

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

**CONDUTOS ENTERRADOS: REDUÇÃO DE
ESFORÇOS SOBRE A ESTRUTURA**



PAULO MÁRCIO FERNANDES VIANA

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

ORIENTADOR: PROF. DR. BENEDITO DE SOUZA BUENO

DEDALUS - Acervo - EESC



31100017408

SÃO CARLOS
1998

Class.	TPSE-EESC
Curr.	6228
Tombo	020398

✓ 311.00017408

02/06/98

st 0924469

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca - EESC-USP

Viana, Paulo Márcio Fernandes
V614c Condutos enterrados : redução de esforços sobre
a estrutura / Paulo Márcio Fernandes Viana. -- São
Carlos, 1998.

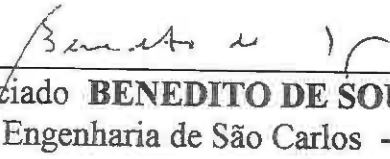
Dissertação (Mestrado). -- Escola de Engenharia
de São Carlos-Universidade de São Paulo, 1998.
Área: Geotecnia.
Orientador: Prof. Dr. Benedito de Souza Bueno.

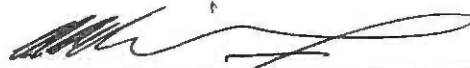
1. Condutos. 2. Geotêxtil. 3. Redução de
esforços. 4. Aterro. I. Título.

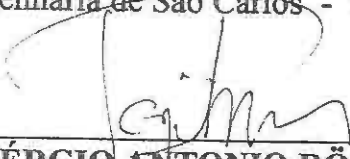
FOLHA DE APROVAÇÃO

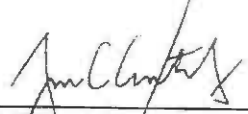
Candidato: Engenheiro **PAULO MARCIO FERNANDES VIANA**

Dissertação defendida e aprovada em 02-06-1998
pela Comissão Julgadora:


Prof. Associado **BENEDITO DE SOUZA BUENGO (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo)


Prof. Associado **ORENCIO MONJE VILAR**
(Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo)


Prof. Doutor **SÉRGIO ANTONIO RÖHM**
(Universidade Federal de São Carlos - UFSCar)


JOSÉ CARLOS A CINTRA
Coordenador da Área de Geotecnia
Presidente da Comissão de Pós-Graduação

A Deus,
"Nosso refúgio e fortaleza".

Aos meus pais Idelson e Corália,

AGRADECIMENTOS

A Jesus Cristo, sempre presente em todos os momentos desta pesquisa;

Aos meus pais, pelo amor e incentivo nos momentos alegres e difíceis;

Ao Prof. Dr. Benedito de Souza Bueno, pela paciência em ensinar e pelo acompanhamento realizado em todas as fases deste trabalho;

Ao Prof. Dr. Dario Cardoso de Lima, pelo apoio na etapa de coleta de dados;

A CARDINALLI ltda, Pela incentivo e doação do conduto;

A AMOCO do BRASIL pela doação do geotêxtil;

A SANSUY, pelo investimento feito na pesquisa através da doação da bolsa de reação;

A todos os colegas da turma geotecnia/96 pelos momentos alegres e difíceis desta caminhada;

A Herivelto Morreira dos Santos, Pela grandiosa ajuda em assuntos ligados a área de informática;

A Paulo Gustavo C. Lins, pela ajuda nos programas de elementos finitos;

Aos técnicos e Funcionários do Departamento de Geotecnia da EESC - USP - São Carlos e do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa - UFV

Ao Conselho Nacional de Pesquisa (CNPq) pela bolsa de estudos concedida.

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

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	i
LISTA DE TABELAS	vi
LISTAS DE QUADROS	vii
LISTA DE ABREVIATURAS , SIGLAS E SÍMBOLOS	viii
RESUMO	xi
ABSTRACT	xii
1.0 – INTRODUÇÃO	1
1.1 - O PROBLEMA	1
1.2 - OBJETIVOS DO TRABALHO	3
2.0 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 – INTRODUÇÃO	4
2.2 - BREVE HISTÓRICO DO DESENVOLVIMENTO DOS CONDUTO	4
2.3 - CLASSIFICAÇÃO DOS CONDUTOS	7
2.3.1 - Classificação segundo a rigidez	8
2.3.2 - Classificação quanto aos materiais utilizados	10
2.3.3 - Classificação quanto às condições de instalação	11
2.3.4 - Classificação quanto as condições de berço	13

2.4 - INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA	16
2.4.1 - O arqueamento	18
2.4.2 - A teoria clássica de Jansen	18
2.5 - TENSÕES SOBRE A ESTRUTURA	24
2.5.1 - A teoria de Marston – Spangler	26
2.5.1.1 – Sobrecargas	36
2.5.1.1.1 - O carregamento concentrado	36
2.5.1.1.2 - Sobrecarga uniforme	38
2.6 - CARGAS EM CONDUTOS RÍGIDOS	42
2.7 - CARGAS EM CONDUTOS FLEXÍVEIS	44
2.8 - RESISTÊNCIA DE SUPORTE	49
2.8.1 - Testes para determinação da resistência de suporte	50
2.9 – RUPTURAS	52
2.9.1 - Rupturas em condutos flexíveis	53
2.9.1 - Rupturas em condutos rígidos	55
2.10 - REDUÇÃO DE ESFORÇOS SOBRE A ESTRUTURA	56
2.10.1 - A técnica da trincheira induzida	57
2.10.2 - Inclusões compressíveis no berço	60

2.10.3 - O uso do geossintético	62
3.0 - MATERIAIS E MÉTODOS	66
3.1 - INTRODUÇÃO	66
3.2 - A CAIXA DE TESTES	66
3.2.1 - O muro e o sistema de escoramento	68
3.3 - A BOLSA DE REAÇÃO	69
3.4 - O SOLO	71
3.5 - O CONDUTO	73
3.6 - O GEOTÊXTIL	74
3.7 - O SISTEMA DE INSTRUMENTAÇÃO	75
3.7.1 - O deslocamento do conduto	75
3.7.2 - As células de tensão total	76
3.7.3 - O sistema de aquisição de dados	81
3.8 - O PROGRAMA DE TESTES	81
3.8.1 - As condições de berço estabelecidas	82
3.8.2 - A execução do aterro	83
4.0 - RESULTADOS	84

4.1 – INTRODUÇÃO	87
4.2 – APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	87
4.2.1 – ENSAIO 01	89
4.2.2 – ENSAIO 02	91
4.2.3 – ENSAIO 03	95
4.2.4 – ENSAIO 04	99
4.2.5 – ENSAIO 05	103
4.2.6 – ENSAIO 06	107
4.2.7 – ENSAIO 07	111
4.2.8 – ENSAIO 08	115
4.2.9 – TENSÕES NO PONTO 01	120
4.2.10 - OS EFEITOS DA INCLUSÃO	120
4.2.11 – PREVISÃO DA CARGA DE RUPTURA A PARTIR DA CURVA CARGA X DEFLEXÃO UTILIZANDO O MÉTODO GRÁFICO DE SOUTHWELL.	123
5.0 - DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	127
5.1 – INTRODUÇÃO	127
5.2 - TENSÕES ATUANTES NO SOLO ENVOLVENTE	127
5.3 - O SOLO SEM INCLUSÃO	129
5.4 - AS TENSÕES NO SOLO COM INCLUSÃO	131
5.5 - AS DEFLEXÕES	133

5.3 - A CARGA DE RUPTURA	135
6.0 - CONCLUSÕES	136
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	138
APÊNDICE A	147
APÊNDICE B	154
APÊNDICE C	156

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.0 -	Modelo Esquemático da Transferência de Tensões do Topo para as Laterais de Conduitos em Solo Reforçado	3
Figura 2.1 -	Classificação dos conduitos segundo a rigidez relativa 1	10
Figura 2.2 -	Classes de conduitos segundo a forma de instalação	13
Figura 2.3 -	Classes de berço para conduitos em vala estreita	14
Figura 2.4 -	Classes de berço para conduitos em vala estreita	14
Figura 2.5 -	Classes de berços para conduitos salientes	16
Figura 2.6 -	Forças atuantes em um elemento infinitesimal de solo segundo Jansen	19
Figura 2.7 -	Comparação entre as hipóteses clássica e atual	21
Figura 2.8 -	Rotação das tensões principais	22
Figura 2.9 -	Formulação matemática da teoria de Marston	28
Figura 2.10 -	Caso particular de vala inclinada	30
Figura 2.11 -	Recomendação de sub - trincheira para vala inclinada ou muito larga	30
Figura 2.12 -	Variações do plano crítico para diversas situações	32
Figura 2.13 -	Recalque relativos dos prismas interno e externo	33
Figura 2.14 -	Valores da razão B_d/B_c	32
Figura 2.15 -	Cargas devido a roda do veículo	38
Figura 2.16 -	Valores de $C_{us} \times H/B_d$	39
Figura 2.17 -	Sobrecarga sobre uma extensão limitada	41
Figura 2.18 -	Distribuição do carregamento em uma estrutura flexível considerando a teoria de Marston - Spangler	45
Figura 2.19 -	Ensaio para determinação da resistência de suporte	51
Figura 2.20 -	Tipos de ruptura em conduitos flexíveis	54
Figura 2.21 -	Ruptura típica de um conduto flexível	54
Figura 2.22 -	Tipos de ruptura em conduitos rígidos	55
Figura 2.23 -	A técnica da trincheira induzida	58
Figura 2.24 -	A técnica da inclusão compressível no berço	61
Figura 2.25 -	Uso de inclusões metálicas	63

Figura 2.26 -	Uso do geossintético abaixo de uma fundação superficial com e sem um vazio	64
Figura 2.27 -	Uso de tiras metálicas	65
Figura 3.0 -	Vista esquemática da caixa de reação	67
Figura 3.1 -	Vista frontal do muro	68
Figura 3.2 -	Bolsa de reação	69
Figura 3.3 -	Revestimento da bolsa de reação	70
Figura 3.4 -	Disposição das tábuas e trilhos horizontais	70
Figura 3.5 -	Carga sendo aplicada	71
Figura 3.6 -	Curva granulométrica do solo utilizado na pesquisa	72
Figura 3.7 -	O Conduto	74
Figura 3.8 -	Disposição da manta de geotêxtil	74
Figura 3.9 -	Pontos de visada utilizados para medir os deslocamentos no conduto	76
Figura 3.10 -	Célula de tensão total	77
Figura 3.11 -	Curva de calibração típica	78
Figura 3.12 -	Instalação das células de carga no aterro	78
Figura 3.13 -	Stain-gauge PA09062AB-320-L	80
Figura 3.14 -	Sistema de aquisição de dados	81
Figura 3.15 -	Vista do campo experimental	82
Figura 3.16 -	Arranjo dos ensaios	82
Figura 3.17 -	Curva de calibração para Dr	84
Figura 3.18 -	Sistema utilizado para a chuva de areia	84
Figura 3.19 -	Queda da areia	85
Figura 3.20 -	Sistema de compactação dos prismas laterais	85
Figura 3.21 -	Controle da densidade relativa	86
Figura 4.1 -	Eixos de Referência	88
Figura 4.2 -	Croqui esquemático do ensaio testemunho	89
Figura 4.3 -	Relação entre as tensões lidas e aplicadas sobre o conduto, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 2, 3 e 4, lidas no ensaio testemunho.	90

Figura 4.4 -	Relação entre as tensões lidas e aplicadas adjacentes a estrutura, ao longo do plano horizontal pelas células 5 e 6, lidas no ensaio testemunho.	90
Figura 4.5 -	Deslocamentos do conduto, lidos no ensaio testemunho	91
Figura 4.6 -	Croqui esquemático do ensaio 02	92
Figura 4.7a -	Relação entre as tensões lidas e aplicadas sobre o conduto, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 2, 3 e 4, lidas no ensaio 2.	92
Figura 4.7b-	Relação entre as tensões lidas no ensaio 02 e no ensaio testemunho, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 2, 3 e 4, lidas no ensaio 2.	93
Figura 4.8a -	Relação entre as tensões lidas e aplicadas adjacentes ao conduto ao longo de um plano horizontal passando pelas células 5 e 6.	94
Figura 4.8b -	Relação entre as tensões lidas no ensaio 02 e no ensaio testemunho ao longo de um plano horizontal passando pelas células 5 e 6.	94
Figura 4.9 -	Deslocamentos do conduto, lidos no ensaio 2	95
Figura 4.10 -	Croqui esquemático do ensaio 03	96
Figura 4.11a-	Tensões lidas no ponto 03, ensaio 3.	96
Figura 4.11b-	Relação entre as tensões lidas no ensaio 03 com as tensões lidas no ensaio testemunho para o ponto 03.	97
Figura 4.12a	Relação entre as tensões lidas e aplicadas no ensaio 3 ao longo de um plano horizontal passando pelas células 5 e 6.	97
Figura 4.12b-	Relação entre as tensões lidas no ensaio 03 e no ensaio testemunho ao longo de um plano horizontal passando pelas células 5 e 6.	98
Figura 4.13 -	Deslocamentos do conduto, lidos no ensaio 3	99
Figura 4.14 -	Croqui esquemático do ensaio 4	99
Figura 4.15a-	Relação entre as tensões lidas e aplicadas sobre o conduto,	100

	ao longo de um plano horizontal passando pelas células 2 e 3, lidas no ensaio 4.	
Figura 4.15b-	Relação entre as tensões lidas no ensaio 04 e no ensaio testemunho para várias etapas de carregamento.	100
Figura 4.16a-	Variação das tensões adjacentes ao conduto lidas e aplicadas, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 5 e 6, lidas no ensaio 4.	111
Figura 4.16b-	Relação entre as tensões adjacentes ao conduto lidas no ensaio 04 e no ensaio testemunho, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 5 e 6.	111
Figura 4.17 -	Deslocamento do conduto, lidos no ensaio 4	102
Figura 4.18 -	Croqui do ensaio 5	103
Figura 4.19a-	Relação entre as tensões lidas e aplicadas nos pontos 2 e 3, no ensaio 05.	104
Figura 4.19b-	Relação entre as tensões lidas no ensaio 05 e no ensaio testemunho, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 2,3 e 4.	104
Figura 4.20a-	Relação entre as tensões lidas e aplicadas, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 5 e 6, lidas no ensaio 5.	105
Figura 4.20b	Relação entre as tensões adjacentes ao conduto lidas no ensaio 5 e no ensaio testemunho, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 5 e 6.	106
Figura 4.21 -	Deslocamentos do conduto, lidos no ensaio 5.	107
Figura 4.22 -	Croqui esquemático do ensaio 6	108
Figura 4.23a-	Relação entre as tensões lidas e aplicadas sobre o conduto, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 2, 3 e 4, lidas no ensaio 6.	108
Figura 4.23b	Relação entre as tensões lidas no ensaio 6 e no ensaio testemunho, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 2, 3 e 4, lidas no ensaio 6	109

Figura 4.24a-	Relação entre as tensões lidas e aplicadas adjacentes ao conduto, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 5 e 6, lidas no ensaio 6.	109
Figura 4.24b-	Relação entre as tensões lidas no ensaio 6 e no teste testemunho, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 5 e 6, lidas no ensaio 6	110
Figura 4.25 -	Deslocamentos do conduto, lidos no ensaio 6	111
Figura 4.26 -	Croqui esquemático do ensaio 7	112
Figura 4.27a-	Relação entre as tensões lidas e aplicadas sobre o conduto, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 2, 3 e 4, lidas no ensaio 7.	112
Figura 4.27b-	Relação entre as tensões lidas no ensaio 7 e no ensaio testemunho, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 2, 3 e 4, lidas no ensaio 7	113
Figura 4.28a-	Relação entre as tensões lidas e aplicadas adjacentes ao conduto, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 5 e 6, lidas no ensaio 7.	114
Figura 4.28b-	Relação entre as tensões lidas no ensaio 07 e no ensaio testemunho, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 5 e 6, lidas no ensaio 7.	114
Figura 4.29 -	Deslocamento do conduto, lidos no ensaio 7.	115
Figura 4.30a-	Relação entre as tensões lidas e aplicadas sobre o conduto, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 2, 3 e 4, lidas no ensaio 8.	116
Figura 4.30b-	Relação entre as tensões lidas no ensaio 8 e no ensaio testemunho, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 2, 3 e 4, lidas no ensaio 8	116
Figura 4.31a-	Relação entre as tensões lidas e aplicadas adjacentes ao conduto, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 5 e 6, lidas no ensaio 8.	117
Figura 4.31b-	Relação entre as tensões lidas no ensaio 8 e no ensaio	118

testemunho, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 5 e 6, lidas no ensaio 8.

Figura 4.32 -	Deslocamento do conduto, lidos no ensaio 8	119
Figura 4.33 -	Tensões atuantes no ponto 1, para os ensaios 1, 2 e 3	120
Figura 4.34 -	Curvas tensão x deformação para densidades de 40 e 70%	121
Figura 4.35 -	Curvas de resistência comparativa do solo com e sem geotêxtil para $D_r=70\%$	122
Figura 4.36 -	Variação volumétrica das amostras de solo com $D_r = 40$ e 70%	122
Figura 4.37 -	Variação volumétrica comparativa do solo com e sem geotêxtil para $D_r = 70\%$	123
Figura 4.38 -	Previsão da carga de ruptura pelo método de Southwell para os ensaios 1, 2 e 3	124
Figura 4.39 -	Previsão da carga de ruptura pelo método de Southwell para os ensaios 4, 6, 7 e 8	125
Figura 4.40 -	Previsão da carga de ruptura pelo método de Southwell para os ensaios 1, 2 e 3	125
Figura 5.1 -	Relação entre as tensões lidas nos ensaios 2 e 8 e no ensaio testemunho, em diferentes pontos, para a tensão aplicada de 50 kPa	128
Figura 5.2 -	Relação entre as tensões lidas nos 2 e 8 e no ensaio testemunho, em dois pontos adjacentes ao conduto, para a tensão aplicada de 50 kPa	128
Figura A1 -	Ponte de WEASTONE	150
Figura B1 -	Variação do modulo de elasticidade da areia com a profundidade	154
Figura C1 -	Colunas com extremidades articuladas	156
Figura C2 -	Condições de equilíbrio limite	157
Figura C3 -	Curva típica do método gráfico de Southwell	158

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 -	Expressões para a quantificação de K_s	17
Tabela 2.2 -	Valores de projeto da razão de recalque	35
Tabela 2.3 -	Recomendação britânica $p/$ cargas em veículos	38
Tabela 2.4 -	Diversos valores de C_{us}	41
Tabela 2.5 -	Valores da constante de berço $K^?$	47
Tabela 2.6 -	Valores recomendados para r_{sd} em condutos flexíveis	50
Tabela 3.1 -	Características do conduto utilizado	74
Tabela 3.2 -	Propriedades do geotêxtil	76
Tabela 3.3 -	Características químicas do aço utilizado na confecção das células	81
Tabela 3.4 -	Dimensões do strain-gauge PA09062AB-320-L	82
Tabela 3.5 -	Dimensões do strain-gauge tipo EA-30-250BF-350-Opção L	82
Tabela 4.1 -	Características dos ensaios	90
Tabela 4.2 -	Resumo dos resultados obtidos pela aplicação do método Southwell	121
Tabela 5.1 -	Variações relativas das tensões lidas relacionadas a tensão teórica aplicada e comparadas ao ensaio testemunho	129
Tabela 5.2 -	Comparação entre as deflexões máximas atingidas nos ensaios e a prevista pelo método teórico	131

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 -	Comportamento dos condutos enterrados segundo a rigidez relativa (RR)	9
Quadro 2.2 -	Principais materiais utilizados para fabricação de condutos e seus padrões	12

LISTA DE ABREVIATURAS , SIGLAS E SÍMBOLOS

- ASTM - American Society of Testing and Materials
DIN - Deutsches Institut for Normung
BS - Society Bristish
ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas
JIS - Japanese Industrial Standards
MM - Measurement Group
NE - Número do ensaio
CM - Largura da manta
PM - Posição da manta
AC - Acima do conduto
LD - Na zona da linha d'agua
FD - Fator de Desvio
FA - Fator de Acréscimo
RR - Rigidez Relativa
a - Coeficiente
b - Largura
B_e - Largura horizontal (externa do conduto) (m)
B_d - Largura horizontal da vala no topo do conduto (m)
c - Coesão (kPa)
C_c - Coeficiente de carga para condutos salientes
C_d - Coeficiente de carga para condutos em vala
C_p - Fator de redução
D - Diâmetro (m)
d_c - deflexão do conduto, encurtamento na direção vertical (mm)
D₁ - Fator de deflexão/tempo
e - Base do logarítimo natural
E - Módulo de elasticidade (kPa)
E_c^{*} - Módulo elástico equivalente para o conduto

- E_s^* - Módulo elástico equivalente para o solo (kPa)
- F.B - Fator de Berço
- F.C - Fator de carga
- F.I - Fator de impacto
- F.S - Fator de segurança
- H - Altura do solo sobre o conduto (m)
- h - Distância da superfície do solo a qualquer plano horizontal no aterro (m)
- h' - Distância do topo do conduto à superfície natural do aterro (m)
- H_e - Altura de igual recalque (m)
- I - Momento de inércia (cm³)
- k' - Constante de berço
- k_a - Coeficiente de empuxo ativo de Rankine
- k_h - Relação empírica entre a pressão vertical e a horizontal
- k_s - Coeficiente de reação do solo
- M_s - Módulo de compressão confinada (kPa)
- N - Parâmetro que relaciona a distribuição da carga vertical e a reação vertical
- P_{d1} - Pressão de carga morta (kPa)
- P₁₁ - Pressão do carregamento vivo (kPa)
- P_v - Pressão vertical total sobre o conduto (kPa)
- q - Sobrecarga (kPa)
- q₁ - Razão da pressão lateral total com a carga vertical total
- r_{sd} - Razão de recalque
- s - Resistência ao cisalhamento do solo
- s_f - recalque do conduto (mm)
- s_g - recalque do aterro adjacente ao conduto (mm)
- s_m - Deformação do material de enchimento adjacente ao conduto dentro da altura
- s_m+s_g - recalque do plano crítico
- u_s - Sobrecarga uniforme distribuída
- V - Pressão vertical em qualquer plano horizontal no enchimento (kPa)
- W - Carga do ensaio de 3-cutelos
- W_a - Carga de compressão atuando no anel (kPa)

- W_c - Carga no conduto devido a teoria de Marston-Spangler (kPa)
 W_{csu} - Carregamento devido a roda do veículo (kPa)
 W_e - Carga total no conduto (kPa)
 W_{us} - Carregamento devido a carga distribuída (kPa)
 x - Distância relativa do centro com limites de ± 1 (mm)
 x_1^* - Parâmetro que é uma função da área vertical do conduto, na qual a pressão lateral ativa age
 z - Profundidade do elemento infinitesimal
 α - ângulo de berço ($^\circ$)
 ϕ - ângulo de interface ($^\circ$)
 μ - Coeficiente de atrito = $\tan \phi$
 ν - Coeficiente de poisson
 ε - Deformação (mm)
 ρ - razão de projeção
 τ - Tensão cisalhante (kPa)
 σ - Tensão total (kPa)
 μ' - Coeficiente de atrito = $\tan \phi$
 σ_h - Tensão horizontal total (kPa)
 σ_{mv} - Valor médio das tensões (kPa)
 ε_s - Deformação do solo (mm)
 γ_s - Peso específico do solo (kN/m^3)
 σ_v - Tensão vertical total (kPa)
 ε_{vc} - Deformação vertical do conduto (mm)
 Δ_x - Variação na direção x
 Δ_y - Variação na direção y

Viana, P. M. F (1998). **CONDUTOS ENTERRADOS: REDUÇÃO DE ESFORÇOS SOBRE A ESTRUTURA**. Dissertação de Mestrado. EESC - USP, São Carlos, S.P.

