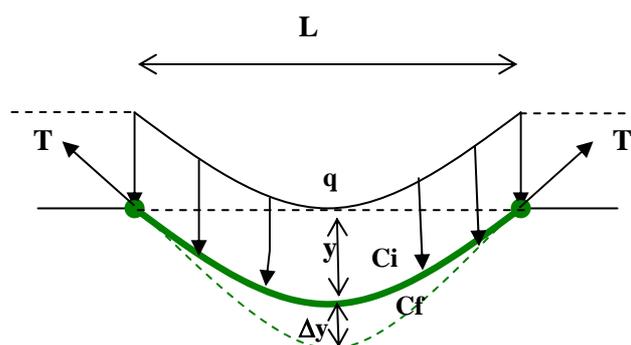


Figura 5.14 - Deformação do geotêxtil e acréscimo no deslocamento vertical Δy

Pela relação da eq.(5.20) pode-se conhecer o acréscimo no comprimento do geotêxtil devido ao carregamento q .

$$\delta c = \frac{T_{m\acute{a}x}}{J} \cdot C \quad (5.22)$$

$$\delta c = \frac{q \cdot L^3}{8 \cdot y \cdot J} \psi_1 \quad (5.23)$$

Em que:

$$\psi_1 = \sqrt{1 + 16 \cdot \left(\frac{y}{L}\right)^2} \cdot \left(1 + \frac{8}{3} \left(\frac{y}{L}\right)^2\right) \quad (5.24)$$

O deslocamento devido ao acréscimo no comprimento depende da diferença entre a curva e a corda Δc , sendo:

$$\Delta c = \frac{8}{3} \frac{y^2}{L} \text{ ou ainda } \frac{d_c}{d_y} = \frac{16}{3} \frac{y}{L} \quad (5.25)$$

$$dy = \frac{3}{16 \frac{y}{l}} dc \Rightarrow \Delta y = \frac{3}{16 \frac{y}{l}} \delta c \quad (5.26)$$

Sendo: $dc \cong dl \cong \delta c$ e,

$$\varepsilon = \frac{\delta c}{C} \quad (5.27)$$

Em que: Δy = acréscimo no deslocamento vertical devido ao carregamento q ; ε = incremento na deformação do geotêxtil devido ao acréscimo no deslocamento vertical;

5.3.1.5 Avaliação dos esforços sobre o geotêxtil após enchimento do aterro

Para prever os esforços gerados sobre o geotêxtil após o enchimento do aterro pode-se assumir inicialmente que este repousa sobre o vazio com um deslocamento igual a $y = \delta f$ (calculado anteriormente) como ilustrado na Figura 5.15.

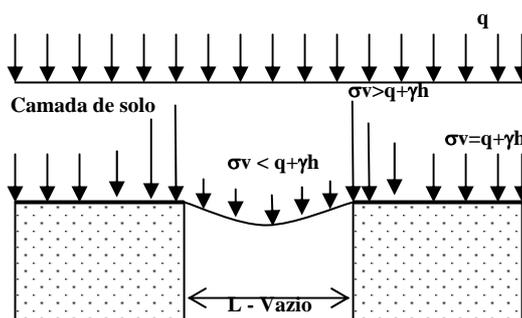


Figura 5.15 – Distribuição das tensões sobre o geotêxtil sobre o vazio após construção do aterro.

Na situação apresentada na Figura 5.15, sem a ocorrência do colapso do solo na superfície, o carregamento gerado sobre o geotêxtil pode ser previsto utilizando-se da teoria clássica do arqueamento (Marston, 1930) na qual:

$$\sigma_v = \frac{b(\gamma - 2\frac{c}{b})}{2K \tan \phi} \left[1 - e^{-k \tan \phi (2\frac{z}{b})} \right] + q e^{-K \tan \phi (2\frac{z}{b})} \quad (5.28)$$

Em que: σ_v = tensão atuante no topo sobre o geotêxtil (kPa); b = largura do vazio (m); c = coesão do solo (kPa); K = coeficiente de empuxo que pode ser calculado a partir das formulações de Jaky (Handy 1985); ϕ = ângulo de atrito do solo ($^\circ$); q = tensão normal distribuída aplicada no topo do geotêxtil (kPa).

Além da formulação apresentada pela eq.(5.28), pode-se ainda utilizar outras, como as apresentadas na revisão bibliográfica.

5.3.1.6 Considerações finais sobre o modelo.

Como pode ser visto nos resultados apresentados no capítulo anterior grande parte dos deslocamentos verticais ocorrem durante o processo construtivo, permanecendo praticamente inalterados durante a aplicação da sobrecarga. Observa-se também que a maior parte dos deslocamentos ocorrem durante o lançamento das primeiras camadas do aterro. Baseado nestes resultados e nas hipóteses consideradas para o sistema Geovala, parece ser razoável sugerir que quando o geotêxtil for instalado sobre um vazio, duas situações podem ocorrer:

- a) pequenas alturas de cobertura: neste caso, as tensões verticais que atingem o geotêxtil são devidas ao peso próprio da camada mais o acréscimo de carga da compactação. Considerando que a maioria das deformações ocorrem durante o processo de compactação das primeiras camadas, existe pouca chance do arqueamento ocorrer pelo fato deste ser destruído por efeito da compactação. Além disso, deve-se considerar que no final do processo construtivo as tensões verticais possam ser assumidas como sendo iguais as tensões de peso próprio. Entretanto, para o cálculo das deformações finais, deve-se considerar o efeito da compactação, como ilustrado no modelo apresentado nas Figuras 5.11 e 5.12;
- b) grandes alturas de cobertura: acima de uma altura crítica de cobertura, o efeito da compactação nas deformações do geotêxtil tendem a desaparecer. As tensões atuantes sobre o geotêxtil, para o cálculo das deformações, serão devidas ao peso próprio e sobrecarga afetadas pelo efeito do arqueamento induzido no sistema. Neste caso, as tensões podem ser calculadas utilizando-se a eq. (5.28).

Para a condição (b) a deformação total do geotêxtil será a soma das deformações que ocorrem devido à condição (a), a qual é a principal componente e ocorre abaixo da altura crítica H_c , mais as deformações devidas à carga do aterro e sobrecarga acima de H_c . Desta forma, a principal dificuldade consiste em definir qual o valor da altura crítica H_c , que também

depende do carregamento gerado pelo equipamento de compactação. Foi observado, nos ensaios realizados, que a relação entre Hc/B variou de 1,5 para vazios de 400 mm a 6,0 para vazios de 10 mm.

5.3.2 Aplicação do modelo aos ensaios de pequena dimensão

A Tabela 5.8 apresenta, resultados dos deslocamentos obtidos no programa experimental de pequenas dimensões e os previstos pelo método analítico proposto.

Tabela 5.8 - Deslocamentos verticais do geotêxtil medidos nos testes de pequenas dimensões e previstos pelo método analítico proposto.

Ensaio	Deslocamento vertical (mm)	
	Experimentais	Previstos
SA25-1	10,81	11,1
SA50-1	14,88	20,54
SA130-1	10,82	8,50
SA25-1 (r1)	10,72	11,82
SB25-1	40,58	40,48
SB50-1	40,62	48,99
SB130-1	36,00	38,12
SB25-1 (r1)	55,20	40,48

Pode-se observar na Tabela 5.8 que a maioria dos deslocamentos previstos pelo método aproxima-se dos valores registrados nos ensaios experimentais, variando entre 0,73 (ensaio SB25-1(r1)) a 1,38 (ensaio SA50-1). É importante levar em consideração que uma das hipóteses do método proposto é a de que o geotêxtil não apresenta deslocamento de borda quando estirado sobre o vazio. Entretanto, foi observado, nos teste SA130-1 e SB25-1 (r1), a ocorrência de um deslocamento do geotêxtil na extremidade do vazio de +6mm. Esta talvez seja a principal razão da discrepância observada entre os valores registrados nestes testes e os previstos pelo método. Além destes, os ensaios SA50-1 e SB50-1 apresentaram deslocamentos inferiores aos previstos pelo método, que majoraram os deslocamentos em 38 e 20%, respectivamente. Esta majoração pode estar associada a possíveis diferenças

entre a rigidez utilizada nos cálculos e a apresentada pela manta quando instalada sobre o vazio.

A Figura 5.16 apresenta os resultados típicos dos ensaios realizados no programa experimental, considerando os deslocamentos registrados durante o processo construtivo para os ensaios SA25-1 e SB25-1 e previstos pelo modelo proposto.

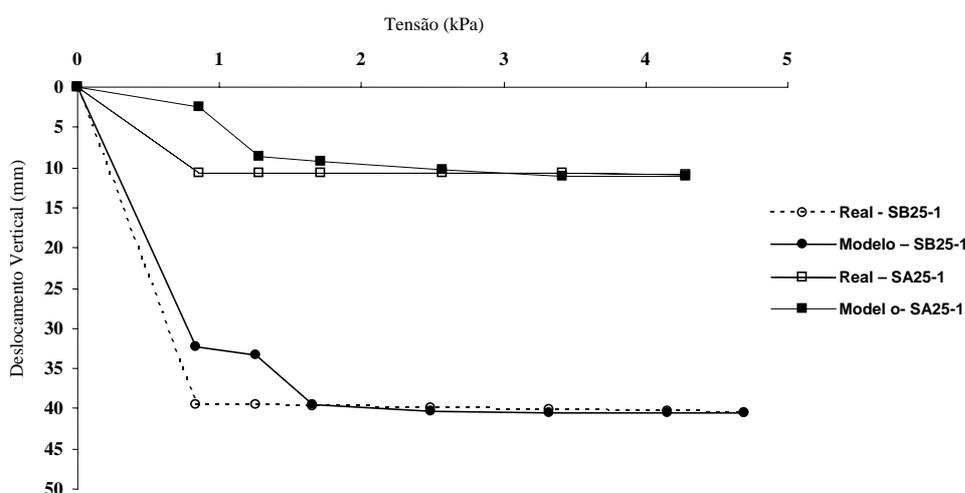


Figura 5.16 - Resultados típicos dos ensaios realizados no programa experimental, considerando os deslocamentos registrados nos ensaios SA25-1 e SB25-1 e previstos pelo modelo proposto.

Nesta Figura pode-se notar que o tipo de solo utilizado e a conseqüente forma de compactação afetam extraordinariamente os resultados. Os testes efetuados com o solo A, nos quais, o efeito da compactação pode ser desprezado devido à disposição do solo ter sido feita por pluviação, os deslocamentos do geotêxtil devem-se prioritariamente aos efeitos do peso próprio das camadas. Para os ensaios realizados utilizando o solo B, nos quais, o solo foi compactado com um soquete, quanto melhor for à avaliação da influência do esforço de compactação sobre o geotêxtil melhor será a previsão realizada pelo método proposto.

5.3.3 Aplicação do modelo aos ensaios de grandes dimensões

5.3.3.1 Considerações iniciais

Apresenta-se na Figura 5.17 um comportamento característico da evolução dos deslocamentos com a tensão aplicada para os ensaios em verdadeira grandeza. Nestes ensaios, utilizaram-se geotêxteis não - tecidos com rigidez tangente de $J = 27 \text{ kN/m}$. O geotêxtil foi inicialmente instalado sobre o vazio, com largura de 10, 15 e 20 cm. Em seguida, foram lançadas e compactadas três camadas de aterro sobre ele, resultando em uma altura final de aterro de 60cm. Os solos utilizados nestes ensaios foram os tipos A e B. Nestes ensaios, registraram-se as tensões verticais totais sobre o geotêxtil, através de células de tensão total, e foram medidos os deslocamentos verticais por meio de transdutores de deslocamento, DTH's, instalados no centro da manta.

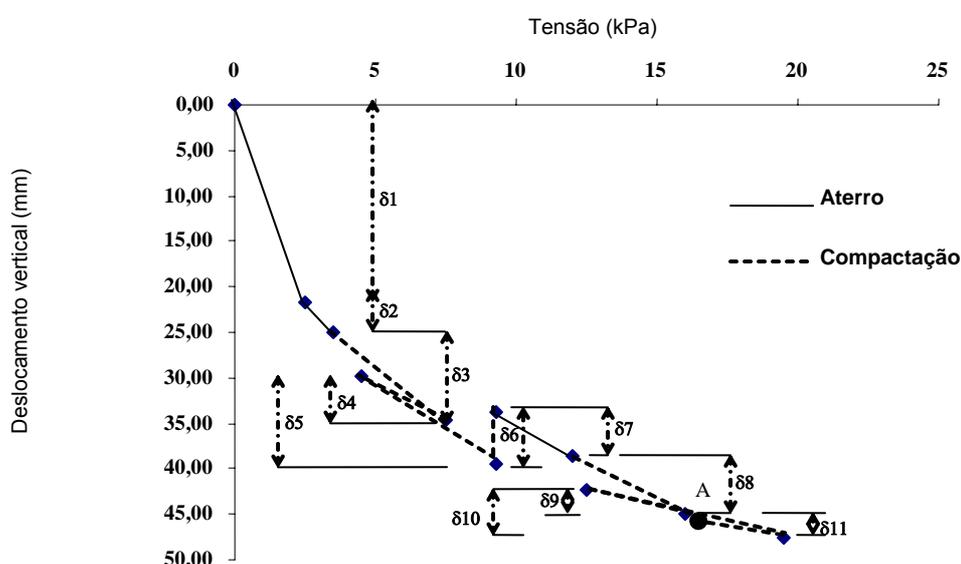


Figura 5.17 - Comportamento característico dos ensaios realizados no programa experimental de grande dimensão para os solos A e B.

O resultado apresentado na Figura 5.17 pode ser utilizado para explicar o comportamento do geotêxtil instalado sobre o vazio do sistema Geoval. Observa-se que o deslocamento do geotêxtil, nestes casos, depende das

tensões geradas durante a compactação. Desta forma, constata-se que o mecanismo de transferência de carga, considerando geotêxteis instalados desta forma, é completamente diferente quando não se considera a existência prévia do vazio. Neste caso, o procedimento de cálculo para prever os deslocamentos e os esforços de tração desenvolvidos no geotêxtil deverá ser diferente.

Como proposto, verifica-se ainda que, o deslocamento inicial da manta δ_1 é gerado devido ao lançamento da primeira camada do aterro (solo fofo) sobre o geotêxtil instalado sobre o vazio e pode ser calculado pela eq.(5.21). A partir da deformação δ_1 , são gerados, em função do carregamento atuante de peso próprio e sobrecarga de compactação, acréscimos de deslocamentos $\Delta\delta_i$ que são acumulados ao deslocamento inicial e que podem ser calculados pela eq.(5.26). Evidentemente, o geotêxtil experimenta deslocamentos negativos (deslocamentos verticais para cima) devido ao alívio da sobrecarga de compactação que deverão ser acumulados para determinação dos deslocamentos finais. Desta forma o deslocamento final δ_f no ponto A será, como visto:

$$\delta_f = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 - \delta_4 + \delta_5 - \delta_6 + \delta_7 + \delta_8 - \delta_9 + \delta_{10} - \delta_{11} \quad (5.29)$$

É interessante observar ainda, que à medida que o efeito de compactação diminui os deslocamentos verticais do geotêxtil também diminuem, o que indica a proximidade da altura crítica H_c . A partir da altura crítica, os esforços gerados sobre a manta serão influenciados pelo arqueamento do solo e poderão ser calculados pela eq.(5.28). O valor da H_c depende do esforço gerado na compactação e ainda é um valor a ser investigado. Para um cálculo preliminar pode-se utilizar um valor estimado entre $H_c/B = 6.0$ sendo B a largura do vazio.

5.3.3.1 Aplicação do modelo para prever os deslocamentos dos ensaios realizados.

A Figura 5.18 apresenta um gráfico que relaciona as tensões e os deslocamentos verticais registrados no geotêxtil durante o processo construtivo para o ensaio C27-100r. Apresenta-se também nesta figura os deslocamentos previstos pelo modelo proposto. Para maior clareza dos resultados apresenta-se somente os deslocamentos finais das etapas de lançamento e compactação das camadas do aterro.