RESUMO

O uso de geotêxtil sobre condutos e nos prismas laterais pode minimizar os esforços sobre a estrutura e reduzir significativamente problemas funcionais, tais como, rupturas parciais e distorções. Este trabalho apresenta resultados de uma série de oito ensaios realizados no campo experimental do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa (UFV) em condutos de PVC rígido, de 200mm de diâmetro, no qual o benefício da inclusão de geotêxtil no solo envolvente foi avaliado. O reforço apresentou um melhor desempenho para uma manta de largura de 60 cm localizada a 10 cm acima da estrutura, reduzindo em cerca de 60% as tensões sobre a estrutura e em 50% as deflexões, quando comparadas com a da estrutura não reforçada. Além disso, a carga de ruptura do conduto aumentou em 45%, ratificando o benefício do reforço sobre o desempenho do sistema solo - conduto.

Palavras-chave: 1. Condutos. 2. Geotêxtil. 3. Redução de esforços. 4. Aterro

ABSTRACT

The use of geotextile above the conduit and in the lateral prisms of soil next to the conduit can minimize the vertical stress on the structure and reduces functional problems such as partial pipe ruptures and distortions. This work presents results of a series of eight tests performed at the experimental field at Department of Civil Engineering of University Federal of Viçosa (UFV) using rigid PVC conduits, 200mm diameter, in which the benefit the geotêxtil inclusions was evaluated. The reinforcement presented a better performance for a sheet of 60cm width located at 10 cm above the structure, reducing the vertical stress in 60% and deflexions in 50% when compared to the unreinforced condition. Besides, the conduit failure load increased 45%, confirming the benefit of the reinforcement on the performance of the soil - conduit system.

Key-Words: 1. Conduits. 2. Geotextiles 3. Minimize the efforts 4.
Embankment

CAPÍTULO 01

INTRODUÇÃO

1.1 - O PROBLEMA

O comportamento mecânico de tubulações enterradas é altamente dependente do histórico de deformações sofrido pelo elemento estrutural durante a fase construtiva e dos deslocamentos relativos que ocorrem entre a estrutura e o solo circundante, ao longo da vida útil da obra.

Estes movimentos relativos geram uma forte interação solo - estrutura que causa transferências de tensões do solo circundante para a estrutura, ou vice-versa, dependendo da rigidez relativa entre estes dois elementos. Em razão disto, as tensões atuantes em uma instalação de condutos enterrados podem assumir valores bastantes diferentes das que atuariam caso não existisse uma tubulação no interior do maciço de solo em que a obra é instalada.

Controlar esta interação de uma forma adequada é um dos principais objetivos de um projeto bem concebido, pois é possível, a partir de ações simples e bem planejadas, reduzir as tensões atuantes sobre a estrutura e, portanto, projetar obras mais econômicas e seguras.

Dentre os processos de redução das tensões sobre estruturas enterradas citam-se o da trincheira induzida, o berço flexível, o pneusolo, as tiras metálicas e aquele que emprega inclusões geossintéticas para reforçar o solo que envolve o conduto. Este último método, quando comparado com outros parece fornecer várias vantagens, entre elas o de promover uma adequada redução das tensões no topo da estrutura e um acréscimo das tensões verticais sobre o solo lateral.

No entanto, apesar da potencialidade, este método ainda não foi testado de uma forma completa. Os poucos trabalhos reportados na literatura geotécnica restringem-se ao uso de fitas metálicas inseridas no solo de cobertura e na região do maciço na altura da linha d'água. Nenhum registro há em que o solo

envolvente tenha sido reforçado com geotêxtil, ou que se tenha associado este a outros métodos de redução de tensões sobre tubulações enterradas.

Um modelo idealizado para o mecanismo de transferência de tensões entre o solo reforçado e o conduto seria o de comparar o solo reforçado pela inclusão a uma membrana engastada lateralmente nos prismas adjacentes de solo. Assim, as cargas sobre a inclusão seriam parcialmente transferidas para o solo adjacente e/ou suportadas pelas inclusões. A figura 01 esquematiza este modelo ilustrativo do comportamento de uma tubulação instalada em um meio reforçado.

Um outro aspecto importante do projeto e construção de tubulações enterradas é poder contrastar o desempenho da obra executada com as previsões de projeto, em especial a comparação entre as cargas de ruptura prevista e a de campo. O método gráfico de Southwell (Southwell, 1931) permite inferir a carga de ruptura de elementos estruturais que rompem por flambagem a partir do registro de deslocamentos ou de momentos ocorridos durante as etapas de construção e de carregamento da estrutura. A adequabilidade deste método para prever as cargas de ruptura em condutos enterrados foi sugerida por (Valsangkar et al., 1981) e por (Bueno et al, 1991).

Para esclarecer a viabilidade do uso do geotêxtil na redução das tensões verticais sobre condutos, e verificar a adequabilidade do uso do método gráfico de Southwell nestas situações, uma série de oito testes foram realizados no campo experimental do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa (UFV) em condutos de PVC rígido com 200 mm de diâmetro, enterrados em um meio arenoso compacto.

1.2 - OBJETIVOS DO TRABALHO

Os objetivos deste programa experimental foram:

a) avaliar a viabilidade do uso de geotêxtil para reduzir as tensões sobre condutos de PVC rígidos dispostos em um maciço arenoso, selecionando a melhor combinação geométrica do sistema solo - conduto - geotêxtil que leva aos menores valores de tensão vertical ou a um perfil de deformações interessante sob o ponto de vista de desempenho;

b) verificar a adequabilidade do emprego do método gráfico de Southwell a partir dos deslocamentos sofridos pelos tubos durante os testes para prever suas cargas de ruptura.

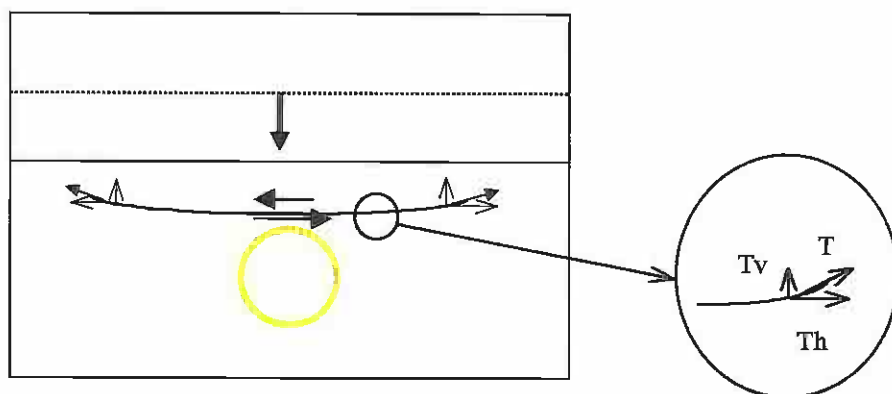


Figura 01 - Modelo Esquemático da Transferência de Tensões do Topo para as Laterais de Condutos em Solo Reforçado

CAPÍTULO 02

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta uma visão geral sobre o desenvolvimento dos condutos enterrados, no que se refere à fabricação, evolução dos métodos de cálculo e dos processos construtivos e realça a importância da interação solo - estrutura, com especial ênfase ao fenômeno do arqueamento. Além disto, aborda ao longo do texto a importância do conhecimento da distribuição de tensões em volta da tubulação para que se possa fazer previsões adequadas de desempenho e ruptura. Finalmente, introduz os métodos existentes e em fase de desenvolvimento que permitem reduzir as tensões sobre a estrutura e que, portanto, permitem a elaboração de projetos mais econômicos e seguros.

2.2 – BREVE HISTÓRICO DO DESENVOLVIMENTO DOS CONDUTOS ENTERRADOS

As principais atividades subterrâneas desenvolvidas pelo homem, por centenas de anos, foram as habitações em cavernas, as minerações e os túneis. Em geral, obras deste tipo encontram-se entre os primeiros exemplos da prática da arte da Engenharia. Entretanto, somente a partir de bem pouco tempo tem sido possível projetar estruturas enterradas sob bases racionais e com um grau de precisão comparável aos de outros projetos de Engenharia Civil (Spangler 1951), (Bulson, 1985).

O crescimento dos centros urbanos, principalmente após a Revolução Industrial, suscitou o desenvolvimento dos meios de comunicação (estradas, navegação, etc.), o transporte de água, a coleta de esgotos e a construção de redes de drenagem, particularmente na Europa. Nesta época, o emprego de condutos

enterrados floresceu, compreendendo o estabelecimento de técnicas construtivas, de processos de fabricação do tubos em si e de critérios de projeto (Bulson, 1985).

No início do século XIX, foram fabricados manualmente os primeiros *tubos cerâmicos*, na Europa. O desenvolvimento destes tubos seguiu *pari passu* os avanços ocorridos na industrialização do tijolo. Na metade do século XIX, começaram a surgir na Inglaterra os *tubos de concreto* e de *ferro*. Os *tubos de concreto* tiveram um grande desenvolvimento após a introdução do cimento portland em 1845 e os *tubos de ferro* começaram a ser implantados naquele país na primeira metade do século XIX. No final do século XIX, foram desenvolvidos na Europa os primeiros *tubos de cimento-amianto* e com o desenvolvimento da indústria manufatureira do aço, os primeiros *tubos de aço* começaram a ser produzidos (Young e Trott, 1984).

Paralelamente ao desenvolvimento das técnicas de produção de tubos a partir de concreto, ferro e aço e com o contínuo avanço das técnicas de construção, as primeiras teorias de previsão de cargas sobre condutos enterrados começaram a ser desenvolvidas por Jansen em 1895 e Koenen, 1896. Estas teorias permitiram um melhor entendimento dos processos de interação solo - estrutura e, conseqüentemente, a elaboração de projetos mais adequados. Estas teorias serviram também para, posteriormente, embasar a teoria clássica de Marston-Spangler (Spangler, 1930) usada ainda hoje para prever a tensão vertical atuante em condutos enterrados (Spangler, 1938), (Spangler, 1947), (Christensen, 1967), (Slanden e Oswell, 1988), (Bulson, 1985).

No início deste século, novas técnicas construtivas (compactação mecânica, vibração na própria moldura, etc.) impulsionaram o desenvolvimento dos *tubos de concreto* e os dos *tubos de concreto-reforçado*, inicialmente usados na Alemanha em 1902. Entretanto, estes só foram aceitos em algumas partes da Europa após a II guerra mundial. Surgiram, também nesta época, os primeiros *tubos plásticos*, obtidos a partir da síntese dos polímeros. Entre as décadas de 10 e 40 foram desenvolvidas novas técnicas na produção dos *condutos de ferro* (fundição centrífuga horizontal e vibração) e, em 1948, implementou-se a produção dos *condutos dúcteis de ferro* de

grafite espiroidal que propiciou melhores propriedades químicas e físicas ao ferro, ampliando a sua aplicação em obras de esgoto, águas e gás. Neste mesmo período, nos E.U.A, foram desenvolvidos os *tubos de aço corrugado*, mas somente a partir de 1930, com a produção em espiral contínua em faixas longas, a indústria de *condutos de aço* obteve grande impulso. Entre as décadas de 50 e 60 a indústria plástica desenvolveu-se enormemente, com o surgimento de novos produtos como: os *condutos termoplásticos (PVC)_Polivinil clorídrico*, os *tubos de polietileno de alta densidade (HDPE)*, os *tubos de fibra de vidro* e os *tubos de polipropileno (PP)*. Surgiram também os primeiros *tubos de fibras aleatórias* em 1950 nos E.U.A, com a aplicação da técnica de impregnação à vácuo (Young e Trott, 1985).

Durante as décadas de 50 e 60, pesquisadores e empresas de diferentes países da Europa, E.U.A, Canadá e Japão voltaram suas atenções aos diferentes aspectos do projeto de condutos enterrados (introdução de novos materiais, mudanças das cargas de tráfego, desenvolvimento dos métodos de construção, desenvolvimento de um grande número de testes e de novas teorias), resultando em novos padrões construtivos, especificações e critérios de projeto (Karadi, 1971). Com isto surgiram as normas e práticas de projeto como, por exemplo, as do Prof. G.G.Meyerhof, no Canadá, ASTM (E.U.A), DIN (Alemanha), BS (Inglaterra), GOST (Russia), JIS (Japão) (Krizek et al, 1971).

Na década de 70, surgiram na Inglaterra, os primeiros *condutos protendidos*, dando aos *condutos de concreto* uma ampla variedade de aplicações em estruturas enterradas. Nos anos mais recentes, a partir da década de 80, o desenvolvimento de novas técnicas de reforço com fios de aço aleatórios e fibras de vidro propiciou um crescimento do uso dos *condutos de concreto*, devido fato da estrutura tornar-se mais leve (Young e Trott, 1985).

Atualmente, a variedade de aplicações e o desenvolvimento de novas técnicas de fabricação e instalação, bem como a quantidade de pesquisas realizadas, envolvendo vários aspectos do projeto de condutos enterrados (material, variabilidade dos solos, condições de berço, condições de instalação, etc.), têm

promovido um melhor entendimento da interação solo-conduto, propiciando, deste modo, uma maior qualidade aos projetos (Butler, 1972), (Nielson, 1972), (Watkins et al, 1987), (Keneedy e Laba, 1989), (Porsvig, 1994).

Durante as décadas de 80 e 90, inúmeros projetos de pesquisa foram conduzidos em diversas partes do mundo, variando uma série de fatores (rigidez do material do conduto, densidade do solo, forma do conduto, profundidade de cobertura do aterro e tipo de instalação) de modo a avaliar as diversas respostas do sistema solo - conduto para as diferentes formas de carregamento estático (solo sobrejacente, aterros, carga lateral, etc.) e dinâmico (veículos, caminhões, terremotos, etc.) dos quais, pode-se mencionar o trabalhos de (Rogers, 1987), (Adams et al, 1989), (Moore e Donalson, 1990), (Katona, 1990), (Kellogg, 1993), (Hsu, 1993), (Porsvig, 1994), (Havens et al, 1995), (Bueno e Cousens, 1991), dentre outros.

Nos projetos de estruturas enterradas, especificadamente redes de serviço (canalização de esgoto, drenagem, bueiros, canalização de gás, luz, águas pluviais, telefone e despejos industriais) ou de passagens subterrâneas e substituição de pequenas pontes, em ambientes rural ou urbano, têm-se utilizado condutos enterrados de um modo crescente. Entretanto, o entendimento do fenômeno de interação solo-estrutura, não acompanha os mesmos níveis de evolução dos processos construtivos e da busca de um material para confecção destas estruturas (Bulson, 1985), (Bueno, 1987). Em vista disto, é necessário intensificar os projetos de pesquisa e os planos de observação de obras instrumentadas, contemplando, inclusive o emprego de materiais geossintéticos para minimizar as tensões sobre a estrutura e propiciar obras mais seguras e mais econômicas. Este último aspecto constitui o objetivo principal deste plano de trabalho.

2.3 – CLASSIFICAÇÃO DOS CONDUTOS

Para finalidade de projeto, têm sido conveniente classificar os condutos enterrados como rígidos ou flexíveis. Entretanto, o conceito de rigidez é relativo,

variando em função do tipo de material do conduto, tipo de material de enchimento e condições de berço, tornando a diferenciação de um conduto rígido ou flexível um tanto quanto difícil. (Krizek et al, 1971) destacam que um conduto que em determinadas condições é flexível pode também ser considerado rígido em outras. Certamente o conceito de rigidez ou flexibilidade deve estar associado à rigidez relativa, que é um parâmetro que relaciona a rigidez da estrutura e à do solo circundante.

A seguir destacam-se as características mais relevantes para o projeto de estruturas enterradas, tais como, rigidez, materiais utilizados, condições de instalação e de berço.

2.3.1 – Classificação segundo a rigidez

As estruturas enterradas podem ser classificadas como rígidas, flexíveis ou de rigidez intermediária. As estruturas rígidas são aquelas em que a resistência do conduto apresenta um comportamento semelhante a uma viga que, sob carga máxima, não se deforma suficientemente para produzir uma resistência passiva no solo lateral de magnitude apreciável. As estruturas de rigidez intermediária são aquelas que são capazes de transferir uma quantidade significativa da carga que chega a ela ao solo lateral envolvente, em virtude da sua flexibilidade. As estruturas flexíveis, por sua vez, são aquelas que são capazes de se deformarem suficientemente, transferindo ao solo lateral envolvente grande parte da carga que chega a elas.

Um das primeiras contribuições para o entendimento dos conceitos de rigidez e flexibilidade foi dada por (Marston, 1930), baseada na deformação do conduto. Entretanto, a definição mais atual e exata deve-se a (Gumbel et al, 1982). Estes autores destacaram que a característica mais importante das estruturas enterradas é a rigidez a flexão (rigidez da estrutura), R_e , como mostra a equação 2.1.

$$Re = \frac{E * I}{Bc^3} \quad (2.1)$$

Quando um conduto é enterrado no solo, a distribuição das cargas no sistema solo-conduto é governada principalmente pela rigidez relativa (RR). Esta relação é dada pela equação 2.2. A rigidez do solo é avaliada na equação 2.3

$$RR = \frac{Re}{Es^*} \quad (2.2)$$

$$Es^* = \frac{Es}{(1-\nu)^2} \quad (2.3)$$

Onde E_s^* é o módulo de deformabilidade do solo no estado plano de deformação (rigidez do solo circundante), dado pela equação Equação 2.3. Segundo (Gumbel et al, 1982) os valores da rigidez relativa classificam o comportamento dos condutos enterrados como descrito no Quadro 2.1:

Quadro 2.1 - Comportamento dos condutos enterrados segundo a rigidez relativa (RR) (Gumbel et al, 1982)

RR	COMPORTAMENTO DO CONDUTOS
RR<10	A rigidez do tubo é alta comparada com a rigidez do solo envolvente, mais de 90% da carga é resistida pelo conduto
10<RR<1000	A proporção da carga que é suportada pelo conduto reduz de 90% para 10%;
RR>1000	A proporção da carga que chega ao conduto é menor que 10%, a maior parte do carregamento vai para o solo envolvente

Na Figura 2.1 (Gumbel et al, 1982) mostra esquematicamente os comportamentos típicos esperados dos condutos para diferentes materiais em termos da relação entre o diâmetro e a espessura do contudo (D/t) e de valores do módulo de deformabilidade do solo, os quais variam de 1 a 100 MN/m². Pode-se verificar nesta tabela que materiais tradicionais, como o argila vitrificada, cimento amianto,

concreto, ferro, etc, apresentam uma tendência de serem rígidos, para relação D/t baixa. Estes são sabidamente materiais frágeis com característica quebradiça. Entretanto, outros materiais, como por exemplo, aço e plástico apresentam rigidez intermediária ou são flexíveis, podendo suportar grandes deformações sem a ocorrência da ruptura.

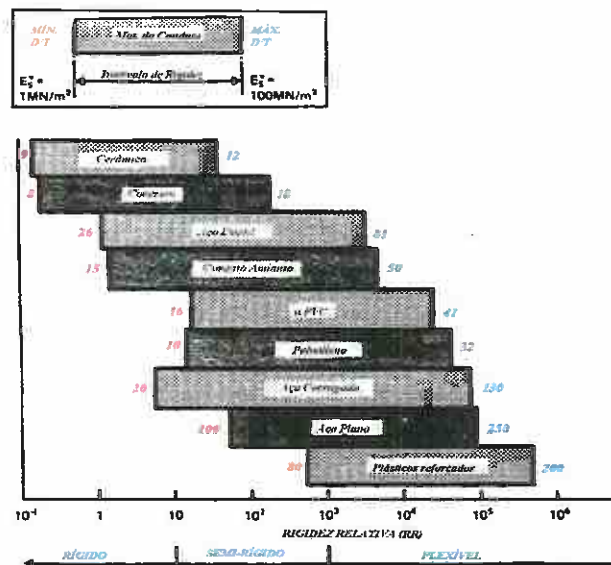


Figura 2.1 – Classificação dos condutos segundo a rigidez relativa 1 (Gumbel et al, 1982).

2.3.2 – Classificação quanto aos materiais utilizados

Os condutos podem ser constituídos de diversos materiais, por exemplo, cimento amianto, argila vitrificada, concreto simples ou reforçado ^{armado} madeira, fibrocimento, plástico, fibra de vidro, aço, ferro e fibras aleatórias, os quais vem sendo utilizados em diversas formas e tamanhos.

O quadro 2.2 apresenta uma relação dos principais materiais utilizados para fabricação de condutos, e seus padrões em diversos países.

2.3.3 – Classificação quanto às condições de instalação

Para o propósito de cálculo das cargas, os condutos enterrados podem ser classificados quanto as condições de instalação como em vala ou salientes.

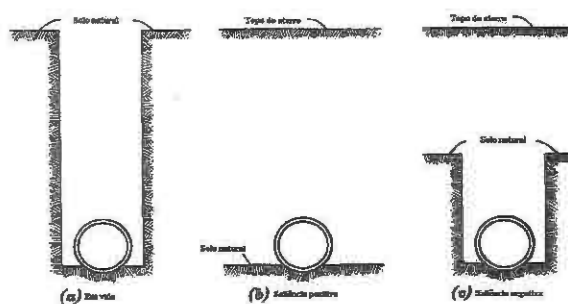
Os condutos em vala são aqueles dispostos em uma vala relativamente estreita que é posteriormente preenchida com solo compactado. Exemplos deste tipo de solução são vistos em canalização de esgotos, drenagem, canalização de águas pluviais e canalização de gás.

Os condutos salientes são dispostos sobre a superfície do solo natural e posteriormente são recobertos com aterro compacto. São subdivididos em condutos com saliência positiva ou negativa. Os condutos com saliência positiva são aqueles instalados sobre uma fundação superficial, estando a geratriz superior do conduto acima da superfície natural do solo. Construções deste tipo são comumente encontradas em bueiros de estradas de rodagem e ferrovias. Os condutos com saliência negativa, por sua vez, são aqueles instalados em uma vala rasa, ficando a geratriz superior do conduto abaixo da superfície natural do solo. Instalações deste tipo também são bastante comuns em bueiros de estradas de rodagem e ferrovias.

Quadro 2.2 - Principais materiais utilizados para fabricação de condutos e seus padrões (Young e Trott, 1984)

Material	Diâmetro nominal	Aplicação	Rigidez	U.K (B.S)	Padrões			
					Alemanha (DIN)	França (AFNOR)	U.S.A (ASTM)	ISO
Cimento Amianto	100-2500	Gravidade	Rígido	3656	19-850	-	C668	881
Cimento Amianto	50-2500	Pressão	Rígido	486	-	P41-302	C428	-
Cerâmico	75-1000	Gravidade	Rígido	65	1230	P16-421	C700	-
Conc.Simp	≥150	Gravidade	Rígido	5911	4032	P16-341	C14	-
Conc-refor.	150-3000	Gravidade	Rígido	5911	4035	P16-341	C76	-
Concreto pré-tracionado	450-3000	Gravidade	Rígido	5178	-	-	-	-
Concreto pré-tracionado	450-3000	Pressão	Rígido	4625	-	-	-	-
Fib. Vidro	25-400	Gravidade	Flexível	5480	19-964	-	D3262	-
Fib. Vidro	25-400	Pressão	Flexível	5480	-	-	D3517	-
Fer. Dúctil	80-1600	Gravidade	Intermed.	4772	19-690	NFA48	A716	-
Fer. Dúctil	80-1600	Pressão	Intermed.	4772	28-600	801	-	2531
Aço	60.3-2220	Gravidade	Flexível	534	19-530	-	A134	599
Aço	60.3-2220	Pressão	Flexível	534	2460	-	-	599
u-PVC	110-160	Gravidade	Flexível	4660-5481	19-534	P16-352	D2729	-
u-PVC	200-630	Gravidade	Flexível	4660-5481	19-534	P16-352	D2729	-
u-PVC	17-610	Pressão	Flexível	3505	19-532	NFT54	D1785	-
HDPE	-	Gravidade	Flexível	5480	16-964	-	D3262	-
HDPE	-	Pressão	Flexível	5480	8074	-	D2362	-
Fibras	50-225	Pressão	Flexível	2760	-	-	D2341	-

A figura 2.2, a seguir, apresenta tipos de condutos, classificados segundo a forma de instalação.



Em vala

Saliência positiva

Saliência negativa

Figura 2.2 - Classes de condutos segundo a forma de instalação (Spangler, 1951)

Os outros tipos de instalação como, por exemplo, por perfuração, por penetração, em galeria e em túnel, podem ser vistos em (Young e Trott, 1984).

2.3.4 – Classificação quanto as condições de berço

A variação das condições de instalação em estruturas enterradas é responsável por diversas modificações do sistema solo-conduto como, por exemplo, a capacidade de carga do sistema, a distribuição das reações do solo na base do conduto, a rigidez do sistema e as distribuições das tensões laterais sobre o conduto.

Em qualquer projeto, é necessário escolher as condições de berço para se definir o fator de carga (FC), parâmetro indispensável para determinar a resistência de suporte do conduto.

As principais funções do berço são: a) promover um suporte uniforme abaixo do conduto; b) reduzir os momentos fletores no conduto; c) manter o nivelamento do conduto durante e após a construção; d) fornecer um acréscimo de resistência à estrutura e, e) fornecer um meio conveniente para o tubo ser suportado.

A construção do berço pode ser feita utilizando o próprio solo, materiais granulares ou concreto, variando os métodos de instalação e a forma.

A forma de instalação do conduto no berço não sofreu grandes mudanças durante os últimos 40 anos. Os berços são de dois tipos: para condutos em valas e para condutos salientes. As primeiras sugestões foram feitas por Marston (1930), algumas modificações foram introduzidas por (Spangler, 1951) e uma melhor apresentação foi proposta por (Young e Trott, 1984), que subdividiram a instalação em classes bem definidas, especificando cada método de instalação de uma maneira mais criteriosa. A seguir comenta-se sobre cada uma das classes.

1) Classes de berço para condutos em vala

As figuras 2.3 e 2.4 mostram as diversas classes de berço empregadas no padrão de condutos em vala estreita.

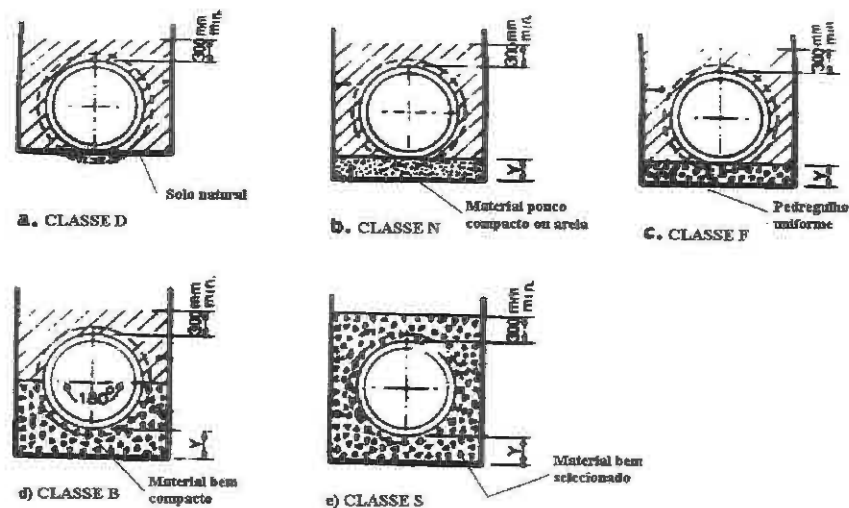


Figura 2.3 – Classes de berço para condutos em vala estreita (Young e Trott, 1984)

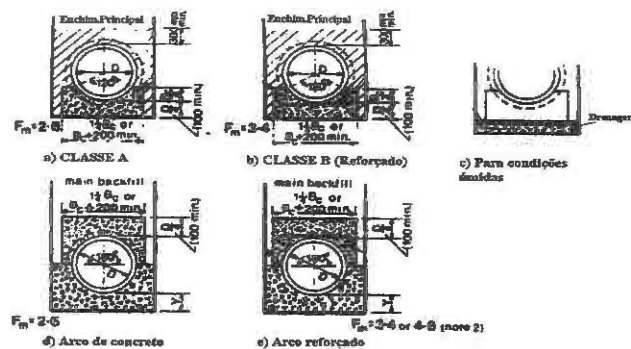


Figura 2.4 - Classes de berço para condutos em vala estreita (Young e Trott, 1984)

Como pôde ser observado nas figuras 2.3 e 2.4 a classe do berço é uma função do tipo de material usado para confecção do berço e da forma de assentamento do conduto. A classe D, caso não haja um supervisão criteriosa do processo construtivo, pode fornecer uma fundação de baixa qualidade para o conduto, podendo este, estar sujeito a recalques diferenciais. Nas classe N, F, B e S usa-se material granular como berço, diferenciando o ângulo de contato α e o tipo de assentamento do conduto. A principal dificuldade apresentada é que estes tipos de soluções requerem um material bem selecionado. O berço classe A conduz a uma maior resistência de suporte e a uma maior exatidão do nivelamento e estabilidade estrutural, entretanto este tipo de solução conduz a um custo mais elevado em comparação as outras classes de berço.

Um parâmetro bastante comum para se avaliar a qualidade do berço é o fator de berço F.B. Este parâmetro depende grandemente do ângulo de contato α entre o conduto e o berço e da rigidez do berço, variando de um valor mínimo de 1.1 para o berço classe D até um valor máximo de 3.4 para um berço classe A.

2) Classes de berço para condutos salientes

São similares àquelas das instalações em vala, à exceção da Classe S (360°), pois seria impossível fazer um berço granular deste tipo. Para as classes F, N e B é construída uma sub-vala de, no mínimo, a largura do conduto (B_c) + 200 mm ou 1.25 B_c (a que for maior). A figura 2.5 mostra os diversos tipos de berço para condutos salientes. Os berços de concreto, neste caso, são similares aos berços de condutos em vala e os detalhes construtivos podem ser vistos nessa figura. A seleção do material para base do berço é encontrada em (Young E Trott, 1984).

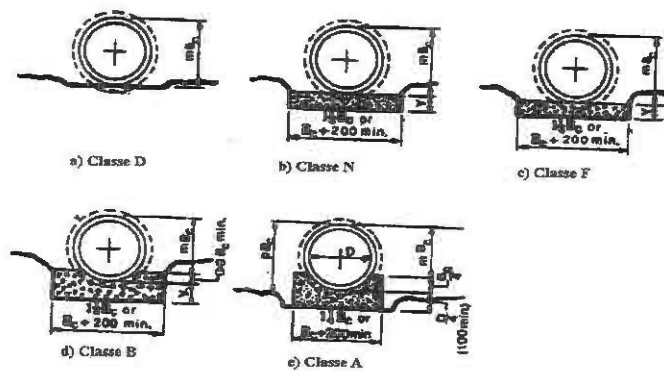


Figura 2.5 - Classes de berços para condutos salientes (Young e Trott, 1984)

2.4 - INTERAÇÃO SOLO - ESTRUTURA

A interação solo - conduto é um fenômeno complexo que depende de vários fatores, tais como, a rigidez relativa entre o solo e o conduto, o processo construtivo, a altura de cobertura (espessura da camada de solo acima do conduto), etc. Alguns destes fatores podem inclusive sofrer modificações com o tempo.

Quando uma inclusão é inserida em um solo uniforme, ela provoca uma redistribuição de tensões e, por conseguinte de deflexões no sistema, influenciando a magnitude do carregamento que chega à estrutura. A porcentagem do carregamento aplicado que atinge a estrutura depende das características do solo, da geometria e rigidez da estrutura e do tipo de carregamento aplicado (estático ou dinâmico). Percebe-se pois que a determinação da carga que chega à estrutura é uma tarefa complexa (Watkins, 1971), (Bulson, 1985).

Além da influência dos parâmetros mencionados, (Krizek et al, 1971) sugerem que a magnitude do carregamento poderia também variar bastante ao longo da vida útil do conduto, especialmente da época da construção para o período de serviço.

Especificamente para estruturas flexíveis enterradas, um parâmetro importante para quantificar a interação solo - conduto é o coeficiente de reação do solo K_s , que não é uma constante do solo. Este parâmetro apresenta grande

variabilidade de valor de ponto para ponto, ao redor do conduto. Dentre os fatores que afetam a sua magnitude destacam-se o grau de compactação, a profundidade de cobertura, o comprimento do conduto, a rigidez das paredes do conduto e a magnitude e direção dos deslocamentos normais. Informações de (Abdel-Sayed et al, 1984), apresentadas na tabela 2.1, resumem várias expressões sugeridas por diversos autores para quantificar o valor do módulo de reação do solo K_s . Além deste, pode-se citar os trabalhos de (Terzaghi, 1955), (Nielson et al, 1969) e (Howard, 1977).

Tabela 2.1 - Expressões para a quantificação de K_s (Abdel-Sayed e Okeagu, 1984)

Pesquisador	Expressão
Luscher (1966)	$\frac{Es \left[1 - \left(\frac{Ri}{Ro} \right)^2 \right]}{(1 + \mu s) \left\{ 1 + \left[\frac{Ri}{Ro} \right]^2 (1 - 2\mu s) \right\} R}$
Meyerhof e Baïke (1963)	$\frac{Es}{2(1 - \mu s^2)R}$
Kloppel e Glock (1970)	$\frac{Es}{R(1 + \mu s^2)}$
Abdel-Sayed e Okeagu (1984)	$\beta * CdC_{\theta} \sqrt{\frac{H}{D}} \quad ou = 0.20Ksv$

Um parâmetro indispensável para avaliação das cargas que atuam no sistema solo - conduto é a rigidez relativa, cuja magnitude, como visto no item 2.3.1 depende do tipo, geometria e das condições de instalação do conduto.

Apesar destas dificuldades na quantificação da magnitude das tensões que atuam em tubulações enterradas, pode-se, por meio do ensaio de compressão triaxial, compressão uniaxial ou ensaio de placa, avaliar o comportamento do solo adjacente ao conduto, através da determinação do módulo de deformabilidade do solo (E) e a partir deste, definir um módulo elástico equivalente (E_s^*).

Para um conduto, esse módulo é influenciado pela relação entre as tensões vertical e horizontal que agem sobre o conduto. (Krizeck et al, 1971) apresentam diferentes valores para o módulo elástico equivalente para vários tipos de solos e condutos, que podem servir de referência em projetos .

2.4.1 - O Arqueamento

O arqueamento é um dos fenômenos mais freqüentemente encontrados em solos, seja no campo, seja no laboratório. Seu conhecimento em solos é bastante antigo, desde 1836 já se tinha o conhecimento de que ele provoca modificação das tensões em estruturas enterradas (Terzaghi, 1936). Sua quantificação é complexa e polêmica e vem sofrendo refinamentos ao longo dos anos NIELSON (1967), (Getzler et al, 1968), (Handy, 1985), (Yamada, 1993). (Mckelvey III, 1993) adverte que pode-se cometer erros graves caso se despreze alguns dos aspectos importantes da teoria clássica, via as técnicas propostas mais recentemente.

Em função da rigidez relativa solo - conduto, o arqueamento pode ser positivo ou negativo. O primeiro ocorre quando o conduto é mais compressível que o solo envolvente. Neste caso, a carga que chega ao conduto é menor que a carga atuante no solo. Por outro lado, o arqueamento é negativo quando o conduto é mais rígido do que o meio envolvente. Isto causa uma maior concentração de tensões sobre o conduto e uma atenuação das tensões no solo circundante. Outro enfoque é dado por (Bueno, 1987) caracterizando o 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.

2.4.2 - A teoria clássica de Jansen

O primeiro modelo teórico desenvolvido para quantificar, de uma maneira racional, as cargas que agem sobre os condutos foi proposto por Jansen em 1895. O arqueamento foi denominado efeito silo, em vista destas estruturas estarem, no descarregamento, sujeitas a este fenômeno.

O conceito básico da teoria, no caso de tubulações enterradas, é que a carga devido ao peso do solo acima de um conduto sofre modificações através da transferência por atrito de parte desta carga para o solo adjacente (Terzaghi, 1932), (Spangler, 1951), (Nielson, 1967), (Handy, 1985), (Kellogg, 1985).

Jansen assumiu que a tensão vertical que age em um elemento infinitesimal horizontal de solo é igual a diferença entre a tensão vertical de peso próprio do solo acima do elemento e a resistência ao cisalhamento que se desenvolve ao longo dos lados do elemento. O autor considera que essa tensão vertical é uniformemente distribuída ao longo da largura (b) do elemento, e que a densidade do solo e as propriedades de atrito não variam com a profundidade (Bulson, 1985). A figura 2.6 ilustra o modelo de Jansen.

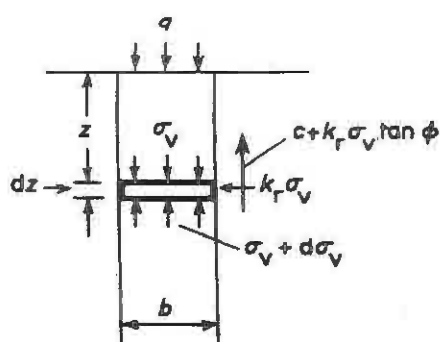


Figura 2.6 - Forças atuantes em um elemento infinitesimal de solo segundo Jansen.

Do equilíbrio das forças segundo a direção vertical tem-se a equação 2.4:

$$b \cdot \gamma \cdot dz = b \cdot (\sigma_v + d\sigma_v) - b \cdot \sigma_v + 2 \cdot c \cdot dz + 2 \cdot k_r \cdot \sigma_v \cdot dz \cdot \tan \phi \quad (2.4)$$

que conduz a equação 2.5:

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

Se a coesão do solo for nula (caso de uma areia seca) a expressão reduz-se a equação 2.6:

$$\sigma_v = \frac{b \gamma}{2kr \tan \phi} \quad (2.6)$$

e, se $\phi = 30^\circ$, $K_r \cong 1.0$, para uma grande profundidade, z , a expressão torna-se:

$$\sigma_v = \frac{b \gamma}{1.16} \quad (2.7)$$

Devido a diversos problemas funcionais (rupturas, falhas, etc.) apresentados em condutos enterrados rígidos, nos E.U.A no início deste século, Marston e Anderson começaram a avaliar as cargas desenvolvidas em várias obras em Iowa. Isto permitiu a adaptação da teoria de Jansen para quantificar as cargas e resistências neste tipo de condutos (Marston, 1930).

As Pesquisas posteriores confirmaram o acerto da teoria de Marston. Dentre elas a de Terzaghi usando um alçapão na base de uma caixa preenchida com solo (Terzaghi, 1936) e várias observações de campo (Marston, 1930), (Spangler, 1951), (Krizek, 1975), (Rude, 1983).

As maiores deficiências apresentadas pela teoria clássica referem-se à forma do elemento infinitesimal horizontal utilizado para se proceder o equilíbrio de esforços e o valor coeficiente de empuxo, K_r , assumido por Marston-Spangler igual a K_a (coeficiente de empuxo ativo de Rankine). Esta hipótese “parece incompatível com os resultados da investigação teórica” segundo (Terzaghi, 1936). Durante vários anos nenhuma modificação relevante foi proposta à teoria. Somente em 1985, Handy, baseado na proposição de Krynine, de 1940, de que a hipótese do elemento infinitesimal horizontal suposta por Jansen não traduzia com exatidão a geometria do problema, propôs um novo coeficiente de empuxo, conhecido como coeficiente de Handy, K_h .

A figura 2.7 ilustra as representações clássica e atual deste elemento infinitesimal.

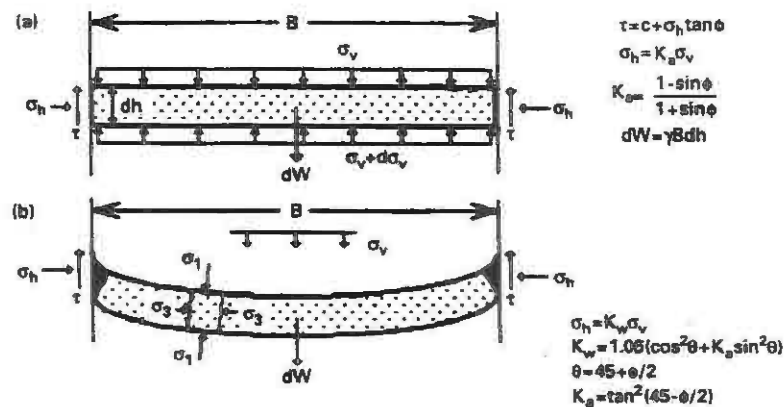


Figura 2.7 - Comparação entre as hipóteses clássica e atual Mckelvey III (1993)

As hipóteses básicas da teoria são as de que o solo seja homogêneo e isotrópico e esteja livre do excesso de água. Caso a teoria seja aplicada a 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 nestes casos (Mckelvey III, 1993).

Krynyne observou que se o coeficiente de empuxo fosse calculado pela equação 2.8, a seguir,

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{1 - \sin^2 \phi}{1 + \sin^2 \phi} \quad (2.8)$$

sendo $K_a = \sigma_3 / \sigma_1$ e σ_3 , por definição, a tensão principal menor que age no centro da catenária, onde o atrito é nulo, conduziria a um erro. Segundo este autor ocorre uma rotação das tensões principais e a tensão que age na borda do elemento é σ_h e não σ_3 . A figura 2.8, a seguir, esclarece este fato.

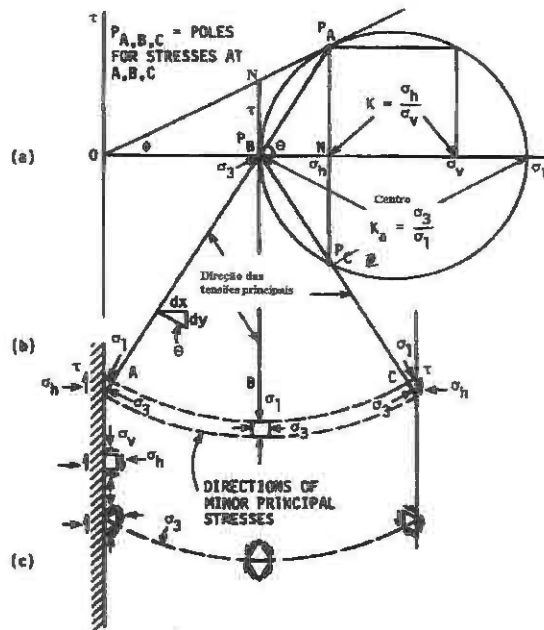


figura 2.8 - Rotação da tensões principais (Handy, 1985)

Desta forma, as tensões cisalhantes estariam atuando em PA e não em N. Utilizando esta construção, Krynine chegou as expressões da equação 2.9a e 2.9b, que exprime uma relação entre as tensões horizontal e vertical atuando na borda da catenária. O valor desta relação é bem maior do que os valores apresentados por Rankine e Coulomb, o que demonstra que o uso do valor do K_a fornece valores contra a segurança na previsão das pressões laterais. Caso o valor da média das tensões desenvolvidas no elemento de solo $\sigma_{\text{médio}}$ seja maior que o valor de σ_v na borda do elemento, o valor de K da equação 2.8 não é válido.

$$\sigma_h = \sigma_1 \cos^2 \theta + \sigma_3 \sin^2 \theta \quad (2.9a)$$

$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \theta \cos \theta \quad (2.9b)$$

As tensões desenvolvidas no arco podem ser facilmente verificadas pelo equilíbrio de forças no ponto A da figura 2.8, que permite chegar às seguintes expressões:

$$\frac{\sigma_h}{\sigma_1} = \cos^2 \theta + ka \sin^2 \theta \quad (2.10)$$

$$\frac{\sigma_v}{\sigma_1} = \sin^2 \theta + ka \cos^2 \theta \quad (2.11)$$

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\cos^2 \theta + ka \sin^2 \theta}{\sin^2 \theta + ka \cos^2 \theta} \quad (2.12)$$

A forma do arco é descrita pela equação da catenária, equação 2.13, e a direção da tensão principal menor é dada pela equação 2.14. Sabendo-se a direção da tensão principal menor, pode-se determinar as tensões principais pelas equações 2.10 e 2.11. O K_h (Coeficiente de Handy) é dado pela equação 2.15.

$$y = \frac{a}{2} \left[\exp\left(\frac{x}{a}\right) + \exp\left(-\frac{x}{a}\right) \right] \quad (2.13)$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{2} \left[\exp\left(\frac{x}{a}\right) - \exp\left(-\frac{x}{a}\right) \right] = -\cot \theta \quad (2.14)$$

$$K_h = \frac{\sigma_h}{\sigma_{mv}} = 1.06(\cos^2 \theta + ka \sin^2 \theta) \quad (2.15)$$

Maiores detalhes sobre o desenvolvimento desta teoria podem ser vistas em (Handy, 1985).