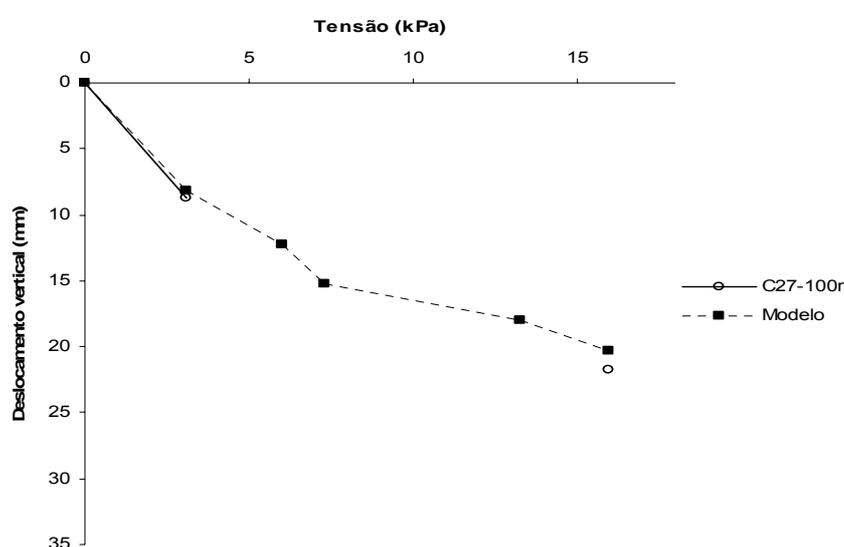


Figura 5.18 – Resultados dos deslocamentos registrados e previstos pelo modelo proposto para o ensaio C27-100r.

Em relação aos resultados apresentados na Figura 5.18 pode-se verificar que não foram registradas três etapas do processo construtivo pelo medidor de deslocamento devido avarias do circuito interno. Entretanto, a medida final do deslocamento vertical, para este ensaio, foi realizada pela inspeção direta após finalização do ensaio.

As Figuras 5.19 e 5.20 apresentam os resultados dos deslocamentos registrados e previstos pelo modelo proposto para os ensaios C27-150 e C27-200.

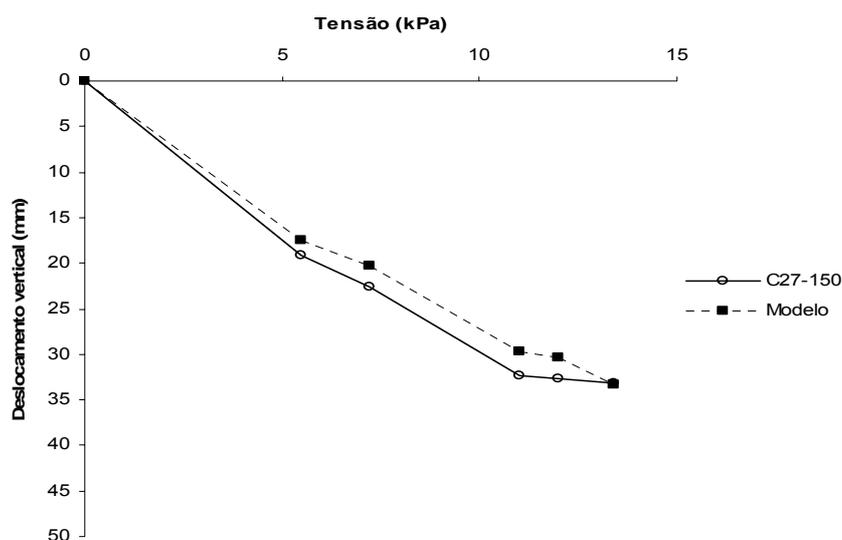


Figura 5.19 – Resultados dos deslocamentos registrados e previstos pelo modelo proposto para o ensaio C27-150.

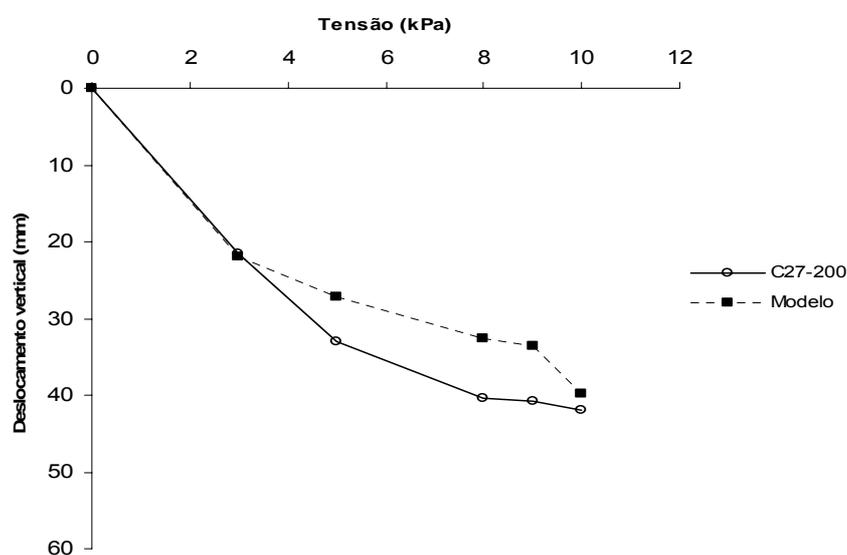


Figura 5.20 – Resultados dos deslocamentos registrados e previstos pelo modelo proposto para o ensaio C27-200.

Pode-se verificar nas Figuras 5.18, 5.19 e 5.20 que o método proposto pode prever satisfatoriamente os deslocamentos do geotêxtil durante o processo construtivo. É interessante observar que as maiores discrepâncias ocorrem após o lançamento da primeira camada. Possivelmente, durante o

lançamento da primeira camada, a rigidez do geotêxtil assemelha-se à rigidez do sistema. Após o lançamento da primeira camada de aterro a manta pode apresentar uma rigidez diferente daquela obtida no ensaio de tração em faixa larga. Obviamente, nestes casos, a manta pode ter apresentado uma maior deformabilidade no campo, devendo ser este o principal motivo para as diferenças ocorridas entre os valores previstos e lidos. Finalmente, após a estabilização do sistema, verifica-se uma maior proximidade dos valores observados e previstos.

As Figuras 5.21 e 5.22 apresentam os resultados dos deslocamentos registrados e previstos pelo modelo proposto para os ensaios B27-200 e B27-150.

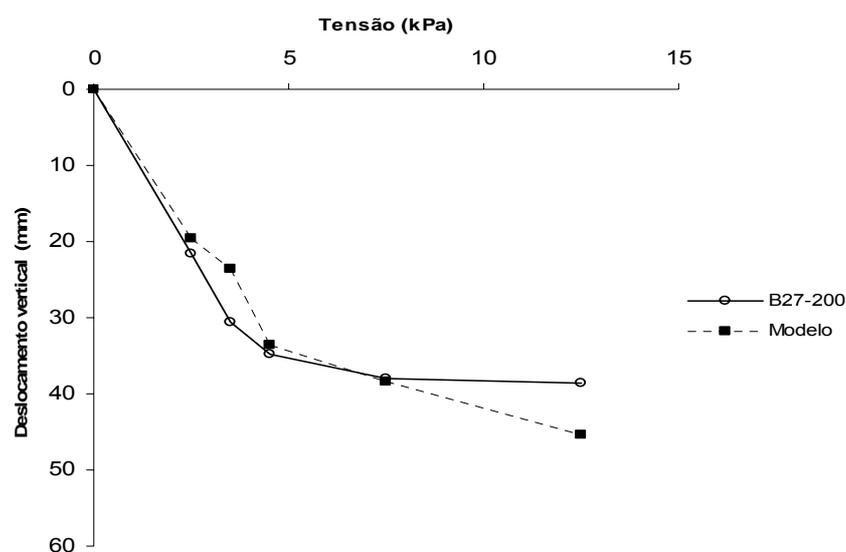


Figura 5.21 – Resultados dos deslocamentos registrados e previstos pelo modelo proposto para o ensaio B27-200.

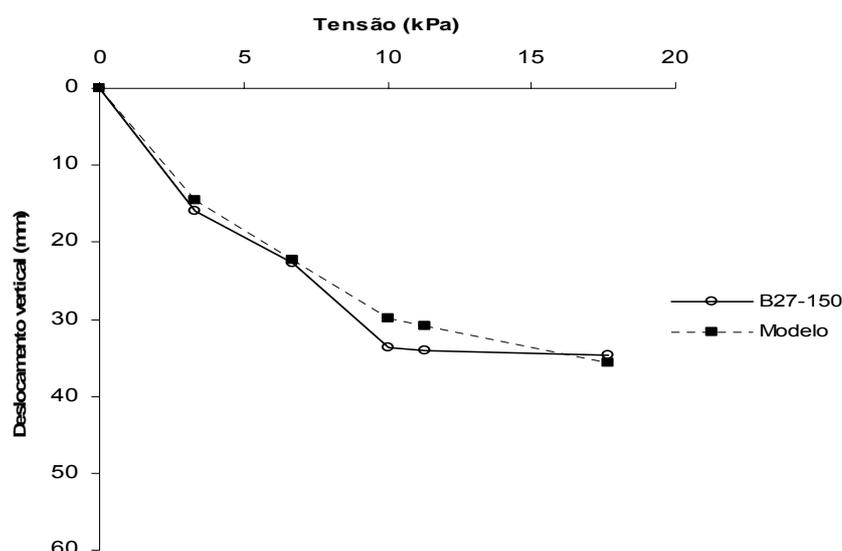


Figura 5.22 – Resultados dos deslocamentos registrados e previstos pelo modelo proposto para o ensaio B27-150.

Com relação aos resultados apresentados nas Figuras 5.18, 5.19, 5.20, 5.21 e 5.22 pode-se verificar que o método proposto ajusta-se aos deslocamentos verticais registrados nos ensaios. Além disso, verifica-se que a forma geométrica parabólica, adotada nas hipóteses de cálculo, parece refletir a realidade dos deslocamentos reais do geotêxtil quando instalado neste tipo de sistema. Ainda, os resultados apresentados nas figuras ratificam que: a maioria dos deslocamentos verticais e deformações do geotêxtil, instalados no sistema Geovala, ocorrem durante o processo construtivo e particularmente durante a construção das primeiras camadas do aterro. Finalmente, considerando estes resultados, o método analítico proposto pode ser também utilizado para prever as deformações e esforços de tração desenvolvidos no geotêxtil quando este é instalado neste tipo de sistema.

A principal dificuldade encontrada para utilização do método está na definição do carregamento vertical gerado no geotêxtil pelo equipamento compactador. Uma sugestão foi apresentada para superar esta dificuldade e consiste em considerar duas etapas construtivas: a) o carregamento devido à compactação é suficiente para destruir o arqueamento e deve ser incluído no cálculo para prever os deslocamentos verticais do geotêxtil e b) acima de uma altura crítica H_c , onde a influência da compactação é reduzida, deve-se

considerar no cálculo do carregamento sobre o geotêxtil o efeito do arqueamento. Neste caso, o carregamento pode ser calculado pela eq.(5.7).

5.4 Aplicação do modelo – Estudos paramétricos

5.4.1 Considerações iniciais

O estudo paramétrico será baseado nos resultados do modelo proposto para o sistema Geovala, considerando, a variação da largura do vazio $L = 100, 200$ e 400 mm e a variação da rigidez do geotêxtil $J = 27, 57$ e 150 kN/m para os solo B e C. Considerou-se neste estudo a seqüência construtiva apresentada na Figura 5.10, com as respectivas etapas construtivas, considerando três camadas com altura constante, $h = 20$ cm.

Em relação aos carregamentos aplicados adotaram-se para o cálculo das tensões de peso próprio os valores dos pesos específicos apresentados no item b de 5.3.1.1. Entretanto, para o cálculo do acréscimo e de alívio de tensão sobre o geotêxtil devido ao compactador, optou-se pelo cálculo da sobrecarga considerando as formulações da teoria da elasticidade, dentre as quais, pode-se comparar a área carregada pelo compactador a uma simplificação de áreas carregadas uniformemente (extensão da solução de Boussinesq para cargas pontuais). Para tanto, deve-se calcular o fator de influência I_z para quantificar a propagação de tensões no interior do maciço de solo. Desta forma têm-se:

$$\frac{\Delta\sigma_z}{\sigma_v} = \frac{1}{4\pi} \left[\frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+m^2n^2+1} \left(\frac{m^2+n^2+2}{m^2+n^2+1} \right) + \operatorname{arctg} \left(\frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2-m^2n^2+1} \right) \right] \quad (5.30)$$

Sendo:

$$m = \frac{a}{z} \quad (5.31)$$

$$n = \frac{b}{z} \quad (5.32)$$

Em que: a = Largura da área carregada (m); b = Comprimento da área carregada (m); z = Profundidade com referência a extremidade da área carregada (m).

Pinto (2000) sugere que se inclua um valor adicional de correção pelo fato de que, para valores elevados de m e n , o denominador do segundo termo torna-se negativo e neste caso o ângulo da tangente indicada deve estar no intervalo de $\pi/2$ a π e não entre $-\pi/2$ a 0 , como seria considerados em cálculos computacionais. Desta forma pode-se incluir ao valor de I_z calculado:

$$+ \pi \left(\frac{D - ABS(D)}{2D} \right) \quad (5.32)$$

Onde:

$$D = m^2 + n^2 + 1 - m^2 n^2 \quad (5.33)$$

Considerando o compactador utilizado nestes ensaios o acréscimo de tensão avaliado sobre o geotêxtil foi de:

Primeira compactação (Etapas 04 e 05)

1ª “passada do sapo compactador” - $\Delta\sigma' = 16$ kPa

2ª “passada do sapo compactador” - $\Delta\sigma' = 20$ kPa

Segunda compactação (Etapas 07 e 08)

1ª “passada do sapo compactador” - $\Delta\sigma' = 12$ kPa

2ª “passada do sapo compactador” - $\Delta\sigma' = 14$ kPa

5.4.2 Influência da rigidez do geotêxtil e da largura do vazio.

A rigidez do geotêxtil J (kN/m) e a largura do vazio - L (m), associados ao carregamento atuante sobre o geotêxtil q (kPa) constituem as principais variáveis constitutivas do modelo proposto. Considerando o carregamento atuante durante o processo construtivo conhecido, apresentam-se a seguir os resultados da análise paramétrica realizada para as variáveis J e L .

A Tabela 5.9 apresenta, na coluna (1), as análises realizadas considerando a nomenclatura utilizada nos ensaios de grande dimensão, na coluna (2), a tensão total vertical aplicada no final do processo construtivo, na coluna (3), o deslocamento vertical correspondente ao somatório dos deslocamentos parciais ocorridos durante o processo construtivo, na coluna (4), a relação entre o deslocamento vertical e a largura do vazio – deflexão (%), na coluna (5), a deformação correspondente e na coluna (6), o esforço de tração máximo mobilizado no geotêxtil.

Tabela 5.9 – Resultados da análise paramétrica realizada para o modelo proposto, considerando as variáveis: Largura do vazio L e rigidez do geotêxtil J .

1	2	3	4	5	6
Solo B					
Análises	σ (kPa)	y (mm)	ΔY (%)	ε (%)	T (kN/m)
B27-100	11,7	19,78	19,78	7,15	1,93
B57-100	11,7	15,88	15,88	4,55	2,28
B150-100	11,7	10,88	10,88	2,11	3,16
B27-200	11,7	51	25,50	11,62	3,14
B57-200	11,7	40,67	20,34	7,44	3,72
B150-200	11,7	27,56	13,78	3,48	5,21
B27-400	11,7	133,05	33,26	18,7	5,05
B57-400	11,7	104,98	26,25	12,09	6,04
B150-400	11,7	70,33	17,58	5,71	8,57
Solo C					
Análises	σ (kPa)	y (mm)	ΔY (%)	ε (%)	T (kN/m)
B27-100	10	19,53	19,53	6,71	1,81
B57-100	10	15,72	15,72	4,3	2,15
B150-100	10	10,79	10,79	2,01	3,01
B27-200	10	50,28	25,14	10,75	2,9
B57-200	10	40,16	20,08	6,96	3,48
B150-200	10	27,29	13,65	3,3	4,95
B27-400	10	130,76	32,69	16,76	4,53
B57-400	10	103,44	25,86	11,12	5,56
B150-400	10	69,51	17,38	5,39	8,08

Como se pode verificar nos resultados apresentados na Tabela 5.9 a variação do tipo de solo não influenciou significativamente no comportamento do geotêxtil em relação às deflexões, deformações e esforços de tração gerados no final do processo construtivo. De fato, as deflexões dependem do carregamento gerado sobre a manta durante o lançamento e compactação de cada camada, como os processos construtivos utilizados para os dois solos e o carregamentos gerados foram semelhantes, as diferenças foram reduzidas.