O arqueamento do solo pode ser aproximado à trajetória das tensões principais menores, representada pela equação de uma catenária. Quando o arco é suportado, a catenária mergulha para baixo como na figura 2.8, caso contrário, ela irá mergulhar para cima. (Quinlan, 1985) mostra que a catenária não é a única forma de arqueamento. O arco pode 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 apresentada em estruturas enterradas. Sem dúvida, outras formas de arqueamento, como as citadas por Quilan, podem estar presentes em outras estruturas geotécnicas como taludes, muros de arrimo, reaterros, túneis, escoramentos, etc. (Kelllogg, 1985).

A contribuição mais significativa apresentada por Handy à teoria clássica deve-se ao uso de K_h ao invés do K_a , para o cálculo das tensões laterais. Estudos mais elaborados sobre as implicações destas mudanças podem ser vistos em (Mckelvey III, 1993), (Handy, 1985), (Keellogg, 1985) e (Quilan, 1985).

2.5 - TENSÕES SOBRE A ESTRUTURA

As cargas mais importantes que atuam em estruturas enterradas são aquelas resultantes de peso próprio do solo envolvente. Qualquer carga que atua na superfície exterior ao conduto possui uma componente vertical e outra horizontal. Esta é convenientemente expressa em termos de sua razão pela componente vertical.

As grandezas das cargas atuantes variam de acordo com o processo construtivo, as condições de berço e as características do material de reaterro (Krizek, 1975), (Meyerhof e Fisher, 1963). Estas cargas, com a construção do aterro, podem atingir, no topo de estruturas rígidas, valores de até 200% da carga original e, em estruturas flexíveis, por volta de até 10% no topo e 140% nas laterais (Moran et al, 1962).

As cargas que atuam em uma estrutura são de dois tipos: cargas descendentes e cargas ascendentes. O carregamento descendente, que age na superfície externa

superior do conduto, pode ser proveniente de um carregamento permanente (peso próprio e sobrecarga) ou móvel (explosivos, terremotos, veículos, etc.). As cargas ascendentes são provenientes da fundação, aplicadas às partes inferiores do conduto. O carregamento total descendente deve ser igual ao ascendente. Segundo (Watkins, 1975) a pressão total que atua em um conduto enterrado é expressa pela equação 2.16.

$$P_v = C_p(P_{dl} + P_{vl}) \quad (2.16)$$

Onde C_p é um fator de ajuste, caso a ação do arqueamento seja desenvolvida, P_{dl} o carregamento morto e P_{vl} o carregamento vivo.

As cargas que agem nos condutos flexíveis são basicamente as mesmas que agem nos condutos rígidos e os métodos de análise existentes para verificar a ação destes carregamentos são embasados em dois tipos de análise, a plástica e a elástica.

A análise plástica

A análise plástica assume que o solo adjacente à estrutura sofre deformações suficientes para mobilizar a resistência ao cisalhamento em certos planos específicos. Esta análise é mais apropriada para as situações em que ocorram movimentos diferenciais de grandes proporções entre os prismas de solo, de modo a mobilizar completamente a resistência ao cisalhamento do solo adjacente ao conduto.

Normalmente, os resultados deste tipo de análise conduzem a soluções limites. Sua maior desvantagem é desconsiderar a envoltória de tensões do solo e o comportamento do conduto não é considerando no cômputo das deformações que geram a mobilização da resistência ao cisalhamento do solo (Krizek, 1975).

A análise elástica

A análise elástica considera que o solo envolvente não atinge a ruptura e que as tensões nela induzidas são relativamente baixas. Portanto, o solo e o material do conduto são supostos linearmente elásticos.

Devido às baixas tensões que agem no solo envolvente, as deformações no solo são pequenas e não garantem a completa mobilização da resistência ao cisalhamento do solo (Krizek, 1975). As principais vantagens deste tipo de análise são:

- a) considera-se os efeitos de interação entre o solo e o conduto;
- b) há um melhor esclarecimento da distribuição das cargas na interface solo-conduto; e
- c) os parâmetros requeridos para os cálculos são basicamente as propriedades do conduto e do solo, não dependendo da geometria do conduto.

Dentre as contribuições de destaque nesta questão pode-se enumerar as (Burns e Richard, 1964), (Mindlin, 1940), (Forrestal e Herman, 1965), (Watkins, 1966), (Moran et al, 1962), (Hetenyi, 1960).

2.5.1 - A teoria de Marston - Spangler

Apesar do aparecimento de novas teorias para determinar as cargas em condutos enterrados (Banard, 1957), (White e Layer, 1960), (Burns e Richards, 1964) e (Cheney, 1976), a teoria clássica de Marston-Spangler inicialmente desenvolvida para condutos rígidos (Marston, 1930) e posteriormente aplicada a condutos flexíveis (Spangler, 1951) ainda continua sendo largamente aplicada para fins de projeto. Diversos autores indicam que a principal deficiência desta teoria é o fato dos parâmetros r_{sd} (razão de recalque), D_1 (fator de deflexão), K_s (coeficiente de

reação do solo) serem de difícil quantificação (Krizek, 1975), (Davis et al, 1983), (Young e Trott, 1984). A seguir, serão descritos os aspectos relevantes da teoria clássica de Marston-Spangler.

A teoria é aplicada a materiais granulares e às cargas atuantes no conduto são devidas ao peso próprio do material ou transmitidas por ele (sobrecarga). As cargas variam grandemente com o tempo e com as propriedades dos materiais, como o peso, o recalque, a temperatura, o atrito interno e a coesão.

Para o propósito do cálculo das cargas verticais, os condutos enterrados são divididos em duas classes principais, os condutos em vala e os condutos salientes. A classificação foi baseada nas condições de construção, as quais influenciam nas cargas. Os condutos salientes dividem-se em saliência positiva e saliência negativa. Também existem os casos especiais tendo características similares as classes principais (Spangler, 1951). A figura 2.9 apresenta a formulação matemática da teoria clássica (Marston, 1930).

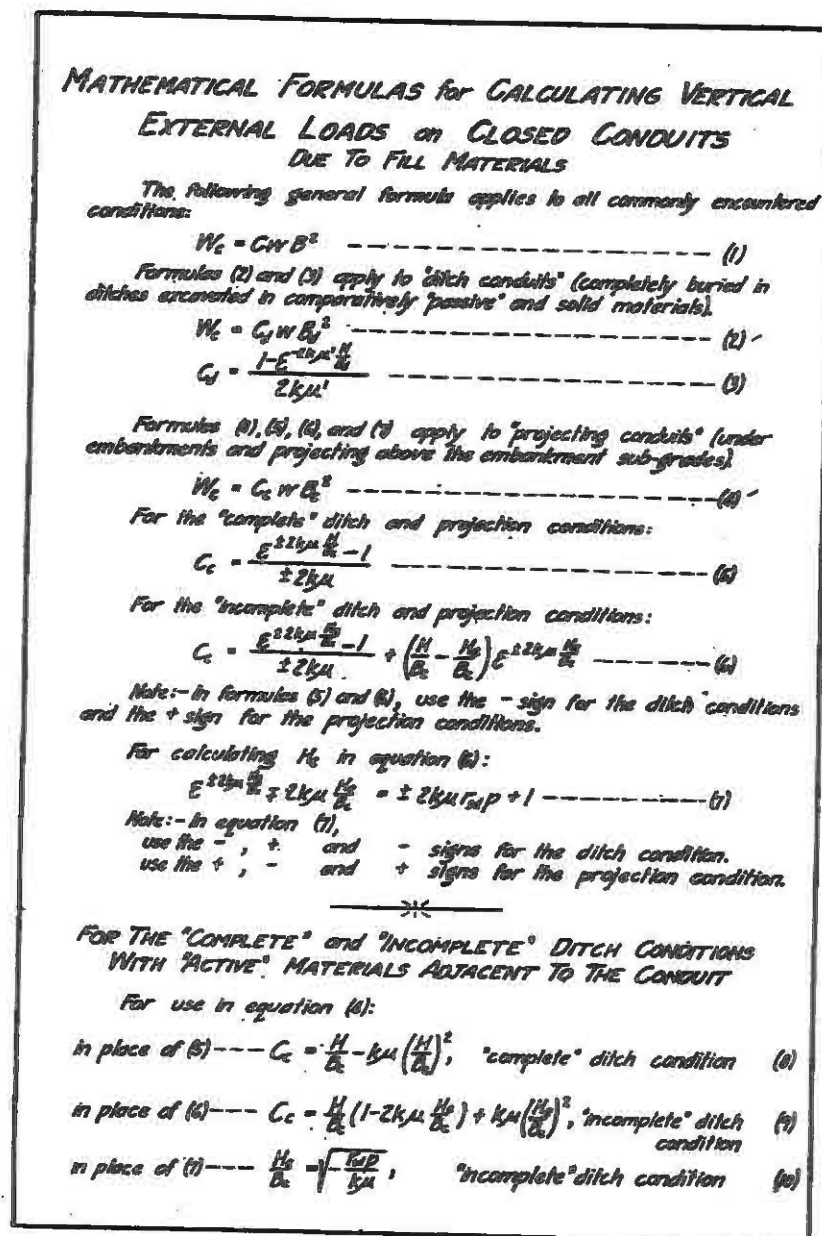


Figura 2.9 - Formulação matemática da teoria de Marston (Marston, 1930)

Para o caso de condutos flexíveis, considerando praticamente a mesma rigidez entre o conduto e o solo, têm-se equação 2.17 (Spangler, 1951).

$$W_c = C_d * w * B_c * B_d \quad (2.17)$$

As fórmulas anteriormente citadas fornecem o valor do carregamento máximo que o conduto pode estar sujeito em serviço. Entretanto, devido ao desenvolvimento da coesão, o carregamento máximo pode não ocorrer por um longo período, até mesmo nunca ser atingido e o conduto ser removido por outra razão que não seja a ruptura. Os autores têm observado que a carga que age na estrutura logo após o reaterro é usualmente menor que aquela que agirá algum tempo depois. Isto é, o carregamento na estrutura aumenta consideravelmente com o tempo, após a altura máxima de projeto ser alcançada. Em alguns casos, o carregamento cresce cerca de 20 a 25% da carga total em pouco tempo, e após vários anos pode atingir, em casos extremos, o carregamento total que leva a ruptura da estrutura (Spangler, 1951).

As cargas de projeto dadas pela figura 2.9 são valores de trabalho que consideram um estado limite de ruptura do material, isso pode ser uma vantagem para o projetista, embora um conduto rompido possa continuar funcionando (devido a resistência passiva desenvolvida contra os lados do tubo). Estas estruturas não poderiam ser projetadas na condição de ruptura, levando em consideração que uma rachadura ou trinca pode funcionar como uma drenagem conduzindo a uma série de danos o que aumentaria grandemente os custos de manutenção destas estruturas.

Um caso particular é a vala inclinada. Nesta situação, a única mudança relativa as fórmulas originais é a largura da vala B_d que será a largura da vala em um plano horizontal tangente ao topo do conduto que intercede os lados inclinados, vide Figura 2.10. No caso de se construir uma vala com lados inclinados ou muito larga, é recomendável pôr o conduto em uma sub - trincheira, como na figura 2.11, desta forma, a carga no conduto é mantida a um valor mínimo razoável.

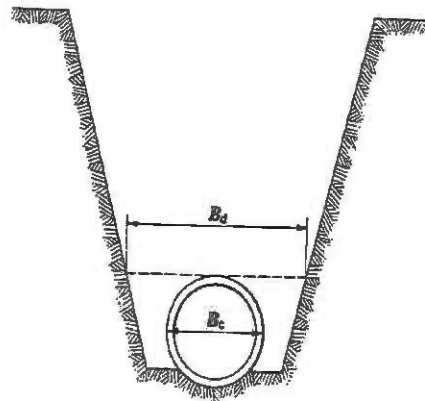


Figura 2.10 - Caso particular de vala inclinada (Spangler, 1951)

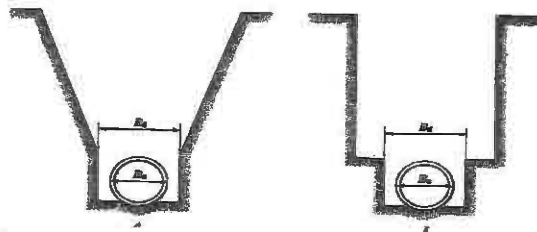


Figura 2.11 - Recomendação de sub – trincheira para vala inclinada ou muito larga (Spangler, 1951)

Para condutos salientes, a magnitude das forças cisalhantes apresentadas na Figura 2.9 sendo desprezada a coesão, será igual a pressão lateral ativa dos planos verticais multiplicada pelo coeficiente de atrito interno do material de enchimento. Caso o aterro não for muito alto, estas forças cisalhantes poderão se desenvolver até o topo do aterro, de outra forma, sendo o aterro elevado, as forças cisalhantes não atingirão a superfície, tenderão a atingir um plano horizontal entre o topo do conduto e o topo do aterro, este plano é definido como *plano de igual recalque* e a distância entre o topo do conduto a este plano é definida como *altura de igual recalque*, H_e .

O *plano de igual recalque* é um plano horizontal no aterro acima do qual os recalques do prisma interno e dos prismas adjacentes são iguais. Acima deste plano não existe a tendência para o movimento relativo dos três prismas e não são geradas

tensões cisalhantes, por outro lado, abaixo deste plano ocorrem movimentos relativos e o desenvolvimento de tensões cisalhantes.

Um outro fator importante para a quantificação das cargas em condutos salientes é a *razão de saliência*, ρ . A *razão de saliência* é a relação existente entre a distância do topo do conduto a superfície natural do aterro e a largura do conduto (ou da vala para o caso de saliência negativa), dado pela equação 2.18 para saliente positiva e pela equação 2.19 para negativa.

$$\rho = h^{\prime}/Bc \quad (2.18)$$

$$\rho = h^{\prime}/Bd \quad (2.19)$$

Outros fatores que devem ser levados em conta para a determinação da carga em condutos salientes são o recalque do solo natural abaixo do prisma adjacente e o recalque do topo do conduto (recalque da fundação da estrutura + distorção ou o encurtamento de sua dimensão vertical). Com o recalque do solo adjacente ao conduto, o movimento para baixo dos prismas adjacentes também aumentam.

Visto isso, é conveniente definir um *plano crítico*, o qual é um plano horizontal no nível do topo do conduto no início da construção do aterro, antes dos recalques serem desenvolvidos devido ao enchimento do aterro, a figura 2.12 ilustra claramente esta situação. Para melhor entendimento, pode-se resumir as definições de uma maneira simplificada como: quando o *plano crítico* recalca mais do que o topo do conduto as tensões cisalhantes agem para baixo no prisma interno, de um modo contrário, quando o *plano crítico* recalca menos, as tensões agem para cima.

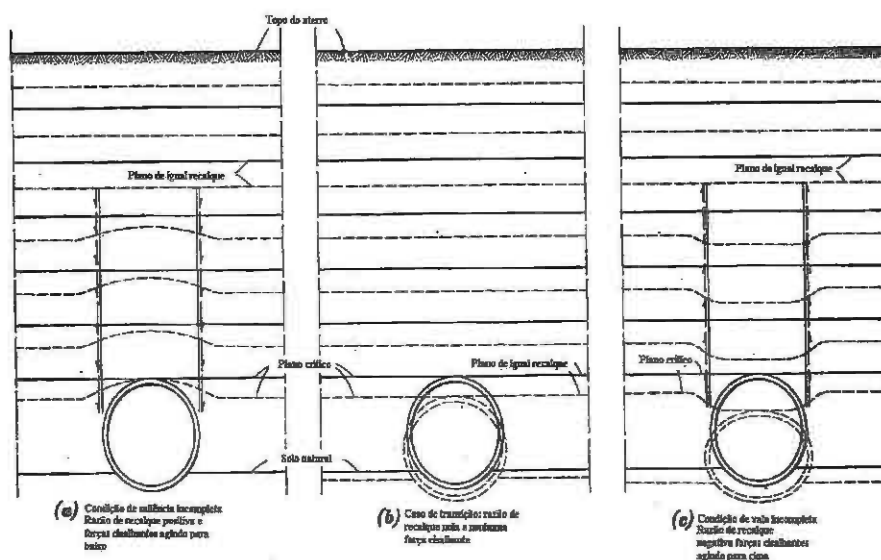


Figura 2.12 - Variações do plano crítico para diversas situações (Spangler, 1951)

Deve-se esclarecer também a existência de um caso de transição, ou seja, quando o topo do conduto recalca em uma quantidade exatamente igual ao *plano crítico*. Quando isso ocorre, o *plano de igual recalque* coincide com o *plano crítico*, deste modo, o movimento dos prismas ocorrem em uma mesma proporção e as tensões cisalhantes não são induzidas, desta forma, a carga que age na estrutura é igual ao peso próprio do prisma interno do solo sobre a estrutura. Todas estas considerações podem ser visualizadas na figura 2.12 acima. Para saliência negativa o plano crítico é o plano horizontal no nível do solo acima da sub - vala antes da ocorrência dos recalques (Spangler, 1951).

A magnitude e direção da carga vertical atuante em um conduto saliente são influenciadas por uma razão abstrata, conhecida como *razão de recalque*, r_{sd} , Vide figura 2.13. Este parâmetro semi-empírico é definido como resultado obtido pela divisão entre a diferença dos recalques do plano crítico e do topo do conduto pela compressão das colunas de solo nos lados do conduto entre as superfícies de solo natural e o plano crítico, dado pela equação 2.20 para saliência positiva e pela equação 2.21 para saliência negativa.

$$r_{sd} = \frac{(s_m + s_g) - (s_f + d_c)}{s_m} \quad (2.20)$$

$$r_{sd} = \frac{s_g - (s_d + s_f + d_c)}{s_d} \quad (2.21)$$

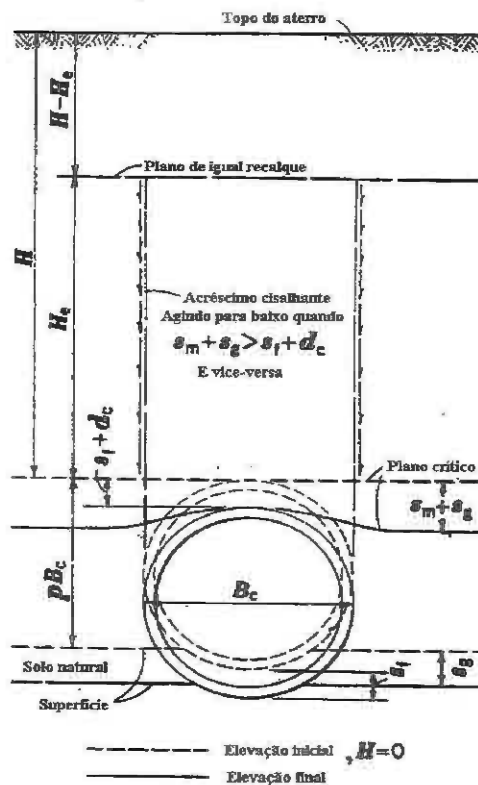


Figura 2.13 - Recalques relativos dos prismas interno e externo (Spangler, 1951)

Para determinar o valor da *razão de recalques*, pode-se levar em consideração os valores da tabela 2.2 (Spangler, 1951) determinados através de trabalhos experimentais. Outros valores são mencionados no trabalho de DAVIS (1985) os quais são similares aos de Spangler.

Tabela 2.2 - Valores de projeto da razão de recalque (Spangler, 1951)

Condições	Razão de recalque (r_{sd})
Conduto rígido, fundação de rocha ou solo indeslocável	+1.0
Conduto rígido em fundação de solo natural	+0.5 a +0.8
Conduto rígido em fundação de material que desloca o em relação ao solo adjacente	0 a +0.5
Conduto flexível com lados pouco compactados	-0.4 a 0
Conduto flexível com lados bem compactados	-0.2 a +0.8

As cargas em condutos com saliência positiva e negativa podem ser determinadas pela figura 2.9. Para saliência negativa deve-se substituir C_c por C_n (Marston, 1930), (Spangler, 1951).

Os coeficientes C_c e C_n variam com a altura do enchimento, com o diâmetro do conduto, com a razão de projeção, com a razão de recalque, etc, o seu valor pode ser determinado por ábacos e fórmulas empíricas desenvolvidas segundo diversos autores, a saber, (Das e Seeley, 1975), (Meyerhof, 1968), (Spangler, 1948), (Vésic, 1971), (Davis et al, 1983), entre outros.

Se o conduto estiver localizado em uma vala muito larga, o valor B_d na equação 02 da figura 2.9, deverá ser limitado até um certo valor de largura de vala, visto conduzir a valores totalmente irrealis de carga. A largura máxima ($B_{d_{máx}}$) usada para calcular a carga em condutos em vala deverá ser inferior a largura B_c usada na equação 2.17 para calcular o valor da carga em condutos salientes (Schlick, 1932)

Pode-se dizer que com o crescimento da largura da vala os valores de C_d e w nas equações 02 da figura 2.9 e 2.17, permanecem constantes tanto para o caso de condutos rígidos como flexíveis, pois neste caso, a carga cresce em concordância com o aumento da largura da vala para condutos rígidos e da largura da vala e do diâmetro do conduto para estruturas flexíveis. Desta forma, para se evitar erros no cálculo do carregamento para a situação em vala, deve-se limitar o valor da carga calculada para a situação em vala a uma razão de largura entre o diâmetro do conduto e a largura da vala B_d/B_c . O limite determinado para o cálculo do carregamento entre a situação em vala ou saliência é definido através desta razão de largura. Utilizando o diagrama da figura 2.14 pode-se ter valores da razão da largura da vala com a largura do conduto B_d/B_c . Para valores de B_d/B_c menores que aqueles do diagrama, a carga de um conduto rígido poderá ser determinada pela teoria do conduto em vala e para valores maiores, usa-se a teoria do conduto saliente (Spangler, 1951).