Considerando a rigidez do geotêxtil constante, o deslocamento vertical da manta aumenta consideravelmente com a largura do vazio para $J = 27$ kN/m, 50 kN/m e 150 kN/m. Provavelmente não existe uma relação direta entre a rigidez do geotêxtil e a largura do vazio, entretanto, pelos dados apresentados, pode-se constatar que aumentando-se a largura do vazio deve-se aumentar consideravelmente a rigidez do geotêxtil para garantir resultados semelhantes, por exemplo, para a análise B27-100 o deslocamento da manta

foi de 19,78 mm. Caso se aumente a largura do vazio para 200 mm será necessário um geotêxtil com rigidez superior a 150 kN/m para garantir resultados semelhantes. A Figura 5.23 ilustra esta questão.

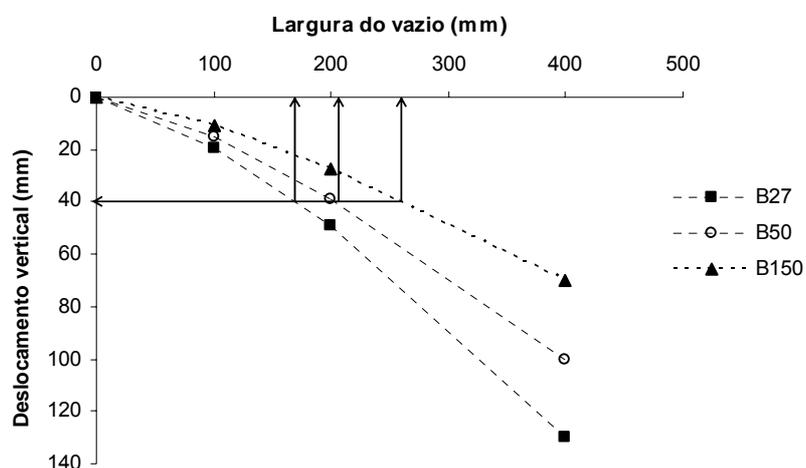


Figura 5.23 – Relação entre largura do vazio e deslocamento vertical do geotêxtil para o sistema Geovala.

Considerando a largura do vazio constante, o deslocamento da manta diminui significativamente com o aumento da rigidez do geotêxtil. Neste caso parece não existir uma relação linear e sim definida por uma equação do tipo $y = \alpha \cdot J^{-\beta}$ onde α e β são constantes que podem ser definidas através de análises paramétricas ou ensaios de laboratório. A Figura 5.24 apresenta relação entre o deslocamento vertical da manta com o acréscimo da rigidez para o vazio com largura de 100, 200 e 400 mm.

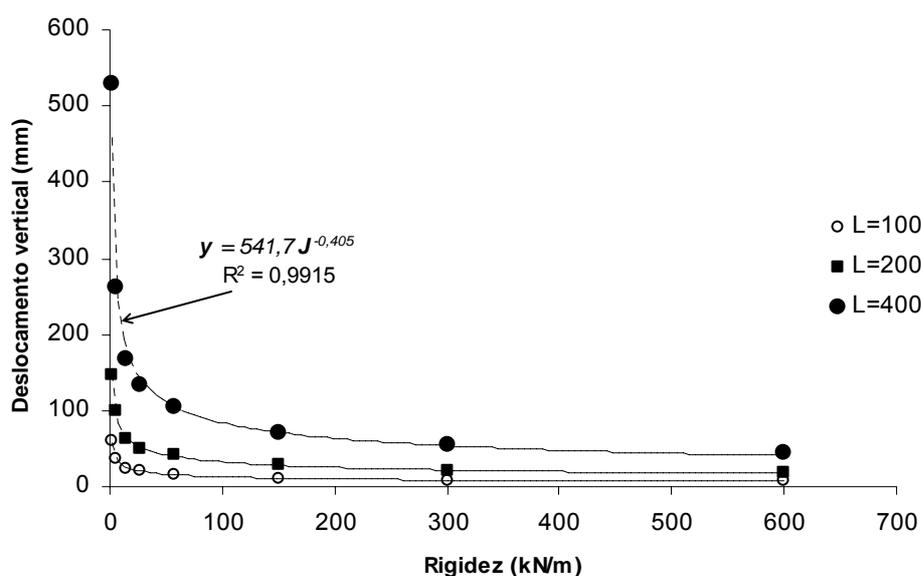


Figura 5.24 - Relação entre o deslocamento vertical da manta com o acréscimo da rigidez para o vazio com largura de 100, 200 e 400 mm.

É interessante verificar que os deslocamentos do geotêxtil, para um determinado carregamento, tende a apresentar valores constantes, independentes da rigidez da manta. Isto se torna particularmente interessante para casos onde se deseja otimizar a aplicação do material sem prejudicar o seu desempenho. Para facilitar o procedimento de cálculo podem-se desenvolver gráficos que relacionam as deformações e os esforços de tração gerados no geotêxtil com a da rigidez J e da largura do vazio L . A Figura 5.25 mostra uma representação típica de um gráfico desenvolvido para a análise realizada. O gráfico da Figura 5.25 relaciona o esforço de tração T (kN/m) com a deformação da manta ε (%) para três tipos geotêxteis com rigidez de $J = 27$, 57 e 150 kN/m. Este gráfico é dividido em três regiões, em função da largura do vazio. A região 1 representa o vazio de largura $L = 100$ mm, a região 2 o de largura $L = 200$ mm e, finalmente, a região 3, para o vazio de largura $L = 400$ mm.

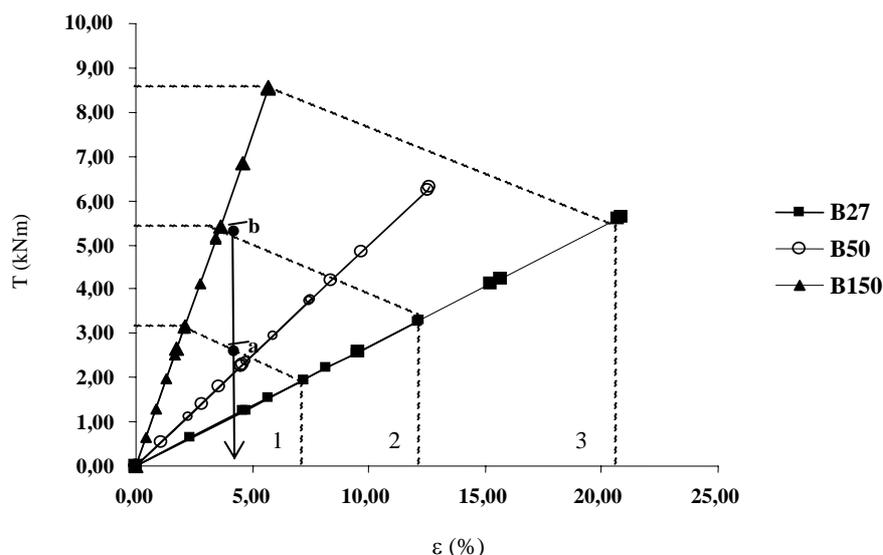


Figura 5.25 – Relação entre o máximo esforço de tração T (kN/m), as deformações da manta e a largura do vazio, representada pelas regiões: região (1) com $L = 100$ mm, região (2) com $L = 200$ mm e região (3) com $L = 400$ mm.

Como exemplo, considere uma deformação máxima de projeto $\varepsilon = 4\%$ e largura do vazio $L = 200$ mm (pontos a e b nos limites da região 2), os geotêxteis com $J = 27$ e ou 57 kN/m não poderiam ser especificados pois apresentariam deformações maiores do que as permitidas. Entretanto, para o geotêxtil com $J = 150$ kN/m as deformações seriam menores do que as especificadas em projeto.

Como visto, na Figura 5.25, para uma mesma região, quanto maior a rigidez menor serão as deformações e maiores serão os esforços de tração, e para um mesmo geotêxtil, quanto maior a largura do vazio, maiores serão as deformações e esforços de tração gerados na manta. Desta forma, a partir de uma deformação de projeto especificada pode-se selecionar o geotêxtil próprio para atender as especificações estabelecidas.

5.5 Estudos complementares - a deflexão do duto

Apresenta-se a seguir uma breve discussão dos resultados com relação ao tema deflexão e deformação das paredes do duto. Deve-se ressaltar que as tensões geradas nas paredes do duto, para o caso Geovalva, foram pequenas,

fazendo com que as deflexões e as deformações e, conseqüentemente, os momentos fletores e os esforços de compressão fossem pequenos.

O principal objetivo do sistema construtivo Geovala (desenvolvido nesta pesquisa) é garantir que o duto (rígido ou flexível) seja instalado sem que haja qualquer alteração em sua forma durante o processo construtivo e a sua vida útil. As alterações de forma, quando relacionadas ao diâmetro da tubulação são denominadas deflexões ($\Delta y = \delta y / D$) e têm sido amplamente estudadas (MARSTON 1930, SPANGLER 1941, AWWA 1985, DUNCAN 1976, BUENO 1987, PREVOST E KIENOW 1994). Através do conhecimento das deflexões pode-se entender a interação existente entre o duto e o solo envolvente, no caso de dutos flexíveis, o solo de suporte lateral. Considerando a referência européia (PREVOST E KIENOW, 1994) pode-se calcular a rigidez isolada da estrutura pela seguinte expressão:

$$Re = \frac{E \cdot I}{D^3} \quad (5.34)$$

Em que: E = Módulo de elasticidade $E_{pvc}(20^{\circ}C) = 3,2E+6$ kPa; I = Momento de Inércia = $I = t^3/12 \rightarrow I = 0,0108^3/12 \rightarrow I = 1,05E-07$ m³; D = Diâmetro do duto D = 0,4m.

Desta forma, têm-se que:

$$Re = 5,25 \text{ kPa} \geq 5 \text{ kPa (mínimo)}$$

Ou ainda, pela norma americana.

$$PS = EI / 0,146 R^3 = 287,67 \text{ kPa} \geq 247,15 \text{ kPa (mínimo) (ASTM D2412, 1986)}$$

Verifica-se que o valor de 5,25 kPa está muito próximo do valor mínimo recomendado de 5 kPa, ou seja, abaixo deste valor o duto seria considerado inadequado para utilização. De fato, pode-se verificar que o fator de flexibilidade deste duto está próximo do valor limite de utilização $FF = D^2/EI = 0,476$ m/kN $\leq 0,542$ m/kN. Entretanto, justifica-se a escolha deste duto

exatamente para tornar possível a avaliação do processo construtivo em uma situação limite. Ainda, pode-se considerar a relação entre a rigidez do duto e a do solo através de um parâmetro denominado rigidez relativa (GUMBEL ET AL, 1982). Desta forma, considerando a rigidez do solo ($GC > 90\%$):

$$R_s = \frac{E_s}{(1 - \nu)} \quad (5.35)$$

Em que: E_s = Módulo de Elasticidade do solo lateral (Obtido de ensaios triaxiais).

Valor do ensaio	Valor de recomendado (kPa)		
	Min	Máx	
$E_s = 10.000 \text{ kPa}$	6.890	13.790	(HOWARD, 1977)
	8.280	16.560	(HARTLEY & DUNCAN, 1987)

ν - Coeficiente de poisson = 0,32 ($\phi = 32^\circ$)

Desta forma, têm-se que:

$$R_s = 14.706 \text{ kPa}$$

Assim, pode-se conhecer a rigidez relativa do sistema solo – duto.

$$RR = \frac{R_s}{R_e} \quad (5.36)$$

Sendo

$$RR = 2.801 \quad \text{Valor de recomendado para sistemas flexíveis} > 1.000$$

O valor obtido para RR pela eq.(5.36), utilizando-se de dados de ensaios triaxiais de laboratório, realizados com o mesmo solo e sob a mesma tensão de confinamento, indica que o comportamento do duto, quanto enterrado, é

flexível, isto é, existe uma enorme interação que se desenvolve entre o duto e o solo durante o processo construtivo. Esta interação favorece a formação do arqueamento e conseqüentemente provoca uma enorme redistribuição de esforços no maciço, reduzindo as cargas sobre o duto. Janson (1974), Gumbel et al. (1982), entre outros, apresentam formulações que permitem prever este comportamento.

A Figura 5.26 apresenta os deslocamentos de oito (8) pontos de leitura ao redor do duto para o ensaio de referência RV-conduto A, considerando uma tensão de 150 kPa de sobrecarga aplicada na superfície do aterro. Os valores que estão em parênteses referem-se às deflexões. Como convenção, adota-se: deslocamentos para o fora do duto (expansão) negativos (-) e para dentro (contração) positivos (+)

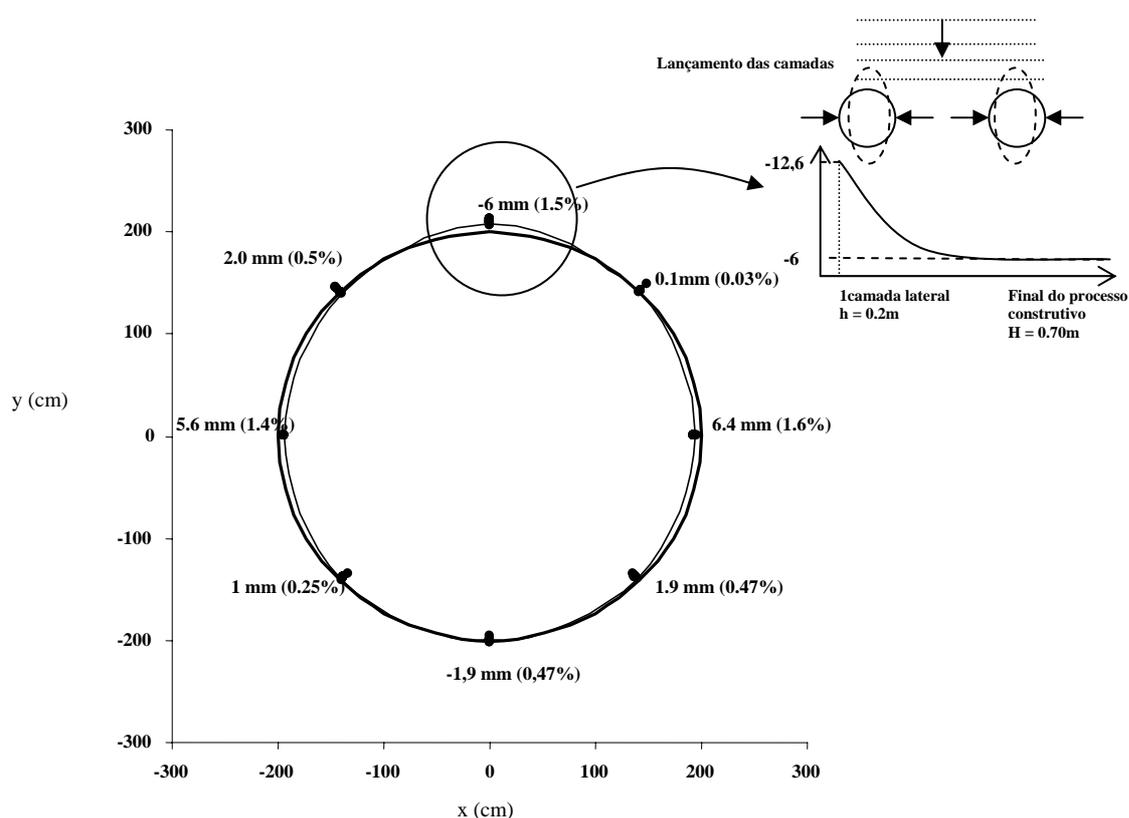


Figura 5.26 – Deslocamentos medidos no ensaio de referência RV-conduto A

Observa-se na Figura 5.26 que, devido à compactação das camadas laterais ($h = 0,20$ m e $0,40$ m), gráfico no canto superior direito, o duto apresentou uma ovalização, comum a estruturas flexíveis, expandindo o topo e

contraindo as laterais. A expansão inicial do topo do duto foi da ordem de - 12,6mm (3,15%) e a contração lateral de 6mm (1,5%). O valor elevado da deflexão, próximo da ruptura, normalmente considerada de 5%, certamente está associado às características de rigidez da estrutura ($R_e = 5,25$ kPa) quanto instalada. Verificou-se ainda que após a compactação das camadas laterais, devido ao confinamento, as deflexões observadas nos pontos medianos dos quadrantes superiores e inferiores e nas laterais permaneceram inalteradas durante o enchimento do aterro e aplicação da sobrecarga.