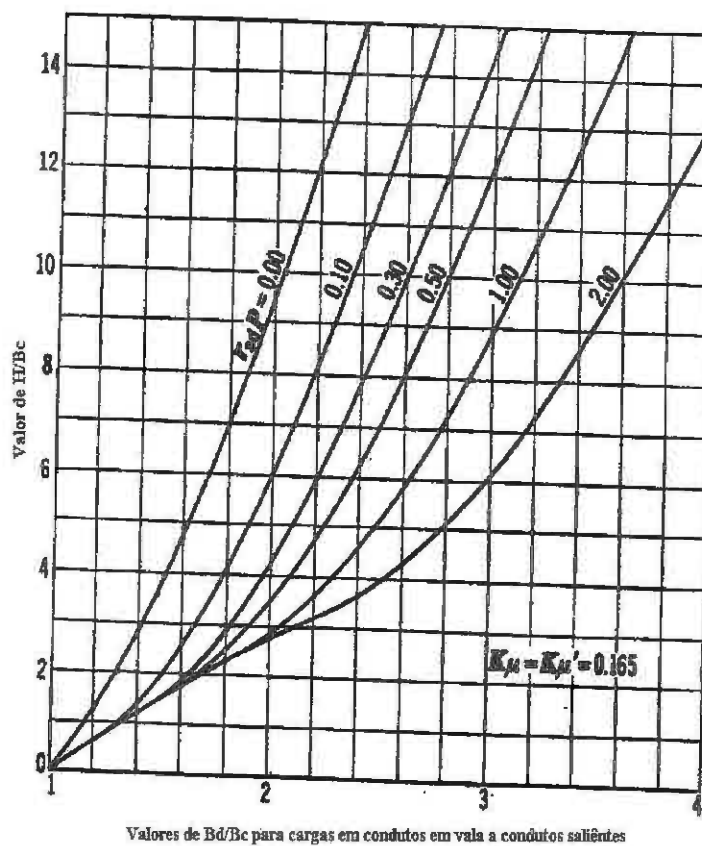


Figura 2.14 - Valores da razão B_d/B_c (Spangler, 1951)

2.5.1.1 - Sobrecargas

As sobrecargas que agem nas estruturas enterradas podem ser consideradas basicamente como: cargas de pequena extensão (as rodas dos veículos e as cargas provenientes de qualquer material acumulado na superfície (aterro, pilhas, montes, etc.)); cargas de grande extensão (explosivos, terremotos, etc); e, cargas devido a subpressão. Neste trabalho, serão abordadas as sobrecargas de pequena extensão, a saber, as cargas das rodas dos veículos (carregamento concentrado) e cargas provenientes de qualquer material acumulado na superfície (sobrecarga uniforme).

2.5.1.1.1 - O carregamento concentrado

O carregamento concentrado é devido à carga da roda do veículo e o seu cálculo é baseado na equação de Boussinesq. Entretanto, para aplicar este método em condutos enterrados deve-se considerar alguns aspectos: a) a carga do pneu é considerada pontual, b) as camadas do pavimento e do solo são consideradas homogêneas; c) não é considerado que a presença do tubo modifica as tensões no interior do material. Apesar de todas estas aproximações, a maioria das pesquisas tem indicado que a equação de Boussinesq conduz a erros a favor da segurança e que os cálculos feitos segundo esta teoria ainda constitui um método razoavelmente aceitável de cálculo de cargas para condutos enterrados, para profundidades maiores que 1 m. A teoria diminui a sua validade à medida que a profundidade de cobertura diminui (Young e Trott, 1985).

A magnitude do carregamento pontual (carga de roda) que atinge a estrutura varia de acordo com o material do conduto, a profundidade de cobertura, as características do solo, as recomendações de projeto, etc. Um fator importante para determinação das cargas pontuais é o Fator de Impacto, FI. Este fator depende da irregularidade da superfície, da velocidade do veículo, do sistema de suspensão do veículo, da profundidade de cobertura, etc.

A norma britânica, BS 5400, recomenda três tipos básicos de carregamento, que são apresentados na tabela 2.3, que no caso de ausência de qualquer outra especificação, pode ser usada no caso de um projeto básico.

Tabela 2.3 - Recomendação britânica p/ cargas em veículos (Young e Trott, 1984)

Tipo	Quant. De rodas	Carga p/ roda	F.I	Aplicações
Carga alta	8	112.5	1.25	Rodovias federais e tráfego pesado
Carga suave	2	105	1.50	Rodovias públicas
Carga leve	2	60	2.0	Áreas de pouco acesso

Utilizando o gráfico da figura 2.15 pode-se determinar a carga que atua no conduto devido a roda do veículo, W_{csu} , pela equação 2.22.

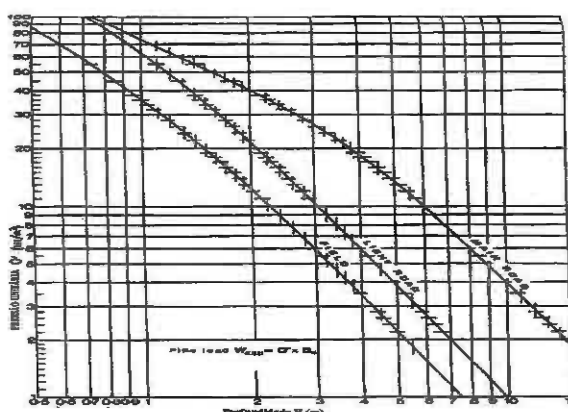


Figura 2.15 - Cargas devido a roda do veículo YOUNG E TROTT (1984)

$$W_{csu} = \sigma \cdot B_c \quad (2.22)$$

Outros tipos de carregamento especiais também podem ser considerados, tais como, a carga de tráfego pesado antes da finalização da rodovia, máquinas de compactação, retro - escavadeiras, etc YOUNG E TROTT (1985). A carga de roda, que atinge a estrutura, não é uniforme e possui um pico de distribuição máxima sobre a estrutura, esta carga não pode ser simplesmente adicionada a carga distribuída, ela precisa ser convertida por um equivalente uniforme, que considera o momento fletor máximo e a pressão distribuída sobre a estrutura, F_1 (razão de momento máximo com a pressão de pico distribuída). Este fator depende da profundidade de cobertura, do diâmetro do conduto, do tipo de berço e da orientação das rodas. Sua dedução pode ser vista em YOUNG E TROTT (1985). Utilizando-se do fator F_1 , considerando o tipo de estrada e a profundidade de cobertura do conduto H YOUNG E TROTT (1985) produziram uma família de curvas levando em consideração os piores casos de combinação de momentos máximos e pressão distribuída de carregamento de rodas sobre o conduto. Desta forma, pode-se usar o gráfico da figura 2.15 para avaliar a carga de roda sobre a estrutura. Esta simplificação pode ser verificada no apêndice III do livro do YOUNG E TROTT (1985). Vários outros trabalhos vem sendo desenvolvidos para avaliar o carregamento produzido por veículos na estrutura, variando uma serie de parâmetros, tais como, a profundidade de cobertura, a magnitude da carga, o material do conduto, etc. Dentre estes, se destacam os trabalhos de (Moore e Richard, 1994), (Potterm e Harry, 1989), (Katona, 1990).

2.5.1.1.2 - Sobrecarga uniforme

Uma sobrecarga uniforme distribuída, u_s , pode ser calculada por uma extensão da teoria de Marston-Spangler, como:

Para vala

Considera-se o cálculo para a profundidade $H=0$ (na superfície), substituindo na equação de cálculo da tensão sobre conduto em vala, têm-se equação 2.23.

$$V = B_d * U_s * \exp(-2 * k * u' * H / B_d) \quad (2.23)$$

Fazendo $\exp(-2 * k * u' * H / B_d) = C_{us}$, têm-se que.

$$W_{us} = C_{us} * B_d * u_s \quad (2.24)$$

Os valores de C_{us} podem ser obtidos pelo gráfico da figura 2.16, ou pela tabela 2.4 dada por Marston (Marston, 1930) para diferentes tipos de solos.

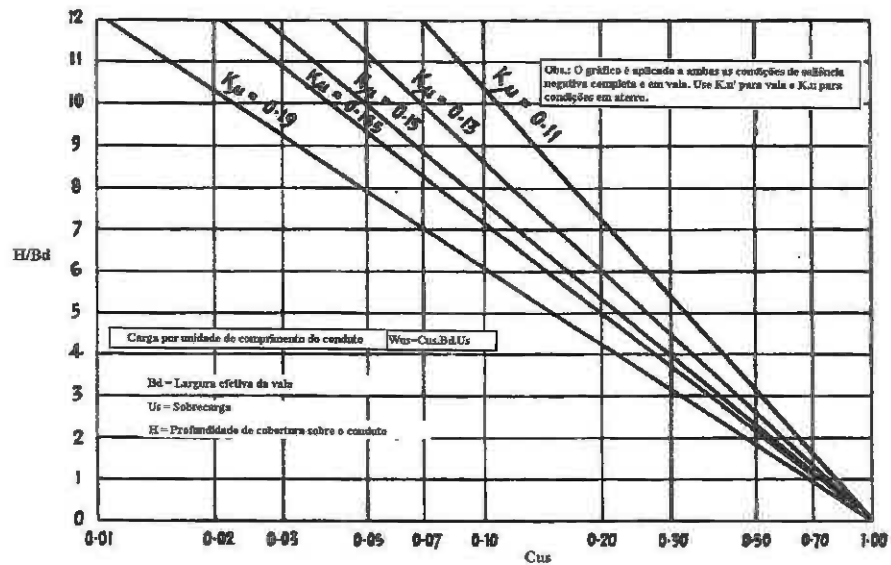


Figura 2.16 - Valores de $C_{us} \times H/B_d$ (Young e Trott, 1984)

Tabela 2.4 - Diversos valores de C_{us} MARSTON (1930)

H/B_c	Areia e Solo superficial úmido	Solo superficial saturado	Argila úmida	argila saturada	H/B_c
0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00
0.50	0.85	0.86	0.88	0.89	0.50
1.0	0.72	0.75	0.77	0.80	1.00
1.5	0.61	0.64	0.67	0.72	1.50
2.0	0.52	0.55	0.59	0.64	2.00
2.5	0.44	0.48	0.52	0.57	2.50
3.0	0.37	0.41	0.45	0.51	3.00
4.0	0.27	0.31	0.35	0.41	4.00
5.0	0.19	0.23	0.27	0.33	5.00
6.0	0.14	0.17	0.20	0.26	6.00
8.0	0.07	0.09	0.12	0.17	8.00
10.0	0.04	0.05	0.07	0.11	10.0

Para saliência positiva

Para o cálculo do carregamento em saliência positiva é considerado o valor do coeficiente C_c . Este valor depende da razão entre a altura de cobertura do aterro e do diâmetro do conduto H/B_c , vide figura 2.9. No caso de uma sobrecarga uniforme u_s , deve-se determinar um novo valor para o coeficiente C_c , este poderia ser determinado através de uma nova altura de cobertura H_t , pela hipótese de crescimento da altura de enchimento devido a sobrecarga u_s/γ , desta forma, obtêm-se uma nova altura de cobertura $H_t = H + u_s/\gamma$ e assim essa nova altura é substituída no lugar de H para determinar C_c .

Para saliência negativa

Fazendo da mesma forma, têm-se $H_t = H + u_s/\gamma$ e assim esta nova altura é substituída no lugar de H para determinar C_c .

Considerando a sobrecarga u_s agindo sobre uma extensão limitada, como no caso de uma fundação, pode-se considerar a figura 2.17. A tensão vertical em um ponto O , imediatamente abaixo do canto da área carregada, pode ser calculada pela

integração de Newmark da equação de Boussinesq. Dessa forma, têm-se que a tensão total no ponto O é dada pela equação 2.25.

$$\sigma_{\text{total}} = u_s * \Sigma I_{\sigma} = u_s * (I_{\text{oabc}}) \quad (2.25)$$

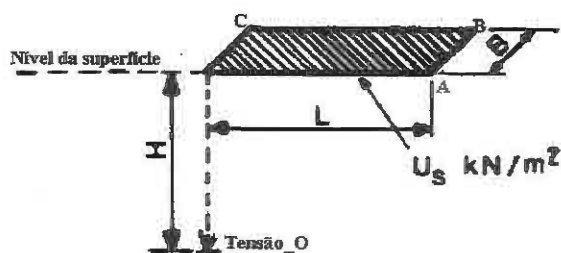


Figura 2.17 - Sobrecarga sobre uma extensão limitada (Young e Trott, 1985)

Caso a carga esteja distribuída fora do ponto que coincide com a vertical, pode-se montar um esquema de retângulos para se obter a carga total. Sendo a carga deslocável ou transferível, podendo estar em qualquer posição em relação ao conduto, deve-se considerar nos cálculos, o máximo valor de σ (usualmente quando o centro de gravidade da carga esta verticalmente sobre o centro do conduto). Quando a área carregada for irregular pode-se aproximá-la a diversos retângulos e quando for circular, com raio R , a tensão no ponto O abaixo do seu centro é dada por:

$$\sigma = u_s * I_{\sigma}, \text{ onde}$$

$$I_{\sigma} = 1 - \left(\frac{1}{1 + \frac{R^2}{H^2}} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2.26)$$

A tensão determinada desta forma possui um caráter conservativo, podendo ser tida constante atuando sobre um comprimento de 1 m no conduto e sobre o seu diâmetro B . Desta forma a carga que atinge a estrutura é dada pela equação 2.27.

Entretanto esta hipótese poderia ser incorreta pois σ poderia diminuir nos lados do tubo, mas o erro é considerado pequeno e esta a favor da segurança.

$$W_{us} = \sigma * B_c \quad (2.27)$$

A carga externa total em condutos enterrados pode então ser definida como o somatório das cargas de enchimento (W_c), da carga de água equivalente (W_w) e da sobrecarga equivalente (W_{csu} ou W_{us} - assumindo a maior ou as duas quando agirem simultaneamente). Então desta forma, pode-se ter a equação 2.28 (Marston, 1930), (Young e Trott, 1985).

$$W_e = W_c + W_w + W_{csu} \text{ (ou } W_{us}) \quad (2.28)$$

De acordo (Marston, 1930) este carregamento varia grandemente com as propriedades dos materiais, com o peso, com as condições de berço, com a umidade e a temperatura, com o atrito interno e com a coesão.

2.6 - CARGAS EM CONDUTOS RÍGIDOS

Considera-se, no caso de condutos rígidos, que praticamente toda a carga é suportada pelo conduto, diferenciando do comportamento de um conduto flexível sob carga, onde este diminui o seu diâmetro vertical e aumenta o diâmetro horizontal, fazendo com que a pressão no topo da estrutura seja reduzida pela expansão das colunas laterais do enchimento.

As cargas em condutos rígidos são determinadas usando a teoria de Marston-Spangler, como visto anteriormente. Regularmente esta teoria tem sofrido intensas críticas, entretanto nenhum método alternativo tem ainda a mesma que tem a teoria de Marston - Spangler. Segundo (Young e Trott, 1984) a teoria fornece respostas rápidas que são suficientemente exatas e econômicas para o propósito de projeto. Algumas observações relacionadas as limitações da teoria foram feitas por (Krizek et al, 1971), das quais, pode-se destacar:

- a) a teoria assume que os movimentos relativos entre o prisma de solo acima do conduto e os prismas adjacentes são suficientemente grandes para mobilizar completamente a resistência cisalhante total do solo;
- b) a quantificação somente da carga vertical total, sua distribuição é tratada indiretamente;
- c) baseada nas hipóteses de Jansen, que considera um elemento infinitesimal horizontal;
- d) Coeficiente de atrito constante com a profundidade;
- e) Para condutos salientes, considera a superfície de deslizamento horizontal;
- f) Os valores de r_{sd} continuam sendo usados até hoje, embora foram baseados em poucos dados experimentais;
- g) Uso do coeficiente de empuxo de Rankine k_a ;
- h) Os parâmetros utilizados são empíricos e dependem extensivamente da experiência e do julgamento do engenheiro.

Apesar de todas estas limitações e do conservadorismo, a teoria de Marston-Spangler (Marston, 1930), (Spangler, 1951) tem ainda sido bastante utilizada. Pois conduz a um método de cálculo prático e rápido. Outras considerações de cálculo para o projeto de estrutura rígidas enterradas são descritas nos trabalhos de (Krizek al, 1971), (Young e Trott, 1985), (Bulson, 1984), (Davis, 1983), (Gabriel e Blower, 1987).

2.7 - CARGAS EM CONDUTOS FLEXÍVEIS

Os condutos flexíveis podem suportar uma considerável altura de enchimento, devido a mobilização da pressão passiva induzida no solo envolvente quando os lados do conduto tentam mover-se contra o solo. Devido a alta deformabilidade, a mobilização da resistência passiva se torna uma grande vantagem. Ao analisar os carregamentos em estruturas enterradas é necessário considerar dois pontos: o limite de deformação do conduto (deflexão horizontal) e o limite da carga compressiva nas paredes do tubo (resistência última em termos de flambagem). Vários trabalhos têm sido realizados para verificar o comportamento das estruturas flexíveis quanto a flambagem e a deflexão, dentre eles, pode-se destacar (Krizek et al, 1971), (Moore et al, 1988), (Moore, 1989), (James, 1989), (Abdel-Sayed e Okeagu, 1984)

Apesar do recente desenvolvimento dos vários métodos de análise de carregamento em condutos enterrados (Allgood e Takahashi, 1972), (Duncan, 1976), (Meyerhof e Fisher, 1963) além do método de elementos finitos (Rude, 1981), (Moore e Brachman, 1993), (Bulson, 1985) será enfatizado neste trabalho duas teorias clássicas, a teoria de Marston-Spangler (Marston, 1930), (Spangler, 1951) e a teoria de compressão do anel de White e Layer (White e Layer, 1960).

A teoria de Marston-Spangler

A teoria de Marston-Spangler para determinação das cargas em condutos enterrados é baseada na hipótese de que a deflexão horizontal do conduto é inversamente proporcional ao coeficiente de reação do solo. (Spangler, 1951) desenvolveu a fórmula de Iowa para calcular a mudança do diâmetro horizontal do conduto e a partir desta obter a carga vertical determinada de uma maneira similar à aquela usada para condutos rígidos. Os outros parâmetros envolvidos são: a constante de berço (k'), o diâmetro do conduto (D), o módulo de elasticidade (E), o momento de inércia (I), o módulo de reação do solo (k_s) e o fator de deflexão (D_1).

As cargas em condutos flexíveis quando determinadas pela teoria de Marston-Spangler, são consideradas distribuídas uniformemente sobre a largura do conduto, sendo a reação vertical igual a carga vertical e esta distribuída uniformemente sobre a largura da fundação do conduto. As pressões horizontais laterais possuem uma distribuição parabólica, estando a pressão máxima atuando no centro da parábola. O valor desta pressão é igual ao módulo de reação do material multiplicado pela metade da deflexão horizontal do conduto ($\Delta_x/2$), como é mostrado na figura 2.18.

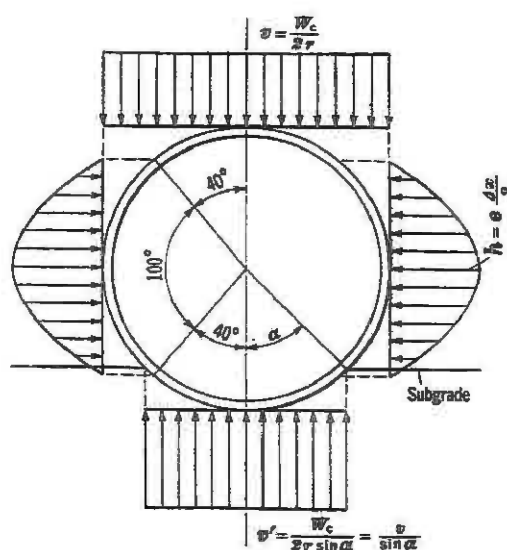


Figura 2.18 - Distribuição do carregamento em uma estrutura flexível considerando a teoria de Marston - Spangler (Spangler, 1951)

As deflexões do conduto devido ao carregamento são continuamente aumentadas pelo deslocamento lateral do solo em resposta as pressões horizontais desenvolvidas sobre um considerável período de tempo após o desenvolvimento da carga máxima. Este deslocamento do solo é responsável pela continuidade das deformações no conduto, levando a valores de deformação maiores que aqueles atribuídos a carga vertical aplicada inicialmente. Quando se deseja estimar a deflexão última de tubos flexíveis, pode-se levar em consideração um fator de deflexão, considerado variando entre 1.0 e 1.5 na maioria dos casos práticos (Spangler, 1951).

Um fator importante na determinação das cargas em condutos enterrados é a deflexão, Δ_x , equação 2.29.

$$\Delta_x = D_l \frac{K' * W_c * r^3}{EI + 0.061 * k_s * r^4} \quad (2.29)$$

Nesta equação, o valor da constante de berço k' para diferentes ângulos de berço, α , é dado na tabela 2.5. O ângulo de berço é definido como a metade do ângulo de assentamento do conduto, conforme a figura 2.18. O fator de deflexão/tempo (Dl) é um fator usado para quantificar a deflexão vertical do conduto após o completo preenchimento do aterro, para fins práticos, pode ser assumido como valor unitário. Várias outras aproximações e considerações práticas sobre esta fórmula podem ser verificadas em (Watkins, 1964), (Watkins e Smith, 1973), (Bulson, 1985).

Tabela 2.5 - Valores da constante de berço K' (Spangler, 1951)

Ângulo de berço, α em graus	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

Outros fatores importantes desta equação, é o fator de rigidez E.I e o coeficiente de reação do solo k_s . Para determinar valor o de EI submete-se uma seção representativa do conduto a um ensaio de 3-cutelos, de modo a obter a relação entre a carga e a mudança de diâmetro do conduto. O valor de E.I poderia então ser obtido pelas equações 2.30 e 2.31.

$$EI = 0.149 \frac{W * r^3}{\Delta_y} \quad (2.30)$$

$$EI = 0.136 \frac{W * r^3}{\Delta_x} \quad (2.31)$$

Onde Δ_x e Δ_y são respectivamente a deflexão horizontal e a vertical do conduto, W a carga do teste de 3-cutelos e r , E e I (o raio, o módulo de elasticidade e o momento de inércia). O módulo de resistência passiva (coeficiente de reação) do solo k_s é um parâmetro pouco conhecido e definido como a pressão unitária desenvolvida a medida que o lado do conduto se deforma a uma distância unitária contra as paredes do enchimento. Tem sido observado por diversos autores que o módulo varia com as características do solo, grau de compactação, largura do conduto, coeficiente de poisson, etc. (Abdel-Sayed e Okeagu, 1984) apresentam um estudo realizado em elementos finitos para determinação do valor de k_s e um resumo dos valores k_s dados por diversos pesquisadores.

A teoria de compressão do anel (White e Layer, 1960)

Esta teoria assume que as paredes do conduto podem ser capazes de resistir a uma tensão de compressão produzida por uma pressão de solo hidrostática igual em magnitude a pressão de solo sobrejacente, $P_o = \gamma * H$. Sendo que esta tensão compressiva hidrostática atuante nas paredes da estrutura, F_c , deve ser menor do que a resistência das paredes do conduto, S , vide equação 2.32.

$$F_c = \frac{P_o * D}{2 * A} < S \quad (2.32)$$

Desta forma, considera-se que o conduto se ajusta a carga F_c imposta, de modo a sofrer uma flexão mínima, ou seja, através de um carregamento uniformemente distribuído sobre as paredes do conduto. O carregamento em torno da

estrutura se torna mais uniforme a medida que as deflexões do conduto 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 conduto (Bueno, 1987), (Luscher e Höeg, 1965).

Este método fornece melhores resultados quando aplicado para condutos com grandes alturas de cobertura e envolvidos em solo bem compactado.

Considerando um cilindro sob uma pressão radial uniforme, a carga de compressão do anel é dada pela equação 2.33.

$$W_a = r \cdot \gamma \cdot H \quad (2.33)$$

As diferenças básicas entre estas duas teorias são que a teoria de Marston-Spangler afirma que a deformação do anel é o fator principal de projeto, em contra partida, a teoria de White-Layer diz que a carga de compressão no anel é o parâmetro mais importante a ser considerado. Várias outras considerações teóricas podem ser verificadas no trabalho de (Krizek et al, 1971), (Watkins, 1975).