Procedendo-se à compactação das camadas superiores ao topo do duto ocorre uma contração do topo que atinge, no final do processo construtivo, o valor de +6,60 mm. Esta contração do topo do duto, durante o enchimento do aterro, pode influenciar na formação do arqueamento do solo e a conseqüente na distribuição de esforços, fato este explicado pela rigidez relativa do meio ($RR = 2,801$), apesar da expansão inicial. Verifica-se ainda que, durante a aplicação da sobrecarga de 150 kPa não houve nenhuma alteração significativa das deflexões ocorridas durante o processo construtivo, ratificando a importância do processo construtivo no comportamento final da construção.

A Figura 5.27 apresenta os deslocamentos e em parênteses as deflexões de oito (8) pontos de medida para o ensaio de referência RS-conduto A, considerando uma tensão de 150 kPa de sobrecarga aplicada na superfície do aterro.

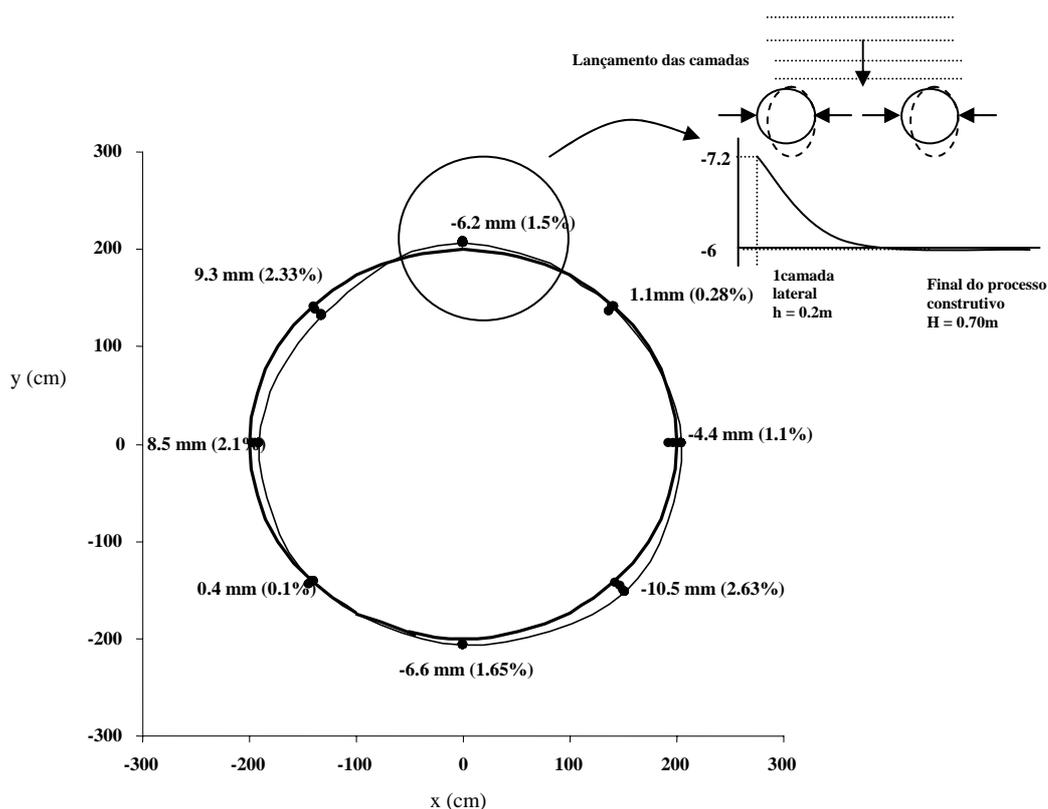


Figura 5.27 – Deslocamentos medidos no ensaio de referência RS-conduto A.

A Figura 5.27 apresenta um comportamento semelhante ao observado anteriormente. Entretanto, a contração do topo no final do processo construtivo, gráfico superior no canto direito, é menor do que a do ensaio RV-conduto A e é da ordem de +1mm (0,25%). Isto pode diminuir a intensidade do arqueamento e a distribuição dos esforços. Viana e Bueno (2001) relatam que valores da ordem de 0,1mm são suficientes para ocorrência do arqueamento. De fato, observou-se que as tensões reduzidas sobre a estrutura foram menores do que aquelas medidas no ensaio RV-conduto A. Um outro fator importante observado no ensaio RS-conduto A é a provável ocorrência de um deslocamento horizontal do duto, de pequena magnitude, quando executada as camadas laterais. Isto explica o acréscimo nas deflexões (expansão e contração) dos pontos medianos dos quadrantes superiores, inferiores e laterais do duto. Provavelmente este deslocamento foi provocado pela energia exercida no solo pelo equipamento de compactação e pela diferença de rigidez das camadas laterais. A consequência direta da contração dos pontos medianos dos quadrantes superiores é a redução dos esforços nos ombros do

duto. Como no ensaio RV-conduto A, nenhuma diferença significativa foi observada nas deflexões do duto após a finalização do aterro e aplicação da sobrecarga de 150 kPa.

A Figura 5.28 apresenta os deslocamentos e em parênteses as deflexões características de oito (8) pontos de medida para os ensaios utilizando o sistema construtivo Geovala (ensaio representado B57-200), considerando uma tensão de 150kPa de sobrecarga aplicada na superfície do aterro.

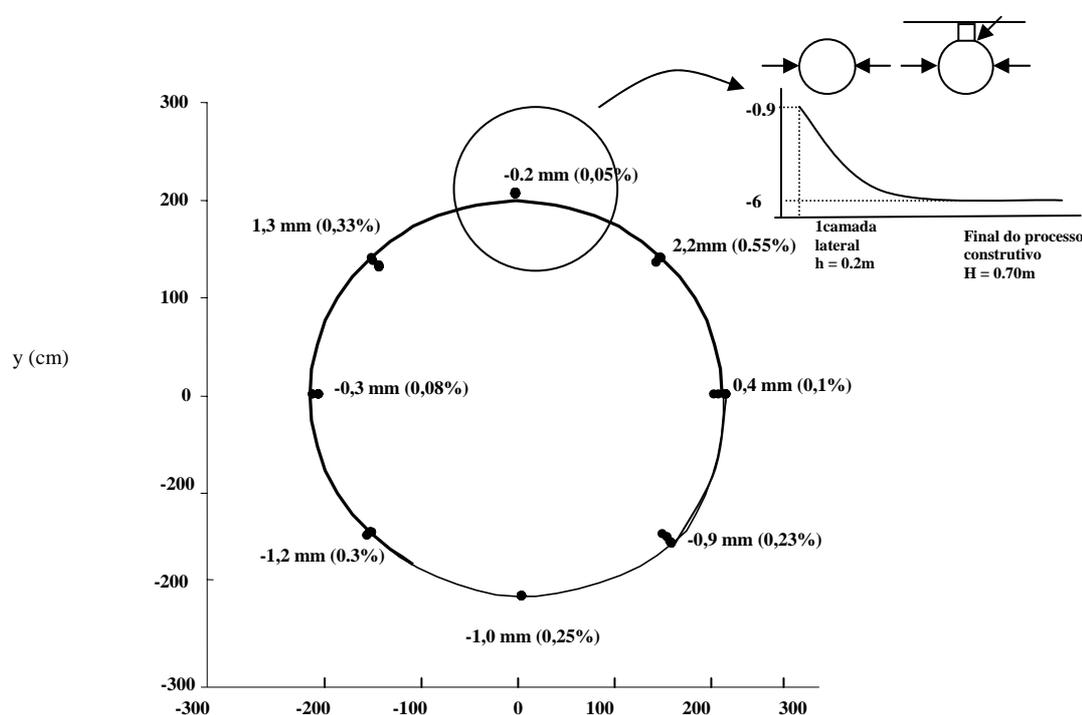


Figura 5.28 – Deflexões características medidas no ensaio B57-200.

Observa-se na Figura 5.28 que as deflexões lidas em todos os pontos foram menores que 1,0%. Isto pode estar associado ao processo construtivo utilizado. No sistema Geovala, o duto é instalado em uma vala, normalmente com largura $L = D$ diâmetro do duto, o que elimina completamente as deflexões no duto. Entretanto, para situações nas quais não é possível a execução da vala executa-se um vazio acima do topo do duto com $L < D$, nestas situações, espera-se que ocorra acréscimo nas deflexões tanto nos ombros quanto no topo do duto. De fato, isto foi observado nos ensaios com a largura do vazio L

< D. Para estas situações, a energia de compactação aplicada durante a execução da primeira camada lateral, acima do duto, pode originar contrações nos ombros e expansão do topo do duto. A Figura 5.29 ilustra este efeito. Entretanto, apesar da ocorrência destas deflexões, verificou-se que o valor máximo, medido nos ensaios do sistema Geovala, de contração dos ombros de 1,0 % e expansão do topo, de 0,8%.

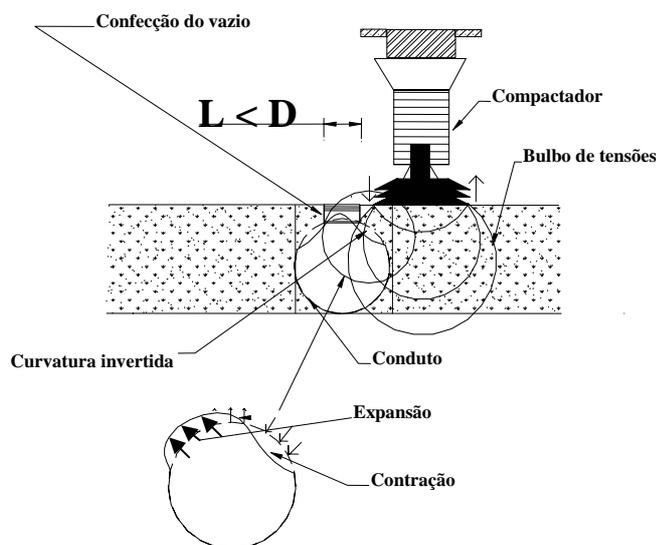


Figura 5.29 – Efeito da compactação das primeiras camadas laterais sobre a deflexão do duto.

Observou-se ainda que a execução do aterro e a aplicação das sobrecargas podem aumentar as deflexões que ocorrem nos ombros do duto. Este acréscimo pode estar associado ao efeito do arqueamento induzido pela manta que transfere esforços para esta região. Entretanto, apesar da maior parte dos esforços serem concentrados nos ombros, as deflexões acrescidas foram menores que 1%. Além do efeito do arqueamento gerado pela manta, existe o arqueamento gerado pelos ombros, devido à deflexão que ocorre durante o processo construtivo e de sobrecarga nesta região, como consequência da atuação dos esforços transferidos pela região central. Denomina-se esta interação dinâmica de *multi – arqueamento*. No *multi –*

arqueamento tanto os esforços gerados sobre o duto, devido à deflexão da manta, quanto nas laterais, devido à deflexão dos ombros, são reduzidos, diminuindo conseqüentemente as tensões. Visto isto, verifica-se o enorme efeito do processo construtivo sobre as deflexões que são geradas no duto. Para ilustrar a importância do processo construtivo, apresenta-se na Figura 5.30 uma comparação entre as deflexões do topo do duto que ocorreram durante o processo construtivo e durante sobrecarga para todos os ensaios realizados no solo B.

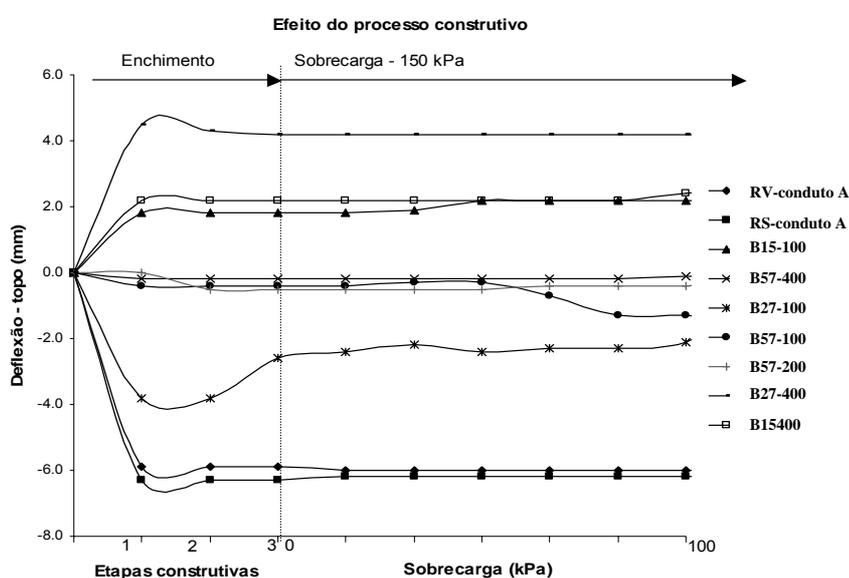


Figura 5.30 - Comparação entre as deflexões que ocorrem durante o processo construtivo e durante a sobrecarga de 100 kPa para o topo do duto.

Como pode ser visto no gráfico da Figura 5.30, as maiores deflexões geradas no topo do duto ocorrem durante o processo construtivo. Este comportamento repete-se para os pontos laterais e inferiores do duto. Entretanto, como visto, a deflexão final do ombro do duto pode ser de até 1,0% maior após aplicação da sobrecarga devido ao efeito do arqueamento induzido pela manta na região central. Finalmente, considerando as deflexões ocorridas durante as etapas construtivas, apresentadas na Figura 5.30, verifica-se que a maior parte ocorre durante a primeira etapa do processo construtivo (execução da envoltória). Considera-se como envoltória à camada de solo lateral e a

primeira camada de cobertura acima do topo do duto (sem compactação sobre o duto). Depois de concluída a envoltória, executa-se a compactação das camadas subseqüentes até finalização do aterro. O efeito da compactação lateral da envoltória, sobre o duto, pode gerar um pequeno acréscimo nas deflexões no topo do duto, como pode ser observado na Figura 5.29.

A Tabela 5.10 apresenta uma comparação entre as deflexões finais geradas no topo e na lateral do duto considerando os ensaios realizados com o solo B.

Tabela 5.10 - Deflexões finais no topo e na lateral do duto considerando os ensaios realizados com o solo B

Ensaio	Topo	Lateral
RV-conduto A	-6,1	6,4
RS-conduto A	-6,2	-4,4
B15-100	2,2	3,2
B57-400	-0,3	1,6
B27-100	-2,3	6,9
B57-100	-1,0	-1,4
B57-200	-0,2	0,4
B27-400	4,2	0,3
B15-400	2,3	5,7

Verifica-se na Tabela 5.10 que o processo construtivo Geovalva pode reduzir as deflexões sobre o topo e lateral do duto. Desta forma, como consequência direta, pode reduzir as deformações da estrutura, a compressão nas paredes, e, portanto, os momentos fletores e os esforços cortantes.

5.5.1 Deformação do duto – Compressão nas paredes e Momentos fletores.

Dutos enterrados podem ficar submetidos a enormes tensões de compressão nas paredes, principalmente quando sob aterros espessos e se o estado de tensões em seus contornos for uniforme (WHITE E LAYER, 1960). Estes esforços podem provocar ruptura por plastificação das paredes. Quando o estado de tensão não for uniforme surgem momentos fletores que podem

provocar a ruptura por flambagem. Para intensificar a probabilidade de ruptura por um ou outro efeito aplicou-se uma tensão de 150 kPa distribuída na superfície do aterro para verificar o comportamento da estrutura frente às deformações ocorridas. A partir da leitura das deformações pôde-se calcular a tensão de compressão e os momentos fletores gerados nas paredes, Equações 5.37 e 5.38 (BUENO, 2003). A Figura 5.31 apresenta um exemplo típico de distribuição de tensão de compressão nas paredes do duto para os ensaios realizados. No caso em questão, os resultados são do ensaio de referência RV-conduto A.

$$\sigma_h = \frac{(\varepsilon_o + \varepsilon_i)E}{2(1-\nu^2)} \quad (5.37)$$

$$M = \frac{(\varepsilon_o - \varepsilon_i)Et^2}{12(1-\nu^2)} \quad (5.38)$$

Em que: σ_h = tensão de compressão (kPa); E = módulo de elasticidade do duto (kPa); ε_o = Deformação externa (μe); ε_i = Deformação interna (μe); M = momento fletor (kN.m/m); ν = coeficiente de Poisson e t = Espessura das paredes do duto (mm).