Existem razões para acreditar que com o passar do tempo o atrito entre as valas diminui, na situação de projeto de condutos em vala. Em condutos rígidos isso não necessariamente indica que o conduto torna-se sobrecarregado com o tempo, pois o processo de consolidação, o qual resulta na diminuição do atrito, pode resultar no desenvolvimento da pressão lateral ativa nos lados do conduto (que não é normalmente considerada) que age para diminuir os momentos fletores sob o conduto. Entretanto, no caso de condutos flexíveis pode não ser seguro considerar este crescimento da carga vertical com o tempo e geralmente recomenda-se que a carga poderia ser assumida igual ao peso do prisma de solo interno, $H \cdot \gamma \cdot B_c$.

No caso de condutos salientes, pode-se assumir um valor diferente para a razão de recalque, r_{sd} , como mostra a tabela 2.6.

Tabela 2.6 - Valores recomendados para r_{sd} em condutos flexíveis, (Young e Trott, 1984)

Condições de enchimento lateral	Valor de r_{sd}
Mal-compactado	0 a -0.4
Bem-compactado	0

Dois aspectos importantes foram observados por (Young e Trott, 1984), a saber, que o efeito causado pela sobrecarga tem menor influência nos condutos flexíveis, podendo seu valor ser adotado como o mesmo usado para estruturas rígidas e que o efeito da presença do conduto no solo é minimizado quando se utiliza estruturas flexíveis, isso devido a própria deformação do conduto. Outros aspectos interessantes que analisam o comportamento de estruturas flexíveis frente a carregamentos diversos podem ser observadas nos trabalhos de (Rogers, 1988), (Moore et al, 1988), (Watkins et al, 1987), (Moore e Donalson, 1990).

2.8 - RESISTÊNCIA DE SUPORTE

Pode-se dizer, de uma maneira geral, que todos os condutos enterrados possuem duas fontes básicas que lhes fornecem a resistência de suportar o solo acima deles. A primeira, é a resistência inerente do conduto as pressões externas e a segunda é a pressão lateral do solo nos lados do conduto, a qual produz tensões no anel do conduto em direções opostas àquelas produzidas por cargas verticais e desta forma auxilia o tubo no suporte das cargas verticais (Spangler, 1951).

Em tubos rígidos, a resistência de suporte é praticamente devido a resistência do conduto. A única pressão lateral que pode ser seguramente desenvolvida é a pressão lateral ativa do solo, desde que, o conduto rígido se deforme pouco sob ação da carga vertical e, conseqüentemente, nenhuma pressão passiva seja desenvolvida no solo envolvido.

Para condutos flexíveis, a situação é o inverso. O conduto possui pouca resistência e grande parte da sua capacidade de suportar a carga vertical é derivada da pressão passiva induzida devido a deformação dos lados do conduto. Devido a característica estrutural distinta que apresentam os condutos flexíveis de deformarem rapidamente e assim utilizarem a pressão passiva do solo nos lados do conduto, estes podem suportar enchimentos elevados sem apresentar perigos ou evidência de ruptura. WATKINS E SMITH (1973) afirmaram que a deflexão não pode exceder o limite de desempenho do anel, que dentre os vários limites, a máxima deflexão permissível do anel e a flambagem do anel, $\Delta y/D=5\%$ e a primeira evidência da dobradiça elástica respectivamente, determinam o limite de desempenho. Qualquer tentativa de analisar o comportamento estrutural dos condutos flexíveis precisa levar em consideração o solo nos lados do conduto como parte integrante da estrutura, desde que uma larga proporção da resistência de suporte total seja atribuída ao material do solo envolvente.

2.8.1 - Testes para determinação da resistência de suporte

Um modo rápido para determinar a resistência de suporte de condutos de pequeno diâmetro é a realização de uma série de ensaios representativos, quais são, como mostra a figura 2.19, a) o ensaio de três cutelos, b) o ensaio de suporte em areia, c) o ensaio de dois cutelos e d) o ensaio denominado suporte de minesota. Dentre estes, o ensaio de três cutelos é o mais empregado, embora em alguns casos dá-se preferência ao ensaio de suporte em areia por causa da larga distribuição de esforços e reações (Marston, 1930), (Spangler, 1951), (Young e Trott, 1984), (Bulson, 1985).



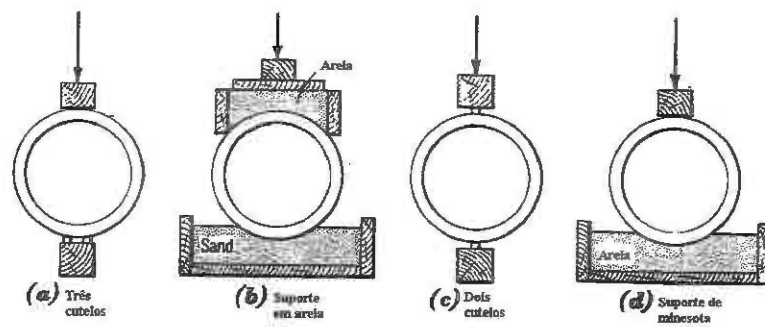


Figura 2.19 - Ensaios para determinação da resistência de suporte (Spangler, 1951)

Um fator de segurança, F.S, precisa ser levado em consideração na determinação da resistência de suporte através do ensaio padrão (3-cutelos), isto é feito considerando a equação 2.34.

$$W_e \leq W * F.B / F.S \quad (2.34)$$

O fator de segurança F.S deve ser considerado devido os seguintes aspectos: a carga a qual a estrutura está sujeita (W_r) pode ser maior que aquela de projeto (W), o material ou os componentes existentes podem possuir uma resistência abaixo daquela assumida, pode haver deficiências nas teorias de projeto usadas ou nas hipóteses básicas e pode haver deficiências apresentadas na execução. O valor do F.S comumente usado na Inglaterra para condutos enterrados, de uma maneira geral, é $F.S = 1.5$. O Fator de Berço (FB) é definido em relação ao ensaio dos três cutelos, vide (Young e Trott, 1984).

2.9 - RUPTURAS

A principal diferença entre o modo de ruptura de condutos rígidos em relação aos condutos flexíveis é que estes últimos apresentam apreciáveis deflexões antes da ruptura, ou seja, ocorre um contínuo crescimento das deformações sem a ocorrência da ruptura, chegando a um estado limite de deflexão onde a ruptura se caracteriza pela flambagem ou pela ruptura das juntas. Os condutos rígidos não apresentam grandes deformações e possuem uma característica quebradiça e frágil quando atingem a ruptura.

O conduto flexível se deflete sob um carregamento vertical, fazendo com que o diâmetro vertical se torne menor que o diâmetro horizontal. Esta deformação produz um movimento para fora do conduto contra o material de enchimento, que mobiliza a resistência passiva no solo, a qual age horizontalmente contra o conduto e conserva a deformação do conduto a um valor abaixo da quantidade que este poderia deformar se estivesse agindo sobre ele unicamente uma pressão de solo. A carga de ruptura em condutos flexíveis pode ser prevista a partir da curva carga X deflexão utilizando o método gráfico de Southwell ou o método logarítmico, como visto em (Bueno et al, 1991). À medida que o aterro cresce, as deformações continuam até que o topo do conduto tenda a aproximar-se de um plano. Cargas adicionais podem causar uma curvatura no topo tornando côncavo para baixo, quando isso ocorre, os lados do conduto contraem-se e o suporte lateral do conduto será eliminado. As deformações irão continuar ocorrendo até a estrutura atingir o colapso completo. De uma maneira geral, esta tem sido a característica apresentada por condutos flexíveis quando atingem o estado limite último, ou seja, grandes mudanças nas deflexões sem a ocorrência da ruptura das paredes do conduto, como ocorrem nos condutos rígidos. (Spangler, 1951), (Young e Trott, 1984). Segundo (Bulson, 1985), os modos de ruptura estão intimamente relacionados as propriedades do solo envolvente e de acordo (Krizek et al, 1971) a quantificação da ruptura é extremamente arbitrária, certamente devido a quantidade de parâmetros envolvidos. Vários trabalhos têm avaliado os diferentes aspectos dos processos de ruptura em estruturas rígidas e

flexíveis (Watkins, 1960), (Bulson, 1962), (Young e Trott, 1984) dentre os quais, pode-se citar (Krizek et al, 1971).

Para um melhor esclarecimento, será feita uma análise dos principais tipos de ruptura em estruturas flexíveis e rígidas, de modo a reconhecer os principais fatores que influenciam no comportamento e no desenvolvimento destas rupturas.

2.9.1 - Rupturas em condutos flexíveis

Existe basicamente quatro maneiras de ocorrência de ruptura em estruturas flexíveis: 1) pela excessiva compressão do conduto, 2) por deformação excessiva, 3) por flambagem local e 4) por creep, as quais apresentam as seguintes características.

1) Se o conduto for instalado de modo que as suas deformações se mantenham baixas, com o acréscimo do carregamento a ruptura poderá ocorrer por compressão;

2) Se a restrição lateral for fraca e a carga é aumentada a ruptura poderá ocorrer devido a deformação excessiva, flambando para baixo próximo ao topo ou na parte inferior, como a figura 2.20a;

3) Se a restrição lateral for bem executada, de modo que as deformações mencionadas em 2 possam ser impedidas e se a estrutura for suficientemente fina poderá ocorrer a flambagem local, vide figura 2.20b;

4) Ocorre pelo enfraquecimento do material, devido a permanência do carregamento por longo tempo. As deformações podem ocorrer, embora menores que as mencionadas em 2. Outro tipo de ruptura que poderá ocorrer com a permanência do carregamento é a ruptura local, vide figura 2.20c.

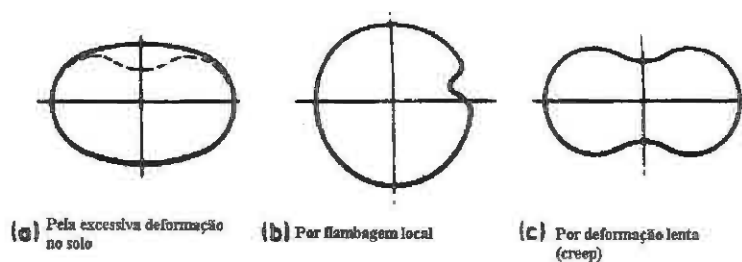


Figura 2.20 - Tipos de ruptura em condutos flexíveis (Young e Trott, 1984)

“Na prática, deformações maiores que 10% têm sido acompanhadas por sérias conseqüências estruturais” (Young e Trott, 1984). A figura 2.21 mostra um modo típico de ruptura para condutos flexíveis. A resistência, a flambagem e a deformação de condutos flexíveis, sem dúvida, são os parâmetros mais importantes a serem considerados em projetos, devido isso, uma série de trabalhos importantes vêm sendo desenvolvidos para avaliar estes fatores, dentre eles, (Moore et al, 1988), (James, 1989), (Moore, 1989), (Allen e Duncan, 1984), (Moore e Cristine, 1990), (Moorz e Donalson, 1990), (Bueno, 1987), (Bulson, 1985).



Figura 2.21 - Ruptura típica de um conduto flexível (O'donnell, 1996)

2.9.2 - Rupturas em condutos rígidos

Em condutos rígidos, normalmente a ruptura é caracterizada pelo colapso completo ou pelo trincamento estrutural, devido a propriedade quebradiça e frágil dos materiais, além de outros tipos especiais que são claramente observados em (Krizek et al, 1971). Os tipos mais comuns de ruptura são: 1) devido sobrecargas, 2) efeito viga, 3) de engaste, 4) de apoio/suporte e 5) corrosão. A figura 2.22 apresenta alguns tipos de ruptura em condutos rígidos.

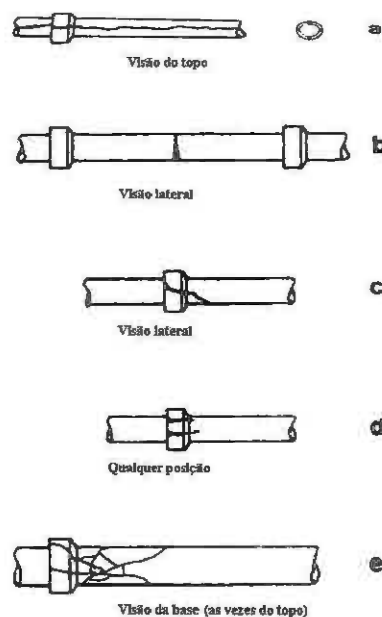


Figura 2.22 - Tipos de ruptura em condutos rígidos (Young e Trott, 1984)

Tipo 1) caracteriza-se tipicamente pela formação de trincas, vide figura 2.22a. Se a estrutura for de concreto reforçado, quando ocorrer a primeira fratura no lado tracionado da seção, esta ainda apresentará uma resistência a flexão, embora certa quantidade da rigidez original seja perdida, o que provoca uma redistribuição dos momentos fletores. Com o acréscimo da carga o conduto finalmente rompe em quatro quadrantes como se não houvesse reforço. Se a estrutura estiver no solo é improvável que ela sofra colapso, por causa que o crescimento horizontal do

diâmetro é contido pelo solo. Entretanto, devido a má estanqueidade do conduto e o carregamento do solo o conduto poderá entrar em colapso;

Tipo 2) este tipo de ruptura se desenvolve ao redor da circunferência do conduto, vide figura 2.22b. A ruptura se deve geralmente à existência de camadas de assentamento desiguais ou devido o recalque diferencial;

Tipo 3) neste caso a ruptura se dá pelo cisalhamento vertical excessivo, o que pode causar numa quebra da junta. É devida principalmente a fraturas existentes na fundação e aos recalques diferenciais na base da vala, vide figura 2.22c. O engaste pode também estourar devido a pressão radial excessiva ao redor da circunferência interna da junta, vide figura 2.22d;

Tipo 4) são normalmente resultantes de um carregamento concentrado ou devido a uma reação em uma pequena área do conduto. Constituem várias fraturas partindo de um centro em comum, vide figura 2.22e.

Tipo 5) materias como o ferro, aço e cimento são susceptíveis ao ataque de certas substancias. Devido ao gradual enfraquecimento poderá ocorrer a ruptura estrutural.

Vários outros tipos e processos de ruptura, devido a diversos outros fatores podem ser vistos nos trabalhos de (Timothy e Ernest, 1988), (Barenberg, 1988), (Krizek et al, 1971), (Young e Trott, 1984),

2.10 - REDUÇÃO DE ESFORÇOS SOBRE A ESTRUTURA

As primeiras técnicas de minimização de esforços em estruturas enterradas surgiram no início deste século, por volta de 1920, em trabalhos conduzidos na Universidade de Iowa em condutos rígidos (Marston, 1930), (Spangler, 1951), (Krizek et al, 1971).

Em condutos flexíveis, (Watkins, 1964) relata várias técnicas de minimização de esforços, todas elas relacionadas com a rigidez do solo que envolve a estrutura. Entretanto, a dificuldade de definição dos parâmetros construtivos torna as soluções praticamente inviáveis.

O principal objetivo de se reforçar um solo é garantir-lhe um aumento de capacidade de suporte diminuindo a probabilidade de ruptura. Devido a complexibilidade da interação entre o solo-conduto e a dificuldade de se definir a variação dos parâmetros que envolvem o sistema, a elaboração de técnicas viáveis de minimização tornam-se difíceis.

Pode-se destacar duas zonas de reforço, a zona acima do conduto e a do solo adjacente. O reforço do solo acima do conduto tende a melhorar a distribuição de tensões ao redor da estrutura e o reforço no solo adjacente tende a aumentar a rigidez do solo. O tipo de reforço está relacionado a rigidez do conduto, sendo que, para estruturas flexíveis, pode-se combinar estas duas zonas de reforço (Pearson e Milligan, 1990), (Bueno, 1987).

Dentre as várias formas existentes para minimizar os esforços atuantes em condutos enterrados, pode-se destacar a trincheira induzida, as inclusões de berço e o uso de geossintéticos e tiras metálicas. A seguir será feita uma análise geral dos principais aspectos que envolvem cada uma destas técnicas.

2.10.1 - A técnica da trincheira induzida

O método da “trincheira induzida” foi desenvolvido na Universidade Estadual de Iowa por volta de 1920 por Marston com o propósito de facilitar as dificuldades de construção da saliência negativa e ao mesmo tempo aproveitar as vantagens da condição da saliência negativa. Esta técnica está em uso nos E.U.A desde a década de 60 (Liedberg, 1994). Neste método, o conduto é assentado na base do terreno natural e um enchimento de solo compactado é construído cerca de 1 a 2 diâmetros acima do topo do conduto. No final da construção, uma parte do enchimento de

largura igual ao diâmetro do conduto, localizado imediatamente acima do conduto, é escavada e reenchida com um material bem compressível (solo fofo, palha, fibras, etc.) e o aterro é completado de uma maneira usual. A camada compressível deve ser disposta de uma maneira tal que evite concentrações de tensões, tendendo a promover uma distribuição igualitária de tensões em toda a estrutura, inibindo o aparecimento de momentos fletores (Machado et al, 1996). Resultados experimentais mostram que, em alguns casos, o carregamento atuante na estrutura pode ser reduzido cerca de 40 a 60%. (Slanden e Osweel, 1988). A figura 2.23 mostra a comparação de casos típicos de instalação com o método da trincheira induzida.

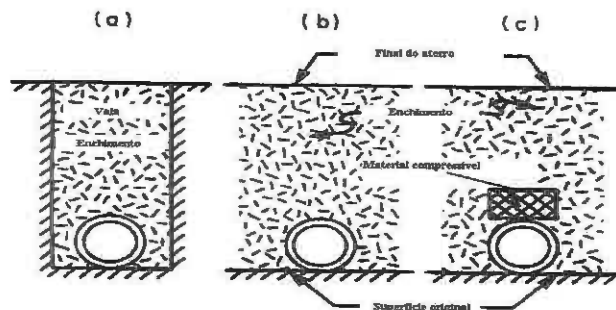


Figura 2.23 - A técnica da trincheira induzida (Slanden e Osweel, 1988)

Os recalques do prisma do solo imediatamente acima do conduto serão maiores que os do solo adjacente (o arqueamento é induzido no solo), resultando em forças cisalhantes para cima que reduzirá o carregamento na estrutura (Spangler, 1951), (Bulson, 1985), (Slanden e Osweel, 1988). O carregamento neste tipo de estrutura poderá ser estimado de uma maneira similar ao caso de condutos de saliência negativa, ou seja, substituindo na equação de condutos de saliência negativa a largura do conduto B_c , pela largura da vala B_d . Segundo (Young e Trott, 1984) poderia se considerar um valor de 0 a -3 p/ a razão de recalque. A teoria foi verificada experimentalmente por Schilik *apud* (Young e Trott, 1984) que indica que resultados semelhantes poderiam ser obtidos utilizando condutos flexíveis, com algumas restrições.

A técnica da trincheira induzida segundo (Slanden e Oswell, 1988) recebe pouca atenção na literatura geotécnica, sendo a teoria clássica ainda empregada nos trabalhos atuais. (Linger, 1972) declara que “grande parte da prática de projetos atual é baseada nos trabalhos conduzidos na década de 20 e 30 e apesar do sucesso destes casos, elas são empíricas em natureza, e dependem enormemente da experiência e julgamento da Engenharia”. (Bueno, 1987) destaca que a redução de tensões no topo de estruturas enterradas tem sido extensivamente investigada. Entretanto, em termos quantitativos, muito pouco tem sido adicionado ao trabalho de Terzaghi (Terzaghi, 1936).

Os materiais comumente usados para a camada compressível são de natureza orgânica (palha, pó de serra, folhas de árvore, palha de pinheiro, etc.). Muitas críticas têm sido feitas ao uso destes materiais, devido ao risco de degradação e dificuldade de especificar as características de compressibilidade o que conduz à incertezas e resultados indesejados. Outros materiais são também usados, como por exemplo, solo fofo, areia e camadas de poliestireno. Maiores informações são mencionadas em (Slanden e Oswell, 1988). “O arranjo da camada compressível deve ser feito com o maior cuidado possível, pois em alguns casos podem conduzir a sérios problemas de concentração de cargas” (Davis *apud* Krizek et al, 1971).

Várias pesquisas têm sido realizadas para avaliar as respostas dos condutos enterrados aos carregamentos, quando estes são instalados utilizando o método da trincheira induzida, dentre eles (Machado et al, 1996), (Slanden e Oswell, 1988), (Krizek et al, 1971).

As principais limitações da teoria de Marston-Spangler aplicadas ao método da trincheira induzida são :

a) A teoria não considera a rigidez do material compressível, que pode influenciar no comportamento do sistema;

- b) Não fornece um meio de determinação para selecionar a espessura da zona compressível;
- c) O procedimento de projeto é especificadamente restrito à condição onde a largura da camada compressível iguala-se ao diâmetro do conduto;
- d) A influência da trincheira induzida nas tensões horizontais não é avaliada.

Entretanto, a teoria ainda é largamente utilizada, visto que, a literatura geotécnica é bastante escassa e a maioria dos projetos atuais ainda são baseados nos trabalhos desenvolvidos entre as décadas de 20 e 30. Para maiores detalhes consultar (Bulson, (1985), (Krizek et al, 1971), (Young e Trott, 1984), (Slanden e Oswell, 1988), (Spangler, 1951).

2.10.2 - Inclusões compressíveis no berço

Para algumas situações específicas, tais como, condutos assentados em rocha ou enchimento com material rochoso, poderia não ser aplicável o uso do método da trincheira induzida. Sobre tais condições, seria interessante aplicar um outro método para reduzir os esforços na estrutura, como no caso, assentar o conduto sobre uma fundação compressível. Este método consiste em se instalar o conduto sobre um berço deslocável, escavando na fundação uma sub-vala de largura maior que a largura externa do conduto e reaterrando esta vala com um material bastante compressível, vide a figura 2.24. Este método, conduz a uma condição menos crítica de carregamento pois garante que os recalques do topo do conduto serão maiores que os do plano crítico no aterro, o que reduz o valor da razão de recalque e, conseqüentemente o carregamento na estrutura. Outra característica deste método é a possibilidade de se obter uma maior distribuição da reação entre o conduto e o berço, garantindo assim um acréscimo na sua capacidade de carga e reduzindo o efeito negativo de grandes concentrações de tensões na base do conduto (Spangler, 1951), (Liedberg, 1994).