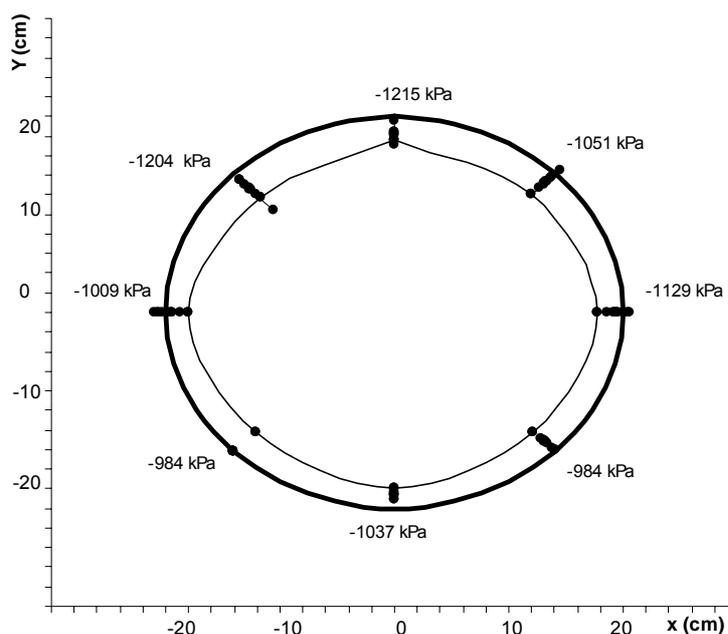


Figura 5.31 – Tensões de compressão nas paredes do duto, calculadas com base nas deformações medidas no ensaio de referência RV-conduto A.

Pode-se observar na Figura 5.31 os pequenos valores de tensão compressiva desenvolvida nas paredes do duto além de uma grande uniformidade dos valores medidos. Constata-se que o máximo esforço desenvolvido corresponde a apenas 0,03% de σ_y , em que: $\sigma_y \cong 3\text{-}5\text{E}6$ kPa é a tensão de escoamento do PVC para a temperatura de 20⁰C. Isto revela que o duto está distante de uma possível ruptura por esmagamento das paredes. Para todos os ensaios realizados verificou-se um comportamento semelhante ao apresentado na Figura 5.31. A Figura 5.32 apresenta uma comparação entre as tensões compressivas máximas calculadas nos ensaios realizados. Neste gráfico os ensaios realizados com o sistema Geovala são relacionados aos ensaios de referência, o quadrado preenchido indica a relação Geovala/RV-conduto A e o círculo a relação Geovala/RS-conduto A.

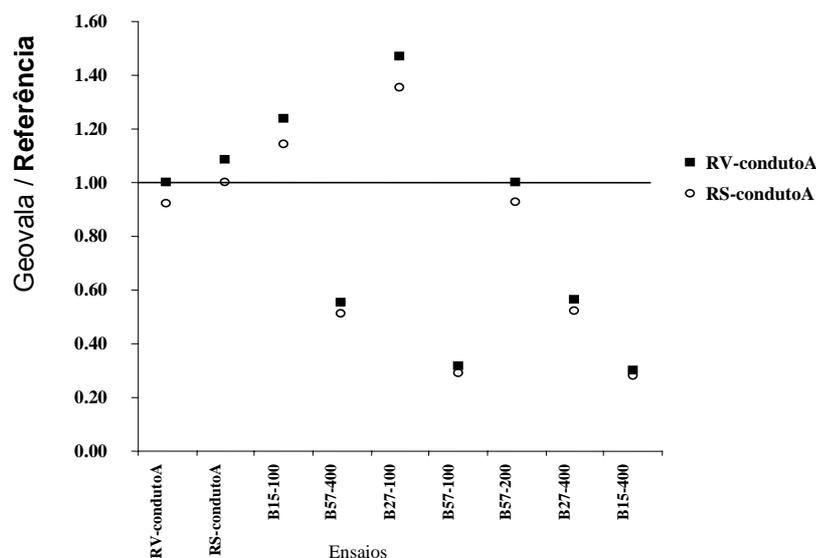


Figura 5.32 - Comparação entre as tensões compressivas máximas calculadas nos ensaios realizados

Nota-se na Figura 5.32 que para os ensaios com $L = D$, os esforços de compressão máximos sobre a parede do duto foram reduzidos em até 70%. Certamente, este baixo valor observado, está associado à redução de tensão vertical que atinge a estrutura nestes ensaios. Entretanto, esta redução não representa ganhos significativos quando comparados à porcentagem da área necessária para resistir os esforços de compressão considerando o processo construtivo do Geovla e os ensaios de referência RV-conduto A e RS-conduto A. A Figura 5.33 apresenta os valores calculados da porcentagem da área necessária para resistir os esforços de compressão nos ensaios realizados. Para tanto foram utilizadas as formulações da American Association of State Highway e Transportation Officials - AASHTO M278/M278M (1979) e USArmy (1997).

$$A = \frac{F_C}{fa} \quad (\text{AASHTO}) \quad (5.39)$$

$$A \geq 2 \left(\frac{F_{C_{ST}}}{f_i} + \frac{F_{C_{LT}}}{f_{50}} \right) 10^6 \quad (\text{USArmy}) \quad (5.40)$$

Em que: F_c (kN/m) = Força compressiva nas paredes do duto (Considera-se $FC_{st} = FC_{IT}$)

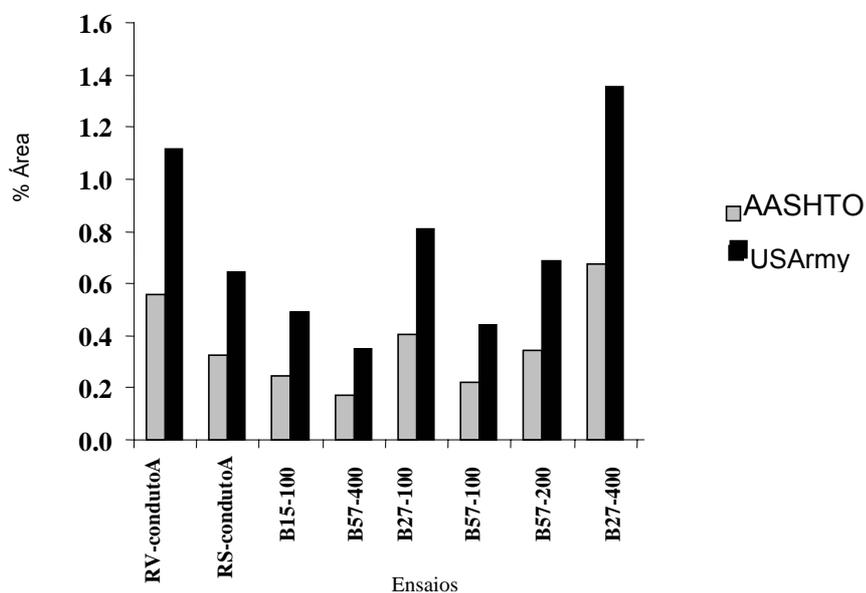


Figura 5.33 - Valores calculados da porcentagem da área necessária para resistir a força compressiva atuante.

Os valores apresentados na Figura 5.33 podem representar a segurança do duto em relação ao esmagamento das paredes. Observe que em todos os ensaios realizados a máxima porcentagem utilizada da área disponível foi de 1,40%. Isto mostra que o duto apresenta uma enorme resistência ao esmagamento das paredes, comprovando não ser este um condicionante de projeto para os casos analisados.

Cabe enfatizar que os valores apresentados foram calculados a partir de dados de deformação externa e interna lida nos ensaios. Em relação às deformações, apresentam-se na Figura 5.34 as deformações máximas medidas nos ensaios realizados e calculada pelos métodos (JEYAPALAN E BOLDON, 1986; GODDARD 1994).

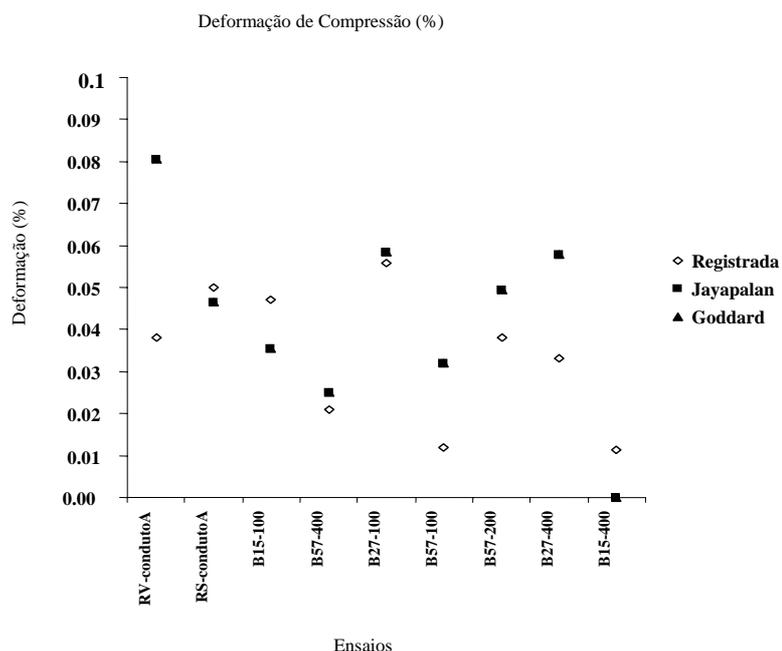


Figura 5.34 – Deformações registradas nos ensaios realizados e calculadas pelos métodos (JEYAPALAN e BOLDON, 1986; GODDARD 1994)

Os resultados apresentados na Figura 5.34 comprovam a ineficácia dos métodos para prever as deformações na estrutura. Seguramente, avaliar o efeito do processo construtivo constitui-se a maior dificuldade encontrada pelos métodos, o que justifica a discrepância.

Em relação aos momentos fletores, considerou-se a seguinte convenção, Figura 5.35.

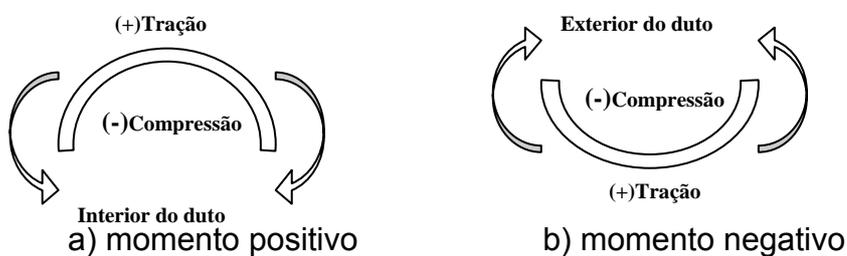


Figura 5.35 – Convenção utilizada no cálculo dos momentos fletores

A Figura 5.36 apresenta os momentos calculados para o ensaio de referência RV-conduto A. Em todos os ensaios realizados verificou-se um comportamento semelhante ao do ensaio de referência RV-conduto A, embora com menor intensidade.

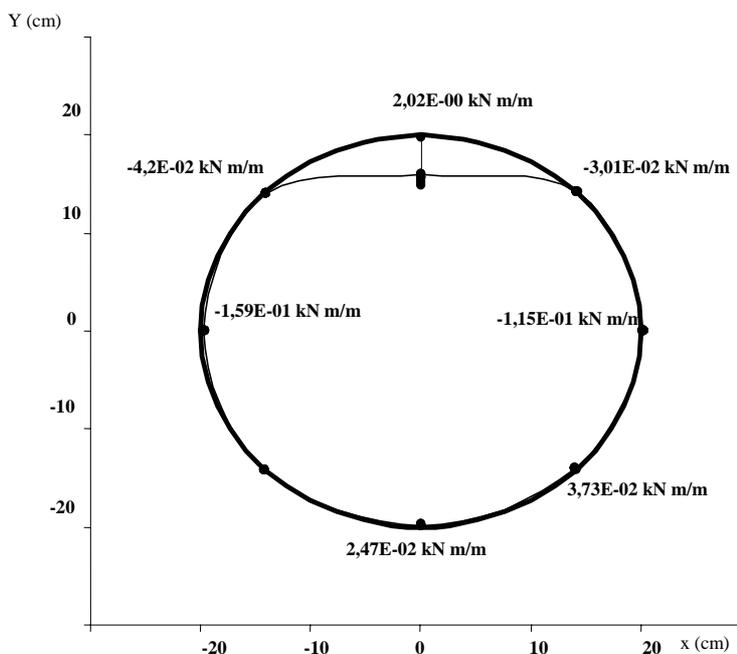


Figura 5.36 – Momentos calculados no ensaio de referência RV-conduto A.

Observa-se que os valores apresentados na Figura 5.36 estão de acordo com os deslocamentos gerados no ensaio RV-conduto A. Por exemplo, o deslocamento final do topo do duto, neste ensaio, foi de -6mm , ou seja, as fibras externas do duto foram tracionadas e as internas comprimidas, gerando um momento positivo de $2,02\text{ kN m/m}$. Ainda, considerando a uniformidade dos momentos ao redor do perímetro do duto, pode-se verificar a importância da envoltória no confinamento de estruturas flexíveis, tais como as ensaiadas. Entretanto, a falta de confinamento sobre o topo do duto certamente contribuiu para a ocorrência de momentos fletores maiores. No sistema Geoval, o duto encontra-se totalmente ou parcialmente livre na parte superior, evitando que qualquer esforço vertical atinja a estrutura, minimizando os momentos fletores na estrutura. A ocorrência de momentos fletores no sistema Geoval se dá nos ensaios com largura do vazio $L < D$, onde os efeitos da compactação do solo

lateral sobre o duto atinge os ombros. Apesar dos momentos gerados serem de pequena intensidade, geralmente $M_{m\acute{a}x} = 0,1$ kN m/m este efeito deve ser levado em consideração. A Figura 5.37 apresenta os momentos máximos calculados para os ensaios realizados.

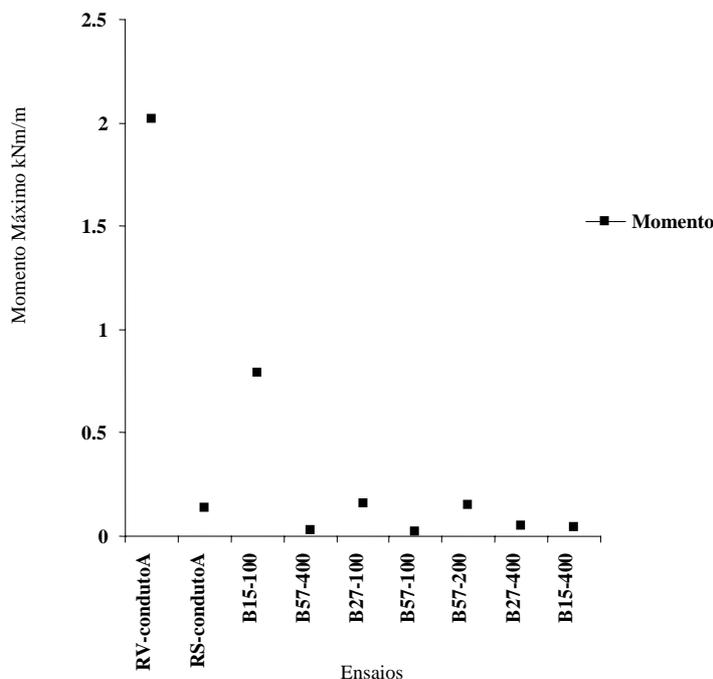


Figura 5.37 – Momentos máximos calculados nos ensaios realizados.