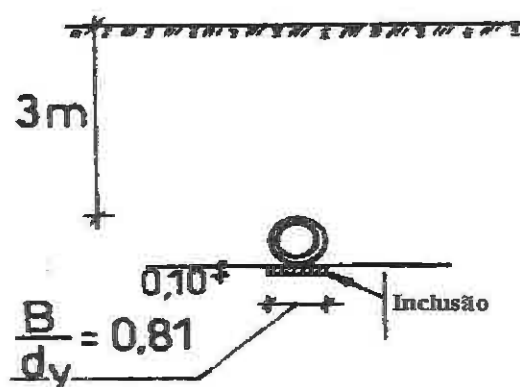


Figura 2.24 - A técnica da inclusão compressível no berço (Liedberg, 1994)

Ensaio realizado por (Larsen *apud* Liedberg, 1994) mostraram uma redução notável dos momentos nas paredes do conduto, contudo, os resultados dos seus ensaios mostraram que uma inclusão macia no berço resulta numa maior redução de tensão no conduto do que no caso da inclusão acima do topo do conduto. (Heger *apud* Liedberg, 1994) sugeriu uma camada compressível no berço envolvendo o terço médio do diâmetro externo do conduto a fim de reduzir os momentos devido a flexão nas paredes do conduto, ele constata que “ se uma zona suficientemente compressível é disposta no berço, os momentos e as tensões cisalhantes na vizinhança do conduto irão governar o projeto do conduto”.

Os principais efeitos positivos da aplicação deste método são:

a) o conduto repousa num berço de qualidade elevada, que distribui as reações na base do conduto através de um elevado ângulo de berço, α . Quanto maior o recalque do berço maior será o ângulo de berço, que está diretamente relacionado com a redução da carga na estrutura;

b) redução da tensão vertical no conduto devido ao efeito do arqueamento positivo do solo;

c) uma maior resistência lateral devido o efeito do arqueamento do solo.

Para utilizar-se deste tipo de método é necessário levar em consideração os recalques do berço. A instalação do conduto deve ser projetada de modo que ele recalque a um nível desejado de projeto.

O método das inclusões compressíveis somente é recomendado para estruturas rígidas e para situações de grande carregamento vertical, por exemplo, quando condutos são dispostos sobre um solo muito rígido ou rocha ou quando o conduto é instalado em aterros elevados. De uma maneira geral, o método pode ser empregado, para qualquer caso, que se deseja uma alta qualidade de instalação (Spangler, 1951), (Liedberg, 1988).

2.10.3 - O uso do geossintético

Atualmente tem surgido um interesse enorme pela utilização dos geossintéticos em diversas áreas da Engenharia, por exemplo, em estruturas de contenção (muros de arrimo, gabião, grama armada, etc.), reforço de solo (talude, fundações, estradas, aterros, etc.), como impermeabilizante, em sistemas de drenagem, etc. (Dimaggio e Cribbs, 1996), (Ching-Chuan e Fumio, 1990). Essa larga variedade de aplicações se deve principalmente ao crescimento industrial do setor, as inúmeras obras realizadas e o desenvolvimento de novas técnicas e métodos que aumentaram o entendimento da interação existente entre o geossintético e os solo. Entretanto, existem poucos trabalhos na literatura geotécnica aplicados a condutos enterrados.

Muitas falhas e rupturas em condutos enterrados são relacionadas ao solo envolvente, que não fornece um suporte necessário à estrutura, principalmente no caso de estruturas flexíveis. Considerando a construção apresentada na figura 2.25 .

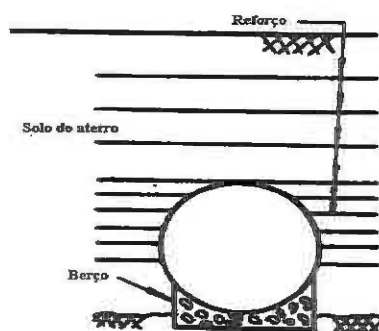


Figura 2.25 - Uso de inclusões metálicas (Kennedy e Laba, 1989)

(Kennedy e Laba, 1989) mostraram através de ensaios, utilizando inclusões metálicas, que as principais melhorias apresentadas foram:

- a) a inclusão aumenta consideravelmente a rigidez do solo e diminui os movimentos do enchimento em serviço;
- b) restringe os movimentos da estrutura flexível;
- c) no caso de sobrecargas, permite maiores deformações ao sistema, de modo a fornecer uma maior segurança contra a ruptura;
- d) aumenta a resistência ao cisalhamento do solo;
- e) reduz o empuxo e diminuem de uma maneira significativa os momentos na estrutura flexível;
- f) condiciona o meio do solo reforçado para auxiliar na transmissão de cargas (e não apenas no solo circundante a estrutura), e desta forma, caminhos preferenciais de cargas são criados, melhorando as características estruturais do sistema.

Várias obras em condutos enterrados, em diversas partes do mundo têm apresentado uma série problemas, a saber, fissuras, empenamentos, distorções da

seção transversal, empenamento da parte superior do conduto, levantamento do fundo, etc. Além do processo construtivo inadequado, vários autores tem atribuído estas falhas principalmente à baixa capacidade de suporte do solo fornecida a estrutura flexível, após a construção e durante a vida útil do conduto. (Kennedy e Laba, 1989) afirmam que para evitar tais falhas é necessário reforçar o solo envolvente, como também amarrar a estrutura flexível na parte estável do solo por inclusões de aço galvanizado colocadas horizontalmente. Outros tipos de inclusão também poderiam ser viáveis, tais como, a de um geossintético.

Outro fator importante é a razão existente entre a altura de cobertura, H e o diâmetro do conduto B . Uma cobertura pouco profunda pode causar uma rápida perda da resistência de suporte do solo causando uma transferência de tensões súbita para a estrutura, o que pode causar uma ruptura pré-matura do conduto. (Kennedy e Laba, 1989) têm sugerido que uma correta disposição das inclusões podem aumentar significativamente a resistência de suporte do solo e a capacidade de carga do conduto. Ensaio realizado por (Das e Khing, 1994) utilizando um geossintético abaixo de uma fundação rasa sobre um solo contendo um vazio, indicam que a razão da capacidade de carga para uma dada combinação (B'/B , H'/B e H/B), vide figura 2.26, aumenta com a razão de d/B até um máximo em $d/B = 0.75$ a 0.80 , diminuindo para um valor constante numa maior profundidade.

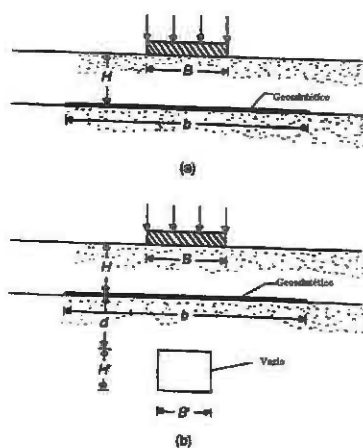


figura 2.26 - Uso do geossintético abaixo de uma fundação superficial com e sem um vazio (Das e Khing, 1994)

(Pearson e Milligan, 1990) realizaram uma série de ensaios na estrutura da figura 2.27 utilizando um reforço de tiras metálicas em duas zonas distintas de um solo arenoso, a zona do solo adjacente e a zona do solo sobrejacente ao conduto. Os resultados constataram que o reforço aumenta a rigidez do solo adjacente, mantendo a forma do conduto e diminuindo a deformação relativa a flexão e deflexão em aproximadamente 50% e que o reforço aumenta a capacidade de carga da estrutura em 25% quando localizado no topo do conduto, com $\alpha \geq 0.25$ sendo $\alpha = h/D$ (h =altura de cobertura e D o diâmetro do conduto).

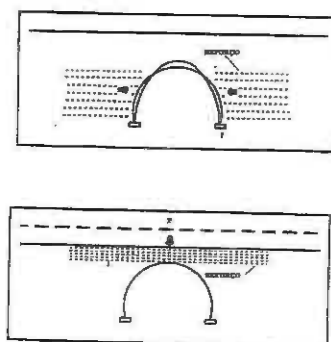


Figura 2.27 - Uso de tiras metálicas (Pearson e Milligan, 1990)

CAPÍTULO 03

MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 - INTRODUÇÃO

Este capítulo descreve os equipamentos e materiais utilizados durante o desenvolvimento da pesquisa, apresenta os procedimentos empregados na caracterização do solo utilizado, o método da “chuva de areia”, a forma de registro das grandezas envolvidas e o programa de testes estabelecido.

3.2 - A CAIXA DE TESTES

A caixa de teste consiste de uma estrutura de concreto armado, rígida, com uma seção transversal em forma de *U*, com dimensões internas de 2 x 2 x 4 m, repousando sobre o solo de fundação, como descrito em BUENO et al (1989). O objetivo principal da caixa, no caso específico desta pesquisa, é permitir a construção de um aterro sobre uma tubulação rígida e a aplicação de um carregamento distribuído, através de uma bolsa de reação, de modo que produza um comportamento do sistema solo - conduto segundo um estado plano de deformação.

A caixa é reforçada com cinco quadros metálicos confeccionados com trilhos (TB-32) que a envolvem. O trilho horizontal inferior da caixa de teste está engastado à laje de fundação, tendo nas suas extremidades trilhos verticais soldados. Nas extremidades dos quadros são soldadas barras horizontais superiores e ao longo da extensão da caixa são soldadas barras horizontais no topo de cada quadro, permitindo desta forma, o encaixe de até sete barras horizontais superiores no sentido transversal de cada quadro, sendo possível a remoção destas durante o enchimento e desaterro do solo na caixa, figura 3.0.

A largura da caixa (2,0 m) busca reduzir o efeito do atrito e da adesão do solo nas paredes laterais, permitindo o desenvolvimento de um plano de deformação nas regiões centrais próximas à tubulação. A altura da caixa (2,0 m) foi dimensionada de

modo a possibilitar a reprodução de testes em verdadeira grandeza e atender a maioria dos casos práticos que envolvem as técnicas construtivas usadas nos ensaios e o comprimento (4,0 m) possibilita melhorar as condições de adequabilidade do sistema (solo + conduto) e de representatividade do sistema modificado (solo + conduto + geotêxtil), através de uma maior área de observação.

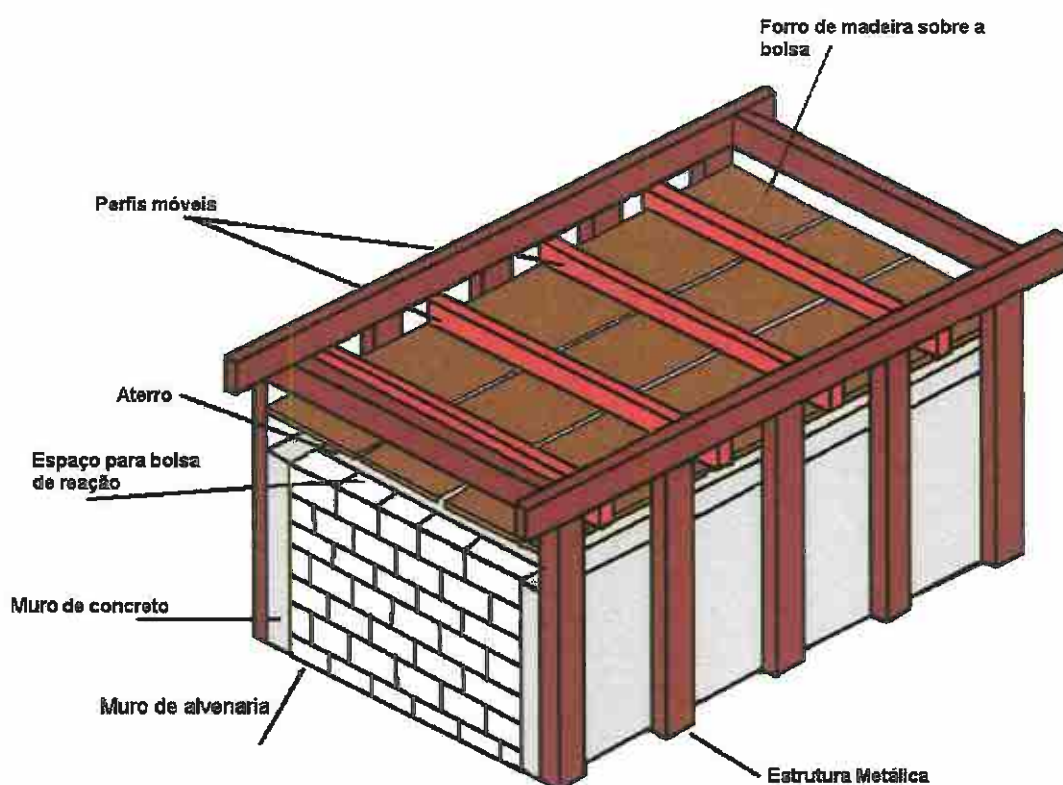


Figura 3.0 - Vista esquemática da caixa de reação

3.2.1 - O muro e o sistema de escoramento

Um muro foi construído no vão livre frontal de 4m^2 da caixa de testes para formar um maciço compacto no espaço interno, onde foi instalado o conduto. Na confecção do muro foram utilizados 44 blocos de cimento de 20 cm de altura, 15cm de largura e 40 cm de comprimento, assentados com argamassa de cimento e areia em um traço de 1:3, reforçada com barras de aço de $\phi 8$ mm, esgastadas a cada 3 fiadas, figura 3.1



Figura 3.1 - Vista frontal do muro

Na região central do muro, foi aberto uma área circular de aproximadamente 22 cm de diâmetro, de modo a permitir o acesso ao interior do tubo para a realização das leituras dos pontos de deslocamento.

Para assegurar a estabilidade geral do sistema foi projetado um escoramento com uma tábua de 2m de comprimento, 0,20 m de largura e 0,012 m de espessura apoiada sobre 2 (duas) barras metálicas capazes de suportar um esforço de 200 kN.

3.3 - A BOLSA DE REAÇÃO

Após construção do aterro, com altura acima da geratriz superior do conduto de 0.80 m, pode-se, via uma bolsa de reação, simular uma sobrecarga adicional de 50 kPa (camadas adicionais de aterro ou cargas distribuídas aplicadas à superfície de instalação) sobre a superfície, figura 3.2. Esta carga aplicada corresponde, por exemplo, à construção de um aterro adicional, executado com as mesmas características do aterro de implantação do conduto, de 4m de altura.



Figura 3.2 - Bolsa de reação

A bolsa de reação é constituída de material à base de PVC, com revestimento interno duplo e ligas de alta resistência, projetada para uma carga de trabalho de 100 kPa e com dimensões de 2,0m x 4,0m. O projeto e os critérios de execução seguiram as especificações técnicas da SASUY S.A, empresa responsável pela elaboração da peça.

Após a execução do aterro, para evitar o contato direto da bolsa com o solo e de modo a minimizar indesejáveis avarias (perfuração, fadiga, etc...) a bolsa foi envolvida com uma lona tipo leve, conforme a figura 3.3. Após, o conjunto foi coberto por tábuas que se encarregam de distribuir a pressão de ar da bolsa para os trilhos de reação. Em seguida dispuseram-se os trilhos removíveis sobre as tábuas, de

modo que estes ficassem entre as tábuas e os quadros horizontais e longitudinais fixos do sistema de reação, Vide figura 3.4.



Figura 3.3 - Revestimento da bolsa de reação



Figura 3.4 - Disposição das tábuas e trilhos horizontais

Quando a lona é inflada as tábuas vão de encontro aos trilhos horizontais, que terão os seus movimentos impedidos pelos trilhos longitudinais. Restringindo desta forma, os movimentos devido à rigidez do sistema, a bolsa aplica ao solo um carregamento distribuído de igual magnitude ao que ela foi submetida, como pode ser visto na figura 3.5.



Figura 3.5 - Carga sendo aplicada

Uma outra função importante da bolsa é garantir uma melhor distribuição dos esforços sobre a superfície do aterro, independente dos recalques a que o solo for submetido.

3.4 - O SOLO

O material usado na pesquisa foi um solo arenoso de ocorrência natural proveniente de uma jazida explorada comercialmente na cidade de Porto Firme - MG. A qualidade, a disponibilidade e o custo foram fatores relevantes para a escolha do material. A areia possui uma granulometria muito uniforme ($C_u=2.67$) com grãos bastante angulares e isenta de finos. Dados do ensaio de granulometria ABNT (NBR 7181/82) revelam que este solo possui aproximadamente cerca de 95% de areia e 5% de pedregulho, como pode ser visto figura 3.6.

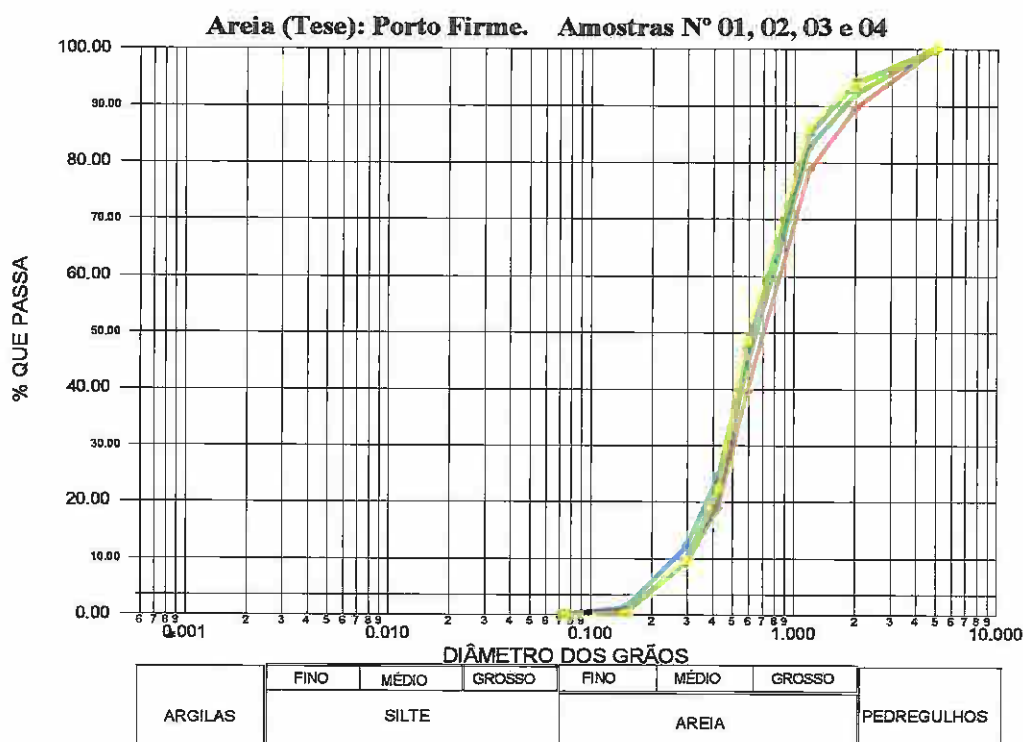


Figura 3.6 - Curva granulométrica

A massa específica dos sólidos obtida segundo ABNT (NBR 6508/80) é de $\gamma_s = 2,7 \text{ g/cm}^3$. O ângulo de atrito atingiu os valores de 38° e 40° para as densidades relativas utilizadas de 40 e 70%, respectivamente.

Os resultados dos ensaios executados para a determinação da densidade relativa ABNT (MB-3324) e ABNT (MB-3388) foram de $\gamma_{s\text{máx}} = 1,7 \text{ g/cm}^3$ ($e_{\text{min}} = 0,6$) e um $\gamma_{s\text{min}} = 1,3 \text{ g/cm}^3$ ($e_{\text{máx}} = 1,05$).

Durante a fase de testes foram coletadas várias amostras de solo para determinação do teor de umidade, pôde-se verificar que o teor de umidade da areia não ultrapassou 5%.

3.5 - O CONDUTO

A escolha do tipo de conduto utilizado no programa de teste deveu-se à sua grande utilidade comercial. O conduto selecionado é de PVC rígido, com um módulo de elasticidade de $E=3000000$ kPa, coeficiente de Poisson $\nu=0.38$ e coeficiente de dilatação térmica $\alpha=0.000350$ cal/cm/s/ $^{\circ}$ C.

Segundo a NBR 7362 (REVISÃO EB 644) “os condutos usados para redes coletoras de esgoto são de PVC rígido na cor ocre, com ponte de bolsa de junta elástica, para uso enterrado, que permite a condução de esgotos sanitários e despejos industriais não agressivos ao PVC rígido, cuja temperatura seja no máximo de 40° C”.

Deve-se salientar que apesar do comportamento isolado do conduto ser considerado rígido, pode-se verificar um comportamento diferenciado no sistema (solo + conduto) e ainda outro, no sistema modificado (solo + conduto + geotêxtil), isso porque, as características de rigidez no sistema são relativas, como visto no Capítulo 2, página 08.

As características do conduto utilizado são indicadas na tabela 3.1 e figura 3.7.

Tabela 3.1 - Características do conduto utilizado

Classe de rigidez	Dimensões						Massa Kg/m
	DN(mm)	DE(mm)	B(mm)	E(mm)	e(mm)	L(m)	
CR (Pa))		
2500	200	200	83	10	4.5	6	4,75

Onde:

CR - classe de rigidez do conduto (Pa), DN - diâmetro nominal (mm), DE - diâmetro externo (mm), B - largura da bolsa (mm), E - comprimento do entalhe (mm), e - espessura do conduto (mm), L - Comprimento do conduto (m).

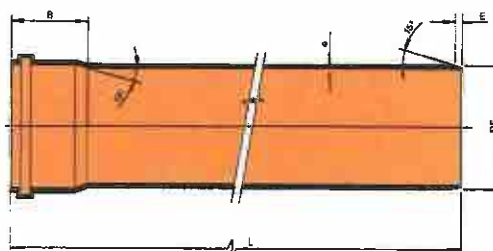


Figura 3.7 - O Conduto

3.6 - O GEOTÊXTIL

Para verificar o que ocorre com os esforços verticais sobre o conduto quando o solo envolvente é reforçado com inclusões planas utilizou-se um geotêxtil não tecido 4545, fabricado pela *AMOCO Fabrics and Fibers Company*.

Os geotêxteis são fornecidos em carretéis com largura de 2.2 m. No presente trabalho, utilizaram-se mantas com 1,5m de comprimento x 0,60m de largura nos ensaios 3, 5, 6, 7 e 08, conforme a figura 3.8 e com 2,0m de comprimento x 1,5m de largura nos ensaios 02 e 04 sobre o conduto. As mantas eram simplesmente dispostas sobre a camada de solo compactada sem nenhum engastamento.



Figura 3.8 - Disposição da manta de geotêxtil

As propriedades do material são apresentadas na tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Propriedades do geotêxtil

Propriedades	Unidade	Valor
Resistência à tração	N/m	480
Deformação à tração	%	60
Resistência ao estouro	KPa	1700
Resistência a perfuração	N	330
Resistência ao rasgo trapezoidal	N	220
Resistência aos raios ultravioletas	%@_hrs	70/500
Abertura aparente dos poros (AOS)	mm	.212
Permissividade (θ)	s ⁻¹	3.2
Fluxo de água	1/sec/m ²	163
Peso nominal	g/m ²	135

3.7 - SISTEMA DE INSTRUMENTAÇÃO

As grandezas medidas durante os ensaios foram o deslocamento do conduto, as tensões totais de peso próprio do solo e sobrecargas e as deformações do conduto. Utilizou-se para isso, um teodolito, células de tensão total e *strain-gauges*.