Constata-se na Figura 5.37 que o sistema Geovala reduz os momentos sobre a estrutura quando comparado ao ensaio de referência RV-conduto A. No sistema Geovala, os momentos são praticamente eliminados devido à redução drástica dos esforços sobre a estrutura. Em relação ao ensaio de referência RS-conduto A, esta diferença é menos expressiva. Isto se deve ao fato de que dutos em aterros, na maioria das vezes, são submetidos a esforços mais uniformes do que na vala. Sabe-se que a elevada distorção dos esforços na superfície do duto pode gerar pontos de enfraquecimento na superfície e conseqüentemente a ocorrência da flambagem. Entretanto, devido os valores reduzidos dos esforços gerados (principalmente nos ensaios Geovala), do elevado confinamento do duto e das características de rigidez do próprio material a ocorrência da flambagem torna-se improvável.

CAPÍTULO 6**CONCLUSÕES**

6.1 Introdução

Nesta tese apresentou-se uma técnica construtiva inovadora para a implantação de dutos enterrados, utilizando geossintéticos. A técnica foi intitulada GEOVALA. Para desenvolver as bases técnicas da Geovala foram efetuados testes de pequenas e grandes dimensões no laboratório para avaliar os aspectos geométricos da instalação e efeito no tipo de solo. Além disso, foi desenvolvido um modelo analítico de previsão dos esforços de tração nos geossintéticos. Neste capítulo apresentam-se as conclusões mais importantes deste trabalho.

6.2 Os ensaios experimentais

Os experimentos consistiram de ensaios de pequenas e grandes dimensões realizados para quantificar a interação solo – geotêxtil – vazio – duto no sistema Geovala. Nestes experimentos foram registradas as tensões verticais em vários pontos do maciço, próximo ao duto, no geotêxtil e as tensões normais ao duto, durante o processo construtivo e aplicação da sobrecarga. Além disso, foram registradas as deflexões dos geotêxteis e dos dutos, de modo a complementar a avaliação da influência mútua entre os diversos componentes do sistema.

Apresentam-se a seguir as principais conclusões do programa experimental:

- a) A inclusão do geotêxtil sobre o vazio (vala ou geocalha) é fundamental para garantir a funcionalidade e a estabilidade do sistema Geovala. O geotêxtil, quando instalado da forma proposta, considerando os ensaios realizados, impede a propagação do vazio para a superfície do solo;

b) As tensões finais registradas sobre o geotêxtil, após o lançamento e compactação de cada camada, aproximam-se do valor das tensões de peso próprio tanto para o solo A, quanto para o solo B. É interessante ressaltar que durante o processo construtivo as tensões sobre o geotêxtil podem variar significativamente em função da intensidade de carregamento e descarregamento. Em relação às tensões sobre o geotêxtil podem-se verificar duas situações:

b.1) pequenas alturas de cobertura: neste caso, as tensões verticais que atuam sobre geotêxtil são devidas ao peso próprio da camada mais o acréscimo de carga da compactação. Considerando que a maioria das deformações ocorrem durante o processo de compactação das primeiras camadas, existe pouca chance do arqueamento ocorrer pelo fato deste ser destruído por efeito da compactação;

b.2) grandes alturas de cobertura: acima de uma altura crítica de cobertura, o efeito da compactação nas deformações do geotêxtil tende a desaparecer. As tensões atuantes sobre o geotêxtil, para o cálculo das deformações, serão devidas ao peso próprio e sobrecarga afetadas, pelo efeito do arqueamento induzido no sistema.

c) O sistema Geovala reduz as tensões nas paredes do duto. Observou-se que as tensões no topo do duto são eliminadas e nos ombros e nas laterais do duto, extremamente reduzidas. Este efeito contribui para reduzir as deformações e os esforços gerados como consequência deste decréscimo de tensões, tais como: momentos, tensão compressiva nas paredes, etc;

d) O Geovala pode eliminar ou reduzir os deslocamentos do topo e da lateral do duto. Entretanto, observou-se que a execução do aterro e a aplicação das sobrecargas podem aumentar os deslocamentos que ocorrem nos ombros do duto. Este acréscimo pode estar associado ao efeito do arqueamento induzido pela manta que transfere esforços para esta região. Entretanto, apesar da maior parte dos esforços serem concentrados nos ombros, as deflexões acrescidas foram menores que 1%;

- e) O sistema Geovala reduz os momentos sobre a estrutura quando comparado ao ensaio de referência, RV-conduto A. No sistema Geovala, os momentos são praticamente eliminados devido à redução drástica dos esforços sobre a estrutura. Em relação ao ensaio de referência, RS-conduto A, esta diferença é menos expressiva. Isto se deve ao fato de que dutos em aterros, na maioria das vezes, são submetidos a esforços mais uniformes do que os instalados em vala. Sabe-se que a elevada variação dos esforços na superfície do duto pode gerar pontos de enfraquecimento na superfície e conseqüentemente a ocorrência da flambagem. Entretanto, devido os valores reduzidos dos esforços gerados (principalmente nos ensaios Geovala), do elevado confinamento do duto e das características de rigidez do próprio material, a ocorrência da flambagem torna-se improvável;
- f) A ocorrência de momentos fletores no sistema Geovala se dá para ensaios com a largura do vazio $L < D$. Nestes casos, os efeitos da compactação do solo lateral sobre o duto atinge os ombros. Apesar dos momentos gerados serem de pequena intensidade, geralmente $M_{máx} = 0.1 \text{ kN m/m}$, este efeito deve ser levado em consideração no projeto de instalações enterradas utilizando este processo construtivo.
- g) O sistema Geovala reduz as tensões verticais e horizontais na região A (solo na lateral do duto), possivelmente devido aos deslocamentos positivos do duto que permitem a expansão do solo na lateral e também, em alguns casos, provavelmente pelo efeito da redistribuição de tensões no interior do solo provocada pelos deslocamentos relativos que ocorrem no interior do maciço, nesta região. Em instalações do tipo RS-conduto A, as tensões verticais podem ser inferiores às do sistema Geovala devido à menor transferência de tensões para esta região;
- h) O sistema tende a aumentar as tensões na região B (solo lateral ao topo do duto) devido principalmente à redistribuição de esforços de regiões menos rígidas (região C – solo sobre o topo do duto) para mais rígidas (região B). O efeito pode ser reduzido caso o duto apresente deslocamentos positivos nos ombros, nomeadamente para instalações em solos puramente arenosos onde o efeito do arqueamento pode ser mais intenso;

- i) O sistema reduz os esforços na região C (solo sobre o topo do duto). Acima do duto o solo contém um vazio fechado que constitui o sistema Geovalva, este vazio permite que o geotêxtil apresente deslocamentos verticais que ocasionam deformações no solo e conseqüentemente reduz as tensões nesta região;
- j) Verificou-se ainda que mais de 90% dos deslocamentos centrais do geotêxtil instalado sobre o vazio ocorrem durante o lançamento e compactação das primeiras camadas do aterro, permanecendo praticamente inalterados durante a aplicação da sobrecarga. Foi possível constatar também que os deslocamentos do geotêxtil correspondem à cerca de 10-40% da largura do vazio sobre o qual está assentado. Finalmente, observa-se o enorme efeito do processo construtivo sobre os deslocamentos do geotêxtil. De fato, o lançamento e compactação das primeiras camadas de solo constituem-se nos fatores de maior influência sobre os deslocamentos finais do geotêxtil;
- k) Evidentemente os carregamentos e descarregamentos gerados, durante o processo construtivo, induzem deslocamentos proporcionais nos geotêxteis. Deste modo, os deslocamentos finais resultantes serão um somatório dos deslocamentos positivos e negativos ocorridos durante a compactação;
- l) Os deslocamentos do geotêxtil na extremidade do vazio foram inferiores a 1,0 mm;
- m) Considerando as análises realizadas e as condições de estabilidade observadas durante e após a realização dos ensaios, pode-se verificar que as paredes laterais do Geovalva são estáveis.

6.3 O modelo analítico proposto

6.3.1 Resultados da aplicação do método proposto

Em relação aos resultados obtidos por meio da aplicação do método proposto pode-se concluir que:

- a) O método proposto pode ser utilizado para representar o comportamento do geotêxtil instalado sobre o vazio do sistema Geovalva.

Observa-se que o deslocamento do geotêxtil, nestes casos, depende das tensões geradas durante a compactação. Quanto melhor for à avaliação da influência do esforço de compactação sobre o geotêxtil melhor será a previsão realizada pelo método proposto;

b) O mecanismo de transferência de carga, considerando geotêxteis instalados, tais como o do sistema Geovala, é completamente diferente quando não se considera a existência prévia do vazio. Neste caso, o procedimento de cálculo para prever os deslocamentos e os esforços de tração desenvolvidos no geotêxtil deverá ser diferente;

c) Os deslocamentos previstos pelo método proposto ajustaram-se bem aos deslocamentos verticais registrados nos ensaios experimentais.

6.3.2 Estudos paramétricos

a) A variação do tipo de solo parece não influenciar significativamente no comportamento do geotêxtil em relação às deflexões, deformações e esforços de tração gerados no final do processo construtivo. De fato, as deflexões dependem do carregamento gerado sobre a manta durante o lançamento e compactação de cada camada, como o processo construtivo utilizado para os dois solos e o carregamento gerado foi semelhante, as diferenças foram reduzidas;

b) Considerando a rigidez do geotêxtil constante o deslocamento vertical da manta aumenta consideravelmente com a largura do vazio para $J = 27 \text{ kN/m}$, 50 kN/m e 150 kN/m . Pelos dados apresentados pode-se constatar que aumentando-se a largura do vazio deve-se aumentar consideravelmente a rigidez do geotêxtil para garantir resultados semelhantes;

c) Considerando a largura do vazio constante, o deslocamento da manta diminui significativamente com o aumento da rigidez do geotêxtil. Neste caso parece existir uma relação não-linear entre deslocamento e rigidez que pode ser expressa por uma equação do tipo $y = \alpha.J^{-\beta}$, onde α e β são constantes que podem ser obtidas através de ensaios de laboratório.

6.4 Recomendações para trabalhos futuros

Apesar de ter sido amplamente testado em laboratório, o sistema Geovala ainda carece de experimentação de campo. Desta forma, não obstante o conhecimento que se tem do sistema atualmente, recomenda-se que à medida que a técnica for sendo empregada, algumas questões sejam investigadas, tais como:

- a) Avaliar o efeito da compactação e do tráfego (excêntrico e dinâmico), que, freqüentemente ocorre em instalações no campo. Deve-se avaliar o efeito destes carregamentos em aterros de pequena altura de cobertura, considerando dutos de diferentes diâmetros. É importante analisar também o efeito do carregamento em instalações múltiplas, situação comumente encontrada na prática;
- b) Devido aos excelentes resultados obtidos nestes estudos, em relação a às instalações em que se utilizaram a Geocalha, seria interessante analisar a variação das dimensões geométricas (largura e altura) em relação ao diâmetro do duto e a posição de instalação da geocalha sobre o duto. Além disso, deveria ser realizado um estudo para avaliar o benefício, em reduzir as tensões verticais e/ou horizontais, da instalação da Geocalha em outras estruturas enterradas, executadas pelo método “*cut and cover*”;
- c) Nas instalações de campo deve-se realizar um estudo com relação à altura de cobertura mínima e a posição do plano de igual recalque no interior do maciço;
- d) Ainda, para complementar o método proposto, deve-se estudar o efeito do carregamento sobre o geotêxtil devido à compactação do solo de modo a tornar possível à previsão por meio de uma equação teórica simplificada das tensões sobre o geossintético.
- e) Deve-se ainda verificar o comportamento do sistema quando instalado em outros tipos de solos, os quais, podem levar a valas com paredes instáveis.
- f) Finalmente, deve-se incorporar aos estudos realizados, o efeito da fluência do geossintético sobre o comportamento do sistema.

CAPÍTULO 07**REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1995). **NBR 9053**: Tubo de PVC rígido coletor de esgoto sanitário: Determinação da classe de rigidez. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1990). **MB 3324**: Solo: Determinação do Índice de vazios Máximo de Solos não Coesivos: Método de Ensaio. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1991). **MB 3388 (1991)**: Solo: Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos: Método de Ensaio. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2002). **NBR 10520**: Informação e documentação: Citações em documentos: Apresentação. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1992). **NBR 12569**: Geotêxteis: Determinação da espessura: Método de Ensaio. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1993). **NBR 12824**: Geotêxteis: Determinação da resistência à tração não-confinada: Ensaio de tração de faixa larga. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2002). **NBR 14724**: Informação e documentação: Trabalhos acadêmicos: Apresentação. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2002). **NBR 6023**: Informação e documentação: Referências: Elaboração. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). **NBR 6457**: Amostras de solo: preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1982). **NBR 6508**: Determinação da massa específica de grãos de solos: Método de ensaio. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). **NBR 7181**: Solo: Análise granulométrica: Método de Ensaio. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). **NBR 7182**: Solo: Ensaio de compactação: Método de Ensaio. Rio de Janeiro.

ALLGOOD, R. J.; TAKAHASHI, S. K (1972). Balanced design and finite element analysis of culverts. **Highway Research Board**, [S.l.:s.n.], n.413.

AL-OMARI, R. R; NAZHAT, Y. N; DOBAISSI, H. H (1985). Effect of stiffness and amount of reinforcement on strength of sand. **Quarterly Journal of Engineering Geology**, [S.l.:s.n.], n.28. p. 363-367.

ALPAN (1967) The Empirical Evaluation of the Coefficient K_0 and K_{0R} . **Soil Foundation**. [S.l.:s.n.]: v. VII, n. 1, 1967.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY & TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO M278/M278M**: Standard specification for Class PS50 Polyvinyl Chloride (PVC) Pipe, Washington, DC.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1996). **ASTM A796:** Standard Practice for Structural Design of Corrugated Steel Pipe, Pipe-Arches, and Arches for Storm and Sanitary Sewers and Other Buried Applications, [S.I].

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1995). **ASTM D2321:** Standard Practice for Underground Installation of Thermoplastic Pipe for Sewers and Other Gravity-Flow Applications, [S.I].

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1996). **D2412:** Standard test method for determination of external loading characteristic of plastic pipe by parallel – plate loading, [S.I].

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1988) . **D2487:** Standard Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System), [S.I].

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1994). **D4643:** Standard Test for Determination of Water (Moisture) Content of Soil by Microwave Oven Method, [S.I].

AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION (1985). **M11:** Steel pipe: A Guide for design and installation, Denver.

BARRAS, L. C. S (2001). **Estudo da fluência não confinada de geotêxteis através de ensaios convencionais e acelerados**, São Carlos. 150p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

BATHURST, J. B; KNIGHT, M. A (1998) Analysis of geocell reinforced-soil covers over large span conduits. **Computers and Geotechnics**. [S.I]: Elsevier Science, v. 22, n. 3-4, p. 205-219.

BLIVET, J.C; GOURC, J.P; VILLARD, P; GIRAUD, H; CER, M.K; MORBOIS, A (2002). Design method for geosynthetic as reinforcement for embankment subject to localized subsidence. In: Geosynthetics, 2002, Nice. **Anais...Nice: 7thICG**, 4p.

BONAPARTE, R; BERG; R. R (1987). The use of geosynthetics to support roadways over sinkhole prone areas. In: 2nd. Multidisciplinary Conference on Sinkholes and the Environmental Impacts of Karst. [S.l.:s.n]: 1987. **Anais...** p. 437-445.

BOURDEAU, P. L; HARR, M. E. HOLTZ, R. D (1982). Soil-fabric interaction – an analytical model. In: 2nd. International Conference on Geotextiles. [S.l.:s.n.]: 1982. **Anais...** session 4B, p. 1387-391.

BOUTRUP, E; HOLTZ, R. D (1983). Analysis of embankments on soft ground reinforced with geotextiles, Impr. Of Ground. In: VIII European Conference on SMFE, Helsinki: Rathmayer, H.G.J; Saari, K.H.O. (Ed), 1983, **Anais...Helsinki**, n. 2, p. 469-472.

BROMS, B (1971). Lateral earth pressure due to compactation of cohesionless soils, In: 4th Conf on Soil Mechanics. Budapest:[s.n.]: 1971, **Anais...Budapest**, p. 373-384.

BUENO, B. S (1987). **The behaviour of thin walled pipes in trenches**. Leeds, Thesis – University of Leeds, Leeds, 1987. 337p.

BUENO, B. S (2003). **Princípios gerais de dimensionamento de tubos enterrados**. [S.l.:s.n.], 200p. No prelo.

BULSON, P. S (1985). **Buried structures: static and dynamic strength**, London: Chapman and Hall, 1985. 230p.

BURGHIGNOLI, A (1981). Soil Interaction in Buried Structures. In: X ICSMFE. Estocolmo:[s.n.]. 1981, **Anais...Estocolmo**, v. 1, p. 69-74.

- BURNS, J. Q.; RICHARD, R. M (1964). Attenuation of stresses for buried Cylinders. In: proc Symp. on soil-struc.Intern. Arizona:[s.n]: 1964, **Anais...**Arizona, p. 378-392.
- CHELAPATI, C. V; ALLGOOD, J. R (1972). Buckling of cylinders in a confining medium. **Highway Research Board**, Washington D.C, n. 413, p. 77-87.
- DANCYGIER, A, N; YANKELEVSKY, D, Z (1996). **A soft layer to control soil arching above a buried structure - Haifa 32000**. Israel:Department of civil engineering: Technion-Israel Institute of Technology.
- DAS, B. M.; KHING, K. H (1994). Foundation on Layered Soil with Geogrid Reinforcement-Effect of a Void. **Geotextiles and Geomembranes**, Ireland: Elsevier, v.13, p. 545-553.
- DAS, B.M (1983). **Fundamentals of Soil Dynamics**. Oxford: Elsevier, 394p.
- DIAB, Y. G (1995). Mechanical Method to Evaluate Safety Factors in Buried Pipes. **Journal of Transportation Engineering**. Lyon: ASCE. v. 121, p. 94-101.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM (1964). **ME9264**: Determinação da massa específica aparente do solo, "in situ", com emprego do frasco de areia, [S.I].
- DUANE, J; ROBINSON, R (1986). Culvert - Soil Interaction Finite Element Analysis. **Journal of Transportation Engineering**. Ohio: ASCE, p. 250-264.
- DUNCAN, J. M (1976). **Finite element analysis of buried flexible metal culvert structures**. Oslo: Laurito Bjerrum Memorial Volume NGI. p. 213-222.
- ESPINOZA, D. E (1984). Soil – Geotextile Interaction: Evaluation of Membrane Support. **Geotextiles and Geomembranes**. Ireland: Elsevier, v.13, p. 281-293.

FIELDER, S; NELSON, C; BERKMAN, E. F; DiMILLIO, A (1988). **Soil stiffness gauge for soil compaction control**. [S.l.]: U. S. Department of Transportation Federal Highway Administration, v.61, n.04, 9p.

FORRESTAL, M. J; HERRMANN, G (1965). Buckling of long Cylindrical Shell Surrounded by an Elastic Medium. **International Journal of solids and Structures**, Great Britain: Pergamon, v. I, n. 3, p. 297-309.

FORSSBLAD, L [c.a. 1980]. **Manual de compactação vibratória**. Suécia: Dynapac Maskin.

FRE – COMPOSITES (1999). **Below ground conduit system: MANUAL**. [S.l.:s.n].

GABR, M. A; AWAAD, G. S (1984). A simplified model for evaluation of tensile strains in liners over subsurface cavities. In: Proceedings of the 26th mid-atlantic industrial and hazardous waste conference, 1984, Newark. **Anais...Newmark**, p. 42-52.

GABR, M. A; AWAAD, G. S (1994). Stress-strain analyses of geogrid-supported liners over subsurface cavities. **Geotechnical and Geological Engineering**, London: Chapman & Hall, n. 12, p. 65-86.

GALILI, N; SHMULEVICH, I (1986). Experimental Study of Buried Fiber – Reinforcement -Plastic Pipe. **Transportation Research Record**. [S.l.:s.n], n. 1087, p. 78-86.

GETZLER, Z; KOMORNIK, A; MAZURIK, A (1968). Model study on arching above buried structures. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**. Haifa: ASCE, v. 94, n. sm5, p. 1123-1141.

GHOSH, C; MADHAV, M. R (1994). Reinforced granular fill-soil system: confinement effect. **Geotextile and Geomembranes**. Ireland: Elsevier, v. 13, p. 727-741.

GIROUD, J. P (1981). Design with geotextile. **Materiaux et Constructions**, Chicago: Bordas-Dunod, v. 14, n. 82, p. 257-272

GIROUD, J. P; BONAPARTE, R; BEECH, J. F; GROSS, B (1988). A. Load-carrying capacity of a soil layer supported by a geosynthetic overlying a voids. In: International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement, 1988, Rotterdam: Balkema. **Anais...**Rotterdam, p. 185-190.

GIROUD, J. P; BONAPARTE, R; BEECH, J. F; GROSS, B. A (1990). Design of soil layer – geosynthetic system overlying voids. **Geotextiles and Geomembranes**. Ireland: Elsevier, n. 9, p. 11-50.

GIROUD, J. P; NOIRAY, L (1981). Geotextile – Reinforced unpaved Road Design. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**. Portland: ASCE, v. 107, n. GT9, p. 1233-1254.

GIROUD, J. P. et al (2000). Design unpaved roads with geogrids. ADS-TECHNICAL REFERENCE TTR, [S.I.]. Disponível em: <http://www.ads-pipe.com>. Acesso em: [ca. 2000].

GODDARD, J. B (1994). Plastic pipe design – technical note 4.103. [S.I.], nov. Disponível em: <http://www.ads-pipe.com/techsup/tech4103.html>, Acesso em: [ca. 1999].

GOURC, J. C (1999). et al. Sinkholes beneath a reinforced earthfill a large-scale motorway and railway experiment. In: Geosynthetic'99, 1999, [S.I.:s.n]. **Anais...**[s.n], v. 2, p. 833-846.

- GUMBEL, J. E.; O'REILLY, M. P.; LAKE, L.M.; CARDER, D. R (1982). The development of a new desing method for buried flexible pipes. In: Proceedings Europipe, 1982, Bastle. **Anais...Bastle**, p. 87-98.
- HANDY, R. L (1985). The Arch in Soil Arching. **Journal of Geotechnical Engineering**. Ames: ASCE, v. 111, n. 3, p. 302-318.
- HARTLEY, J. D; DUCAN, J. M (1987). E' and Its Variation With Depth. **Journal of Transportation Engineering**. San Diego: ASCE, v. 113, n. 5, p. 538-553.
- HAUSMANN, M. R (1987). Geotextiles for unpavement roads – a review of design procedures. **Geotextiles and Geomembranes**. Great Britain: Elsevier, v. 5, p. 201-233.
- HOLTZ, R. D; SIVAGUGAN, N (1987). Design charts for roads with geotextiles. **Geotextile and Geomembranes**. Great Britain: Elsevier, v. 5, p. 191-199.
- HORVATH, J. S (1987). The compressible inclusion fuction of EPS geofoam. **Geotextiles and Geomembranes**, Great Britain: Elsevier, n. 15, p. 77-120.
- HOWARD, A. K (1994). Installation of Plastic Pipe Using Soil – Cement Slurry. In: Proceedings of the Symposium Buried Plastic Pipe Technology, 1994, New Orleans: ASTM. **Anais...New Orleans**, p.41-51.
- HOWARD, A. K (1977). Soil Interaction for buried pipe. **Journal of Geotechnical Engineering**, Denver: U.S. Bureau of Reclamation, p. 33-43.
- HYDE, A. F. A; YASUHARA, K (1988). Membranes in layered soils beneath pipelines. In: International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement, 1988, Rotterdam. **Anais...Rotterdam**, p.197-201.
- INGOLD, T. S (1979). The effects of compaction on retaining walls. **Geotechnique**. [S.l.:s.n], v. 29, n. 3, p. 265-283.

- JANSON, L. E (1974). **Plastic pipe in sanitary engineering**. New York: [s.n], 154p.
- JARRETT, J. M (1980). Large scale model tests on gravel-fabric-peat systems. In: Proc. International Canadian Symposium on Geotextile, 1980, Calgary. **Anais...**Calgary, pp 101-111.
- JEYAPALAN, J. K; BOLDON, B. A (1986). Performance and Selection of Rigid and Flexible Pipes. **Journal of Transportation Engineering**, Madison: ASCE, v. 112, n. 5, p.507-524.
- JEYAPALAN, J. K; ETHIYAJEEVAKARUNA, S. W (1987). Behavior and Design of Buried Very Flexible Plastic Pipes. **Journal of Transportation Engineering**. Madison: ASCE, v. 113, n. 6, p. 642-657.
- JEYAPALAN, J. K; HAMIDA, H. B (1988). Comparasion of German to Marston Design Methods. **Journal of Transportation Engineering**. Madinson: ASCE, v. 114, n. 4, p. 420-423;
- KATONA, M. G (1989). Minimum Cover Heights for Corrugated Plastic Pipe Under Vehicle Loading. **Transportation of Research Record**. [S.l.:s.n], p.127-135.
- KELLOGG, C. G (1985). The arch in soil arching. **Journal of Geotechnical Engineering**, Terrace: ASCE, v. 119, n. 03, p. 487-506.
- KENNEDY, J. B.; LABA, J. T (1989). Suggested Improvements in Designing Soil-Steel Structures. **Transportation Research Record**, [S.l.:s.n], p. 96-104.
- KERR, A. D (1964). Elastic and viscoelastic foundation models. **Journal of applied mechanics**, [S.l.:s.n], sept., p. 491-498.
- KIENOW K. K, PREVOST, R. C (1989). Pipe / Soil Stiffness ratio effect on Flexible pipe Buckling Threshold. **Journal of Transportation Engineering**. [S.l.]: ASCE, v. 115, n. 2, p. 112-129.

KOLBUZEWSKI, J (1948a). An experimental study on the maximum and minimum porosities of sands. In: Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, 1948a. **Anais...**Rotterdam, v. I, p. 158-165.

KOLBUZEWSKI, J (1948b). General investigation of the fundamental factors controlling loose packing of sand. In: Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, 1948b. **Anais...**Rotterdam, v. VII, p. 47-49.

KONDNER, R. L; ZELASKO, J. S (1963). A hyperbolic stress-strain formulation for sands. In: Proc.2nd.Pan.Am.Conf.Soil.Mech.Found.Eng. Brasil, 1963. **Anais...**Brasil, v.1, p. 289-324.

KRIZEK, R. J; KAY, J. N (1972). Material properties affecting soil – structure interaction of underground conduits. **Highway Research Record**, [S.l.:s.n], n. 413, p. 13-29.

KRIZEK, R. J; PARMELEE, R. A; KAY, J. N; ELNAGAAR, H. H (1971). Structural analysis and design of pipe culverts. **Highway Research Board**, Washington:[s.n], n. 116, 115p.

KURDZIEL, L. M; MCGRATH, T. J (1991). SPIDA Method for Reinforced – Concrete Pipe Design. **Journal of Transportation Engineering**. [S.l.]: ASCE, v. 117, p. 371-381.

LAMBE, T. W; WHITMAN, R. V (1979). **Soil mechanics**, New York: John Wiley & Sons.

- LEONARDS, G. A. FROST, J. D (1988). Settlement of shallow foundations on granular soils". ASCE **Journal of Geotechnical Engineering**, [S.I.]: ASCE,v. 114, n. 7, p. 791 - 809.
- LIAN, F (1963). Boundary value problems of soil mechanics. **Journal of Soil Mechanics and Foundations Division**. [S.I.:s.n], sept. v. 89, n. sm5, p. 39-72.
- LIEDBERG, N. S. D (1994). Reduction of Vertical Stresses on Rigid Pipes by the Use of Soft Inclusions Under the Invert. In: XIII ICSMFE, 1994, New Delhi. **Anais...**New Delhi, p. 579-582.
- LINGER, D. A (1972). Historical development of the soil – structure interaction problem. **Highway Research Record**, Washington, n. 413, p. 5-12.
- LONG, N. T (1996). Utilization of used tyres in civil engineering – The Pneusol “Tyresoil”. **Environmental Geotechnics**. Rotterdam: Balkema, p. 809-814.
- LOPES, A. R (1999). et al. Desenvolvimento de tubo API 5L X80. In: II seminário Brasileiro de Dutos, 1999, Rio de Janeiro. **Anais...**Rio de Janeiro.
- LUSCHER, U (1966). Buckling of Soil-Surrounded tubes. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Divison**, [S.I.]: ASCE, v. 92, n. SM6, p. 211-.
- LUSHER, U.; HOEG, K (1964). The interaction between a structural tube and the surrounding soil, **US Air Force Weapons Laboratory**. Kirkland: [s.n], Report n. RTD-63-3109.
- MADHAV, M. R; POOROOSHASB, H. B (1988). A new model for geosynthetic reinforced soil. **Computers and Geotechnics**. England: Elsevier, n. 6, p. 277-290.
- MAGRATH, T. J. et al (1994). Stiffness of HDPE Pipe in Ring Bending. In: Proceedings of the Symposium Buried Plastic Pipe Technology. [S.I.:s.n]. **Anais**, n. 1222, p. 195-205.

- MAHMOOD, A. A; ZAKARIA, N; AHMAD, F [c.a. 2000]. Model Tests of a reinforced unpaved road over organic soil. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, [S.l.]. Disponível em: <http://geotech.civen.okstate.edu/ejge/Ppr0011/index.htm>. pp.1-17. Acesso em: [ca. 2000].
- MARSTON, A (1930). **The theory of external loads on closed conduits in the light of the latest experiments**. Ames: Iowa Engineering Experimental Station, n. 96, p.36-.
- MARZIONNA, J. D et al. (1998). **Fundações: Teoria e Prática: Capítulo 15: Análise, Projeto e Execução de Escavações e Contenções**. São Paulo: PINE, 751p.
- MASSARSCH, K. R. (1999). Deep Compaction of granular soils. In: *International Lecture Series on Geotechnical Engineering and Its Development in the 21st Century*, Hangzhou - China, 1999. Disponível em: <http://www.geoforum.com>. Consultado em: [ca. 2000].
- McGRATH, T. J (1999). Calculating loads on buried culverts based on pipe hoop stiffness. Submitted to Transportation Research Board Committee A2C06 for presentation at the 1999 Annual Meeting. Washington: ASCE. No prelo.
- McGRATH, T. J; CHAMBERS, R. E; SHARFF, P. A (1990). Trends in installation standards for plastic pipe. **Buried Plastic Pipe Technology**, Philadelphia: ASCE, p. 281-293.
- McGRATH, T.J; SELIG, E.T. (1994) Backfill placement methods lead to flexible pipe distortion. **Transportation Board**, [S.l.:s.n], n. 1431, p. 27-32.
- MCKELVEY III, J. A. (1994). The Anatomy of Soil Arching. **Geotextiles and Geomembranes**, [S.l.:s.n], v.13, p.317-329;

MELLO, V. F. B (1975). **Fundações e elementos estruturais enterrados.**, São Paulo, 6p. Notas de aula - Universidade de São Paulo, São Paulo, 1975.

MERIAM J, L (1985). **Estática**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 326p.

MERYERHOF, G. G; BAIKE, L. D. (1963). Strenght of stell culvert sheet bearing against compacted sand backfill. **Highway Research Board**, Washington, D.C: [s.n], v. 30, p. 1-14;

MILLIGAN, G. W. E; JEWELL. R. A; HOULSBY, G. T; BURD, H. J. (1989). A new approach to the design of unpaved roads. **Gound Engineering**. [S.l.:s.n], april, p. 25-29.

MOORE, D. I. (1987). The elastic stability of shallow buried tubes. **Geotechnique**, [S.l.:s.n], v. 37, n. 2, p. 151-161.

MOORE, D. I. (1988). Elastic Buckling of Buried Flexible Tubes-Review of Theory and Experiment. **Journal of Geotechnical Engineering**, [S.l.:s.n], v. 115, n. 3, p. 340-358.

MOORE, D. I. (1989). Elastic Buckling of Buried Flexible Tubes-Review of Theory and Experiment. **Journal of Geotechnical Engineering**, [S.l.:s.n], v.115, N.03, p.340-358.

MOORE, I. D. (1997). Basics of Flexible Pipe Structural Design. Journal of Transportation Engineering. [S.l.:s.n], Dispon[ível em:<<http://www.asce.org>>. Acesso em : [c.a. 2000], v. 123, p. 169-170.

MOORE, I. D.; BRACHMAN, R. W. (1994). Three-Dimensional Analysis of Flexible Circular Culverts. **Journal of Geotechnical Engineering**, [S.l.:s.n], v. 120, n. 10, p. 1829-1844;

- NETO, A. D. M. N. (1999). Programas ambientais do gasoduto Bolívia. In: II seminário Brasileiro de Dutos, 1999, Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro do Petróleo. **Anais...**Rio de Janeiro.
- NIELSON, F. D. (1972). Experimental studies in soil-structure interaction. **Highway Research Board**, Washington D.C:[s.n], n. 413, p. 30-44.
- NIELSON, F. D.(1967). Soil Structure Arching Analysis of buried flexible Structures. **Highway Research Record**, Washington D.C:[s.n], n.185, p.36-50.
- NINA, A. D. (1975). **Construções de redes de esgoto sanitários - Manual**. São Paulo: Companhia Estadual de Tecnologia de Saneamento Básico e de Defesa do Meio Ambiente, p. 231-345.
- NOGUEIRA J.B; ALMEIDA, G.L; SANTO, P.I; FILHO, M.V (1998). Cálculo do teor de umidade com diferentes equipamentos de secagem. In: XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 1998, Brasília. **Anais...**Brasília, v.2, p. 857-863.
- OKEAGU, B.; ABDEL-SAYED, G. (1984). Coefficients of Soil Reaction for Buried Flexible Conduits. **Journal of Geotechnical Engineering**. [S.l.:s.n], v. 110, n. 07, p. 908-922.
- OKO, K; YAMADA, M. (1993). Analysis of the arching action in granular mass. **Géotechnique**. [S.l.:s.n], v. 43, n. 1, p. 105-120.
- PALMEIRA, E. M. (1999). **Catálogo sobre solo reforçado**. [S.l.]: HUESKER : Engenharia de Geossintéticos. 16p.
- PARMELEE, C. V; COROTIS, R. B. (1972). The Iowa deflection formula: an appraisal. **Highway Research Board**, Washington D.C:HRR, n. 413,p. 89-100;

- PINTO, CS (2000). **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. São Paulo: Oficina de Textos, 247p.
- POOROOSHASB, H. B. (1991). Load settlement response of a compacted fill layer supported by a geosynthetic overlying a void. **Geotextiles and Geomembranes**, [S.l.:s.n], n. 10, p. 179-201.
- PREVOST, R. C; KIENOW, K. K. (1994). Basics of Flexible Pipe Structural Design. **Journal of Transportation Engineering**. [S.l.:s.n], v. 120, p. 652-671.
- BRASIL. MINISTÉRIO DO PLANEJAMENTO E DE ÁGUA (1998). **PROGRAMA NACIONAL DE COMBATE AO DESPERDÍCIO – PNCP**.
- QUARESMA, A.R et al. (1998). Investigações geotécnicas, In: HACHICH, W. **Fundações: Teoria e Prática**: Pine, Cap. 3, p.119-162;
- RAUMANN, G. (1982). Geotextiles in unpavement roads: design considerations. In: 2nd.International Conference on Geotextile, 1982, [S.I]. **Anais...**[S.I], p 417-422.
- ROWE, R. K; SODERMAN, K. L. (1987). Stabilization of very soft soils using high strength geosynthetics: the role of finite element analysis. **Geotextiles and Geomembranes**, [S.l.:s.n], n. 6,p. 53-80;
- RUGGIERO, M, A, D; LOPES, V, L, R. (1988). **Cálculo numérico – aspectos teóricos e computacionais**, Rio de Janeiro: Makron, 295p;
- RUSSELL D; PIERPOINT, N; MACDONALD, M (1997). An assessment of design methods for piled embankments. **Ground Engineering**, [S.l.:s.n], p 39-44.
- SANANDRES, S. R; PINTO, J. E. S; HENRIQUE, C; LOUZADA, M (1999). Verificação da influência de cargas de superfície sobre dutos enterrados. In: II seminário Brasileiro de Dutos, 1999, Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro do Petróleo. **Anais...**Rio de Janeiro.

- SANTICHAIANANT, K (2002). **Centrifuge modelling of active trapdoor in sand**, Colorado, 207p. thesis - University of Colorado, Colorado. texto em elaboração.
- SANTOS, M. J. M. (1984). **Drenagem Urbana: Notas de Aula**. Belo Horizonte: Univeridade Ferdaral de Minas Gerais, p. 24-55.
- SARGAND, S. M; MASADA, T; MAO, B; YALAMANCHILI, V. S. R. (1994). Performance of buried corrugated HDPE pipe. In: Cetrifuge'94, 1994, Rotterdam: LEUNG, LEE & TAN (ed.). **Anais...**Rotterdam, p. 745-751;
- SELIG, E. T. (1972). Subsurface soil – structure interaction: a synopsis. **Highway Research Record**, [S.l.:s.n], n. 413, p.1-4.
- SELIG, E. T; PACKARD, D. L (1987). Buried Concrete Pipe Trench Installation Analysis. **Journal of Transportation Engineering**. [S.l.:s.n]., v. 113, p. 485-501.
- SELIG, E. T; PACKARD, D. L. (1986). Buried Concrete Pipe Embankment Installation Analysis. **Journal of Transportation Engineering**. [S.l.:s.n], v. 112 p. 576-592.
- SELIG, R. (1998). Pipe Research Questioned. **Civil Engineering**, [S.l.:s.n], v. 68, p. 6.
- SELLMEIJER, J. B; KENTER, C. J; VAN DEN BERG, C. (1982). Calculation method for a fabric reinforced road, In: 2nd.International Conference on Geotextile, 1982, [S.l.:s.n]. **Anais...**[S.l.], pp 393-398;
- SHMULEVICH, I; GALILI, N (1986). Soil Stress Distribution Around Buried Pipes. **Journal of Transportation Engineering**. [S.l.:s.n], v.112, n 5.
- SHUKLA, S. K; CHANDRA, S. (1994). A generalized mechanical model for geosyntetic – reinforced foundation soil. **Geotextiles and Geomembranes**, [S.l.:s.n], v.13, p. 813-825;

- SILVA, L. M. (1980). Comportamento de tubos – drenos ranhurados no sub – solo Brasileiro. In: 30^o Congresso Brasileiro de Geologia, 1980, Camburiú. **Anais...**Camburiú, p.1-11;
- SLANDEN, J. A; OSWELL, J. M. (1988). The induced trench Method - A critical review and case history. **Journal of Canadian Geotechnical**, [S.l.:s.n], v. 25, p. 541-549.
- SLOAN, S, W; ASSADI, A; PURUSHOTHAMAN, N. (1990). Undrained stability of a trapdoor, **Géotechnique**, [S.l.:s.n], v. 40, n. 1, p. 45-62;
- SOONG, Y. T; KOERNER, R. M (1998). Modeling and Extrapolation of Creep Behaviour of Geosynthetics. In: Sixth International Conference on Geosynthetics, 1998, [S.l.:s.n]. **Anais...**[S.l.], p. 707-710.
- SOUTHWHEEL, R. V. (1932). On the analysis of experimental observation in problems of elastic stability. In: Proceedings of the royal society, 1932, London. **Anais...**London, series A, n.135, p. 601-616.
- SPANGLER, M. G. (1951) **Soil Engineering**, Iowa: International Text Book Company.
- SPANGLER, M. G. (1941). **The structure design of flexible pipe culvert**. Iowa: International Text Book Company, Bul153 - Eng. Expt. Station.
- TAVES, J. M. V. T (1999). A evolução em projetos de revestimento externo de dutos. In: II seminário Brasileiro de Dutos, 1999, Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro do Petróleo. **Anais...**Rio de Janeiro.
- TERZAGHI, K. V. & PECK, R.B. (1967). **Soil Mechanics in Engineering Practice**. New York: John Wiley & Sons.

TERZAGHI, K. V. (1936). Stress Distribution in Dry and in Saturated Sand Above a Yielding trap-door, In: 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1936, [S.l.:s.n]. **Anais...** [S.l].

TIMOSHENKO, P. S; GERE, J. M. (1961). **Theory of elastic stability**. New York: Mcgraw Hill, 541p.

TOHDA, I (1991). **Earth Pressure Acting on Buried Pipes Developments in Geotechnical Aspects of Embankments: Excavations and Buried Structures**, Bangkok, p.331-346.

TOHDA, J; YOSHIMURA, H; OHI, K; SEKI, H. (1991). Centrifuge model test on several problems of buried pipes. In: Cetrifuge'91, 1991, Rotterdam: Balkema. **Anais...** Rotterdam, p. 745-751.

US ARMY CORPS OF ENGINEERING – (1997). **ENGINEERING MANUAL 1110-2-2902: Engineering and design conduits, culverts, and pipes**. Washington. D.C: US Army, 42p;

VASLESTAD, J, JOHANSEN, T.H, HOLM, W (1993). Load reduction on rigid culverts beneath high fills: Long-Term behavior. **Transportation Research Record**, [S.l.:s.n], n. 1415, p. 58-68.

VIANA, P. M (1998). **Conduitos enterrados: redução de esforços sobre a estrutura**. Dissertação (mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998. 157p.

- VIANA, P. M. F; BUENO, B. S. (1998). Conduitos enterrados: redução de esforços sobre a estrutura, In: XII Combramseg, 1998, Brasília. **Anais...Brasília**, v. 2, p.1055-1061.
- VIANA, P.M.F; BUENO, B.S (2002). Membrane action in geotextile laying on a void, In: 7th International Congress of Geosynthetic, 2002, **Nice**. Anais...French, 4p.
- VILLARD, P; GOURC, J, P; GIRAUD, H. (2000). A geosynthetic reinforcement solution to prevent the formation of localized sinkholes. **Canadian Geotechnical Journal**, [S.l.:s.n], v.37, n. 5, p. 987-999.
- WATKINS, R. K. (1966). Structural Design of Buried Circular Conduits. **Highway Research Record**, [S.l.:s.n], n. 145, p. 1-16.
- WATKINS, R. K. (1975). **Buried Structures-Foundation Engineering Handbook**, [S.l.:s.n], p. 649-672.
- WHITE, H. L; LAYER, J. P. (1960). The corrugated metal conduits as compression ring, **Highway Research Record**, [S.l.:s.n], v.39, p. 389-397.
- WOODS [c.a. 1994]. Compressive buckling of hollow cylinders. **Buried Plastic Pipe Technology**, Philadelphia: ASTM SPT, n. 1093, p.114-118;
- WPCF (1964). **MANUAL No.09: Design and construction of sanitary storm sewers**. New York: ASCE, Cap. 9, p.185-228.
- YIN, J. H. (1999). Approximate closed-form solution for a non-linear model of geosynthetic-reinforced foundation soils. **Geotechnical Engineering Journal**, [S.l.:s.n], v. 29, n. 2.
- YOUNG, O. C; TROTT, J. J. (1984). **BURIED RIGID PIPES - Structural Desing of Pipelines**. London: Elsevier Applied Science Publishers.

ZARGHAMEE, M. S (1986). Buried Flexible pipe With Nonuniform Soil Support. **Journal Transportation Engineering**. [S.l.:s.n], v. 112, p. 400-415.

ZARGHAMEE, M. S. (1993). Postfailure behaviour of Buried Pipe. **Transportation Research Record**, [S.l.:s.n], n. 1451, p. 51-57.

ZHAN, C; RAJANI, B. (1997). Load Transfer Analysis of Buried Pipe in Different Backfills. **Journal of Transportation Engineering**, Canada: ASCE, v. 123, n. 6, p. 447-453.

APÊNDICE A**O CUSTO DE IMPLANTAÇÃO DA TÉCNICA**

Foi elaborada uma análise de custos de implementação da técnica proposta considerando-se preços adotados com base em pesquisa de mercado para projeto à vista, elaborada pela Fundação Instituto de Pesquisas Econômicas (FIPE), com referência aos preços praticados em São Paulo - SP, pela Secretaria de Infra-Estrutura Urbana da Prefeitura de São Paulo.

As composições referentes contemplam todos os custos relativos de mão-de-obra acrescidas de leis sociais equivalentes a 86% (mensalistas) e 129% (horistas), para funções de topografia, projetos, materiais, equipamentos e veículos. São ainda inclusos nos serviços o custo horário em operação de máquinas e viaturas, incluindo combustível e operador.

Nesta análise considerou-se como parâmetro de comparação uma vala convencional de 0,50 m largura x 1,0 m de comprimento x 2,0 m altura aberta em terreno natural, sem necessidade de remover a camada de pavimento. Ainda, foi considerado que o sistema proposto permite uma redução de 40% da profundidade da vala. Finalmente faz-se a análise para dois tipos de dutos: a manilha cerâmica e o PVC de DN100.

A Tabela A.1 apresenta os serviços considerados na análise.

Tabela A.1 – Serviços considerados na análise

ID	Tipo de Serviço
1	Limpeza
2	Serviços de topografia
3	Escavação da vala
4	Espalhamento do Material
5	Fornecimento do solo do aterro
6	Compactação da base da vala
7	Reaterro e compactação da vala
8	Instalação de manilha cerâmica - DN100
9	Instalação de duto de PVC - DN100
10	Geocalha e Manta de Geotêxtil $J = 30$ kN/m
11	Regularização e compactação da Via

A Tabela A.2 apresenta o resultados dos custos individuais de cada serviço e do custo total de implantação do duto. Pode-se verificar, considerando os dados desta tabela, que o sistema do Geovala pode reduzir em até 11 mil reais/km os custos de implantação de dutos enterrados nestas situações.

Tabela A.2 - Resultados dos custos individuais de cada serviço e do custo total de implantação do duto.

SERVIÇO		UN	QUANT.	PREÇO UNIT.		VALOR	DESCRIÇÃO DOS SERVIÇOS
1	Limpeza	ML	1,00	R\$ 0,53	R\$ 0,53		Limpeza de terreno inclusive de camada vegetal até 30cm de profundidade sem transporte
2	Serviços de topografia	UN.	1,00	R\$ 5,46	R\$ (5,46)		Locação de eixo de referência para projeto, nivelamento das seções, relatório técnico.
3	Escavação de vala (Convencional)	M3	1,00	R\$ 13,53	R\$ 13,53		Escavação até 2m
	Escavação de vala (Geoval)	M3	0,6	R\$ 13,53	R\$ 8,12		
4	Espalhamento do Material (Convencional)	M3	1,50	R\$ 1,21	R\$ 1,82		Retirada e espalhamento do material de bota-fora
	Espalhamento do Material (Geoval)	M3	0,9	R\$ 1,21	R\$ 1,09		
5	Fornecimento de terra (Convencional)	M3	2,00	R\$ 7,18	R\$ 14,36		Fornecimento de terra, incluindo escavação, carga e transporte até a distância média de 1Km medido no aterro compactado (solo compactado)
	Fornecimento de terra (Geoval)	M3	1,20	R\$ 7,18	R\$ 8,62		
6	Compactação da base da vala	M2	0,50	R\$ 6,77	R\$ 3,39		Compactação manual
7	Reaterro e compactação (Convencional)	M3	2,00	R\$ 6,77	R\$ 13,54		Sem fornecimento de solo
	Reaterro e compactação (Geoval)	M3	1,2	R\$ 6,77	R\$ 8,12		
8	Instalação de manilha cerâmica	ML	1,20	R\$ 6,77	R\$ 8,12		Fornecimento e assentamento de dutos de manilha cerâmica (4" x 60cm)
9	Instalação de duto de PVC	ML	1,00	R\$ 10,29	R\$ 10,29		Fornecimento e assentamento de dutos de PVC DN100
10	Geocalha e Manta de Geotêxtil J=30 kN/m	M2	1,00	R\$ 6,00	R\$ 6,00		Fornecimento e assentamento de Geocalha (25x50) mm e Geotêxtil
11	Regularização e compactação da Via	M2	1,00	R\$ 1,06	R\$ 1,06		Regularização e compactação da via de terra (IE-5)

Tipo de Instalação	Preço/m	1000 m	Economia
Para Manilha	R\$ 50,88	50.884	
Para Duto PVC	R\$ 53,05	53.050	11 Mil Reais
Para GEOVALA - Manilha	R\$ 39,59	39.586	
Para Geoval - PVC	R\$ 41,75	41.752	