3.7.1 - O deslocamento do conduto

Para acompanhar os deslocamentos do conduto foram instalados um conjunto de oito pontos de visada sobre a superfície interna do conduto, conforme figura 3.9. A uma distância de 2.5m do sistema foi instalado um marco de referência para materializar um ponto topográfico.

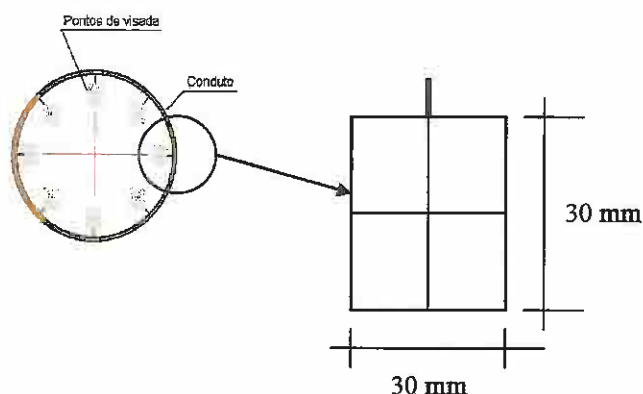


Figura 3.9 - Pontos de visada utilizados para medir os deslocamento no conduto

As leituras foram realizadas com um teodolito FUJI-KOH CO (SURAY) - TR 303-PM32127 que, a partir do marco topográfico (ponto de deslocamento), permitia determinar dois planos, um vertical e outro horizontal, com um ângulo fixo para cada ponto de visada dentro do conduto. Podia-se assim fazer as leituras, utilizando-se uma escala com precisão de 0,5mm colada nos pontos de visada. Este procedimento conduziu a erros menores do que 6%. As leituras foram realizadas duas vezes, conferindo sistematicamente os ângulos de referência vertical e horizontal.

Para acompanhar os deslocamentos durante a fase de construção foram realizadas leituras em diversas etapas, sendo elas, uma leitura inicial, do conduto sobre o berço sem nenhum enchimento e leituras a 15, 30, 50 e 70 cm de aterro e uma leitura com o aterro finalizado. Durante a fase de carregamento (sobrecarga) as leituras foram realizadas a cada estágio de carregamento.

3.7.2 - As células de tensão total

As células projetadas para atender as exigências deste trabalho são do tipo diafragma com placas espaciais, figura 3.10. Através da deflexão do diafragma central (sistema de vigas engastadas), denominado sistema ativo, pode-se medir o nível de tensão no solo pela variação do sinal de saída, aplicando os princípios da

extensometria (Borchardt et al, 1982). Sabe-se que a tensão atuante sobre a face da célula produz uma deformação na grade dos *strain - gauges* que estão colados no diafragma. A grade do *strain gauge* deformada provoca uma variação da tensão de saída do circuito em um valor $\pm\Delta V$, que pode estar diretamente relacionado com as tensões normais aplicadas através de uma curva de calibração. Um exemplo típico de uma curva de calibração de uma das células de tensão total é vista na figura 3.11.

O principal objetivo das células de tensão total é o de medir as tensões verticais desenvolvidas no interior do maciço, tanto durante o processo construtivo (execução do aterro) e quanto durante a execução dos ensaios (aplicação da sobrecarga). A figura 3.12 mostra detalhes da instalação de duas células no aterro.

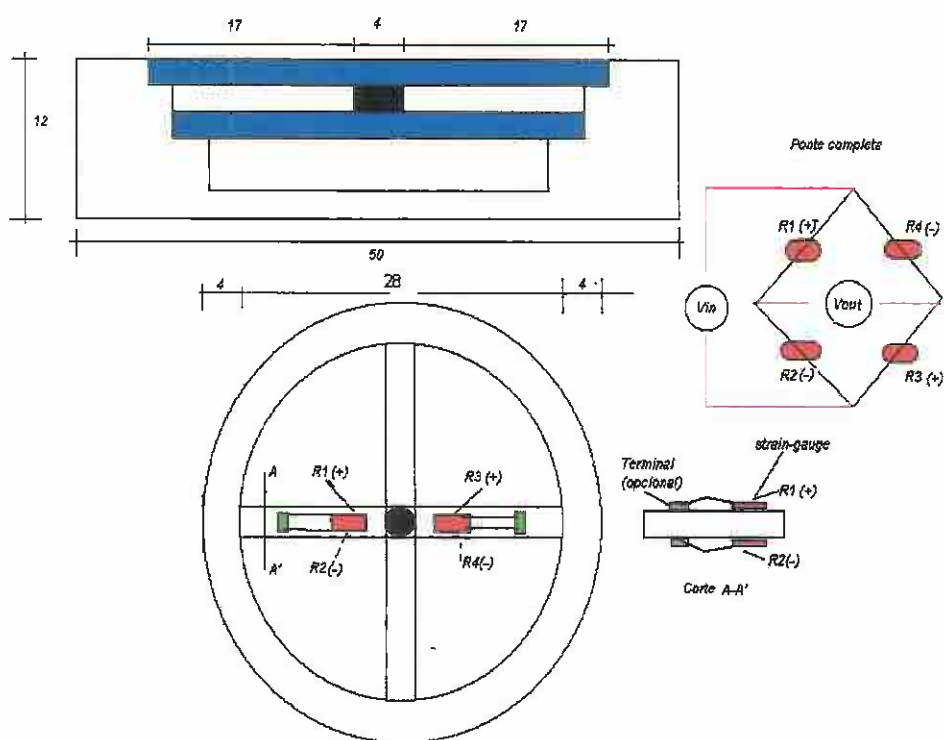


Figura 3.10 - Célula de tensão total

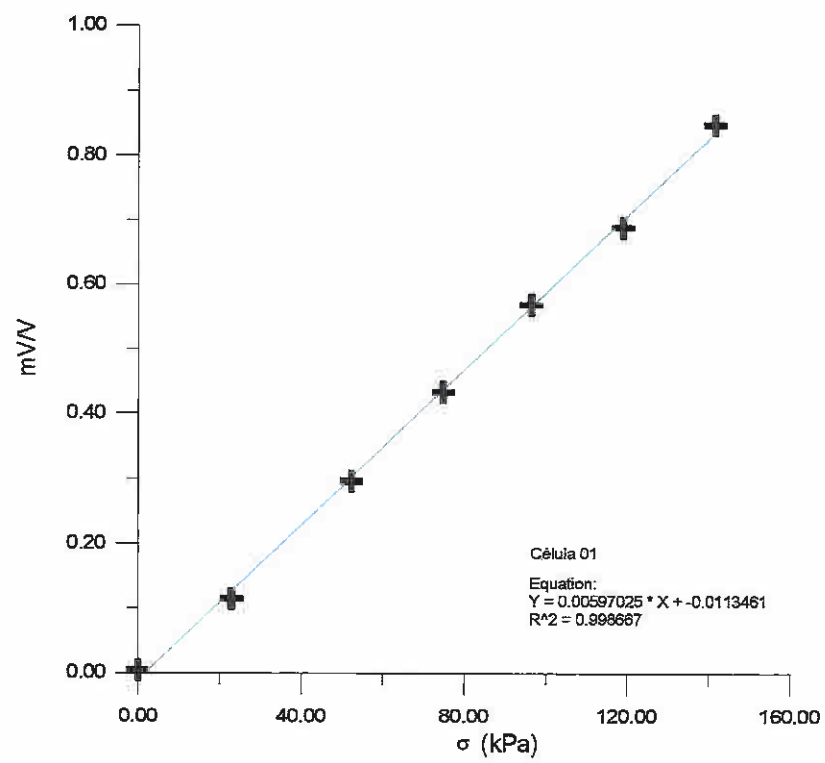


Figura 3.12 - Curva de calibração típica

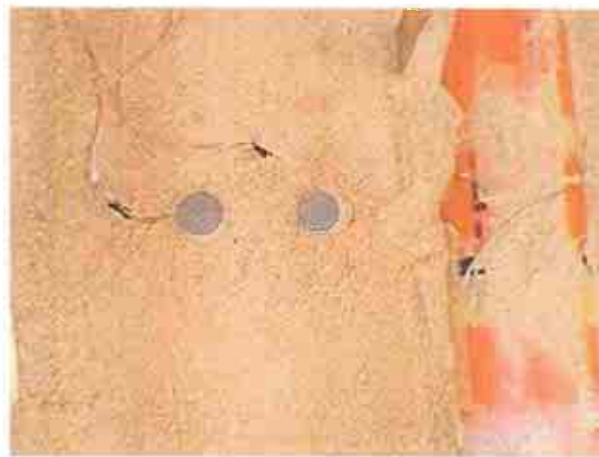


Figura 3.10 - Instalação das células de carga no aterro

Deve-se considerar no dimensionamento das células de carga o melhor desempenho entre a sensibilidade, a carga máxima e a acurácia, bem como o tipo de carregamento (estático ou dinâmico), o local de instalação (presas a superfícies de estruturas ou inseridas ao solo), as propriedades do solo (tamanho dos grão, rigidez, densidade, etc.) e as propriedades da célula (rigidez, flexibilidade, elasticidade, etc) (Bueno, 1987), (Marques, 1994).

Um outro fator conflitante no dimensionamento das células é a relação entre a flexibilidade e a rigidez da célula. (Bueno, 1987) ressalta que a célula de carga deve ser suficientemente flexível para atender às especificações de exatidão e não ser muito rígida para não causar grandes redistribuições de tensões ao redor do elemento ativo.

No dimensionamento da célula usada nesta pesquisa considerou-se uma tensão máxima de trabalho de 100 kPa, com uma acurácia FS=0,03% e uma sensibilidade de 1,3 $\mu\text{V/kPa}$

A célula foi construída utilizando *aço inox - 316*. Este material é linearmente elástico e atende perfeitamente às especificações de projeto, possui baixa histerese além de ser resistente à corrosão. As características químicas do aço utilizado estão mostradas na tabela 3.3

A construção da célula foi realizada pela VALTOR *Serviços em torno Ltda* e a colagem dos extensômetros e calibração da célula pela SODMEX *Ind e Com de Material de Extensometria Ltda*, respeitando todas as especificações determinadas pelos critérios de projeto fixados. Posteriormente a célula foi re-calibrada em laboratório em condições similares às de utilização nos testes.

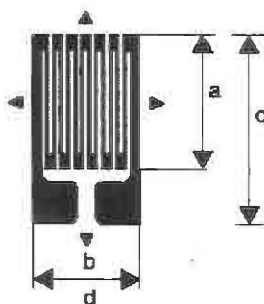
Tabela 3.3 - Características químicas do aço utilizado na confecção das células

Aço inox	%								
316	C	Mn	P	Es	Si	Ni	Cr	Mo	Fe
L	<0.03	1.5 a 2.0	<0.04	<0.04	<1	8 a 12	17 a 19	2 a 3	rest.

Outras informações sobre o dimensionamento da célula, os processos de calibração e considerações de projeto podem ser verificadas no Apêndice A .

Para a célula de carga foi selecionado um *strain-gauge* modelo PA09062AB-320-L para Aço Inox, com um “*gauge factor*” de $F=2.13$ e resistência, $R = 320$ ohms, produzido pela EXEL _ *Engenharia de Sensores Ltda*, conforme a figura 3.13. As dimensões deste stain-gauge são apresentadas na tabela 3.4.

A escolha deste strain-gauge devem-se principalmente aos aspectos construtivos da célula, sendo suas dimensões compatíveis com as grades da área ativa da célula, sendo a área de colagem restrita ($L=4\text{mm}$).

Figura 3.13 - *Stain-gauge* PA09062AB-320-LTabela 3.4 - Dimensões do *strain-gauge* PA09062AB-320-L

Tipo	Grelha		Total	
	comprimento (mm)	largura (mm)	Comprimento (mm)	largura (mm)
PA09062AB-320-L	1.57	1.27	2.79	1.27

3.7.3 - O sistema de aquisição de dados

O sistema de aquisição de dados WIN 5000 *_Software e Interface Hardware* fabricado pela MM *Measurements Group* possui 40 canais que permitem acompanhar simultaneamente a variação de até 40 grandezas durante o experimento. O sistema de aquisição de dados, conforme figura 3.14, consiste basicamente em de quatro grupos de elementos: os sensores (LVDT's, *strain-gauges*, rosetas, sensores de temperatura, etc.), o *hardware* (modelo de *scanners* 5100), o microcomputador (16 Mbytes RAM) e o *software* (WIN 5000 *for windows*).

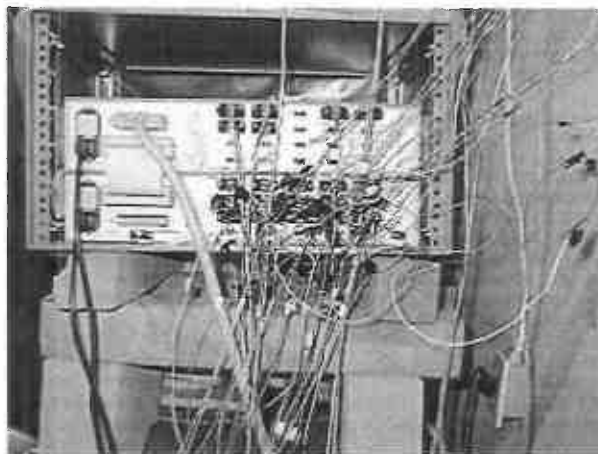


Figura 3.14 - Sistema de aquisição de dados

3.8 - O PROGRAMA DE TESTES

Foram realizados um total de oito testes com os quais se procurou cobrir as configurações mais abrangentes possíveis sob o ponto de vista de aproveitamento das características do geotêxtil. Um resumo das características dos ensaios pode ser visto na tabela 4.1 do capítulo 04. A figura 3.15 mostra uma vista panorâmica do campo experimental do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa (UFV).



Figura 3.15 - Vista do campo experimental

3.8.1 - As condições de berço estabelecidas

Procurou-se estabelecer para o assentamento do conduto um suporte uniforme, estável e que evitasse recalques diferenciais e desnivelamentos durante toda a fase de teste (construção do aterro e sobrecarga), de modo a garantir um melhor controle das grandezas mensuradas no ensaio. Desta forma, optou-se pelo berço (classe A) visto que este propicia um acréscimo da resistência de suporte do conduto, vide Figura 3.16.



Figura 3.16 - Arranjo dos ensaios

3.8.2 - A execução do aterro

Após o assentamento do conduto no berço, iniciava-se o processo de reaterro, no qual o conduto era lateralmente envolvido pelo solo depositado com uma densidade relativa pré-determinada. O sistema desenvolvido para a compactação do solo foi previamente testado em laboratório através de ensaios para determinação do γ_{dmin} , e γ_{dmax} (ASTM D 4253 e D4254).

Estabeleceu-se para o programa de testes duas regiões com D_r (densidade relativa) diferentes, a região lateral e a imediatamente superior ao conduto, conforme práticas comumente usadas em construção. Na região lateral o valor de densidade relativa foi de 70% (areia compacta a muito compacta) e para a região imediatamente superior ao conduto (que estendia-se até 20cm do topo do conduto), uma densidade relativa $D_r = 40\%$ (areia fofa).

O solo foi depositado segundo o método da chuva de areia, que é comumente empregada em ensaios de laboratório (Whitman et al, 1963), (Bueno, 1987), (Pearson et al, 1990). Pôde-se, através desta técnica, conseguir compacidades relativamente homogêneas em campo

Para definir as alturas que fornecessem os valores de D_r especificados plotou-se uma curva de calibração da chuva de areia correlacionando a altura de queda da areia x D_r (densidade relativa), como mostra a figura 3.17.

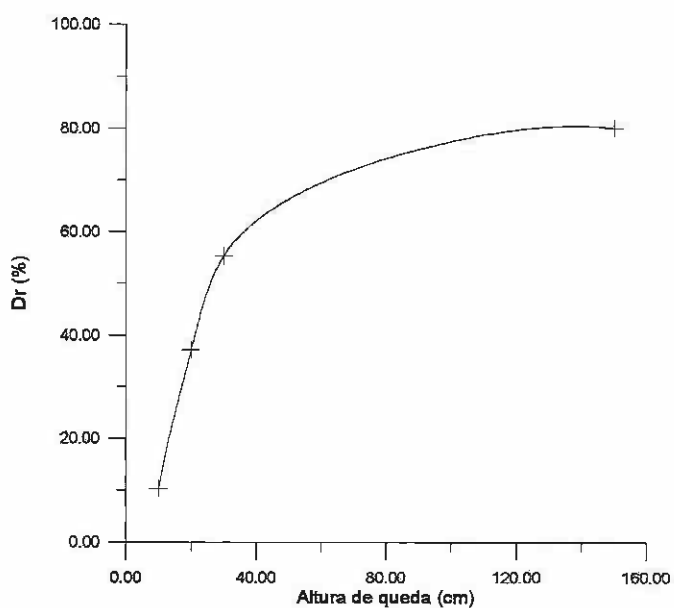


Figura 3.17 - Curva de calibração para Dr

Para depositar o solo na caixa de teste, segundo as densidades relativas concebeu-se um sistema constituído pôr seis barras de metalon de 8cm^2 , duas cantoneiras (1'), uma malha de #4,8mm com $\cong 3\text{ m}^2$ com e um carinho, projetado para o refinamento das bordas, vide figura 3.18.



Figura 3.18 - Sistema utilizado para a chuva de areia

Após a montagem do sistema da “chuva de areia” procedia-se o enchimento da caixa em camadas de 10cm. A deposição do solo era feita através do controle da

altura e da intensidade de queda da areia. Procedia-se um controle da D_r utilizando os cilindros do ensaio de Proctor normal, como em laboratório, localizados em diversos pontos do aterro. As figuras 3.19, 3.20 e 3.21 ilustram o sistema da “chuva de areia” e o enchimento do aterro. Os resultados de campo mostraram que na região do prisma interno (20 cm imediatamente acima do conduto) a densidade relativa (D_r) manteve-se em 40% e na região dos prismas laterais a densidade relativa (D_r) atingiu a $D_r = 70\%$.



Figura 3.19 - Queda da areia

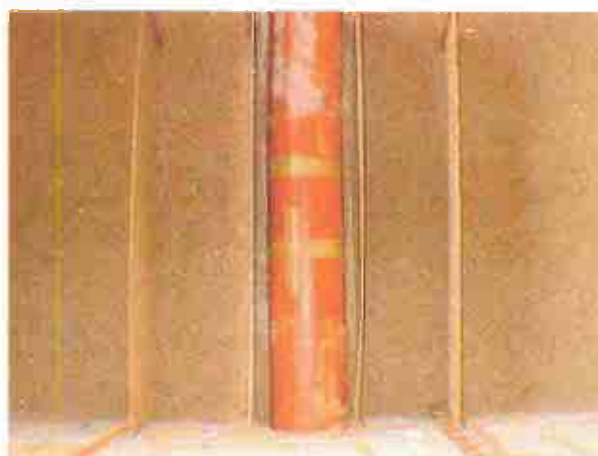


Figura 3.20 - Sistema de compactação dos prismas laterais



Figura 3.21 - Controle da densidade relativa

CAPÍTULO 04**RESULTADOS****4.1 - INTRODUÇÃO**

Apresentam-se, neste capítulo, os resultados dos testes sobre condutos enterrados reforçados com geotêxtil realizados no campo experimental do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa (UFV) e resultados de ensaios de caracterização e de ensaios especiais de laboratório executados no Departamento de Geotecnia da EESC-USP sobre o solo utilizado na confecção do aterro, onde os condutos foram instalados. Em Viçosa, foram realizados um conjunto de oito ensaios, variando a posição do geotêxtil acima e na lateral do conduto. Os objetivos principais destes ensaios foram quantificar a magnitude da redução de tensões sobre o conduto e determinar as melhores combinações ensaiadas.

4.2 - APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Para um melhor entendimento, apresenta-se na tabela 4.1 um resumo dos testes realizados, onde se destacam, o número, tamanho e posição das mantas. A seguinte nomenclatura foi utilizada para identificação dos testes realizados no programa de pesquisa:

NE+NM+PM+CM

Onde,

NE = número do ensaio;

NM = Número de mantas

PM = posição da manta (AC-acima do conduto; LC - no plano da linha d'água);

CM = largura da manta (cm);

Deve-se ressaltar que todos os ensaios foram realizados utilizando-se o berço classe A (Concreto) e os posicionamentos das mantas e das células seguiram os eixos de referência apresentados na figura 4.1

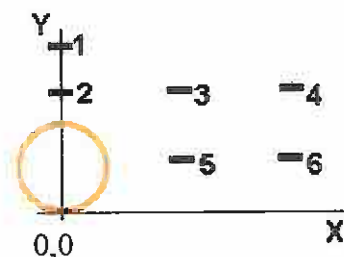


Figura 4.1 - Eixos de Referência

Tabela 4.1 - Características dos ensaios

Tipo de Ensaio	Identificação	Tamanho/Posição das mantas	Posição das células (cm) (X,Y)
	Testemunho	SEM INCLUSÃO	1-(0,50) 4-(30,30) 2-(0,30) 5-(15,10) 3-(15,30)6-(30,10)
	21AC200	L=2,0m (largura) C=1,5m(comprim.) y=30cm (posição)	1-(0,45) 4-(30,25) 2-(0,25) 5-(15,10) 3-(15,25)6-(30,10)
	31AC60	L=0,6m (largura) C=1,5m(comprim.) y=30cm	1-(0,45) 4-(0,95) 2-(0,25) 5-(15,10) 3-(15,25)6-(30,10)
	42AC200	L=2,0m (largura) C=1,5m(comprim.) y=1-30cm, 2-40cm	1-(0,25) 4-(0,95) 2-(-,-) 5-(15,10) 3-(15,25)6-(30,10)
	52AC60	L=0,6m (largura) C=1,5m(comprim.) y=1-30cm, 2-40cm	1-(0,25) 4-(0,95) 2-(-,-) 5-(15,10) 3-(15,25) 6-(30,10)
	61LD60	L=0,6m (largura) C=1,5m(comprim.) y=10cm	1-(0,30) 4-(0,95) 2-(30,30) 5-(15,5) 3-(15,30) 6-(30,5)
	72AC60LD60	L=0,6m (largura) C=1,5m(comprim.) y=1-10cm, 2-30cm	1-(0,25) 4-(0,95) 2-(30,25) 5-(15,5) 3-(15,25) 6-(30,5)
	81AC60	L=0,6m (largura) C=1,5m(comprim.) y=30cm	1-(30,25) 4-(0,95) 2-(15,25) 5-(15,10) 3-(0,25) 6-(30,10)

4.2.1 - ENSAIO 01

Neste primeiro ensaio, procurou-se estabelecer a metodologia a ser seguida durante o programa experimental. O procedimento do ensaio foi dividido em 4 (quatro) etapas básicas: 1) colocação do conduto sobre o berço; 2) montagem da seção teste; 3) execução das camadas do aterro e 4) aplicação da sobrecarga.

Este ensaio, foi realizado sem inclusões, procurando estabelecer uma referência para quantificação dos ganhos de desempenho gerados pelas inclusões. A figura 4.2 apresenta o arranjo do ensaio.

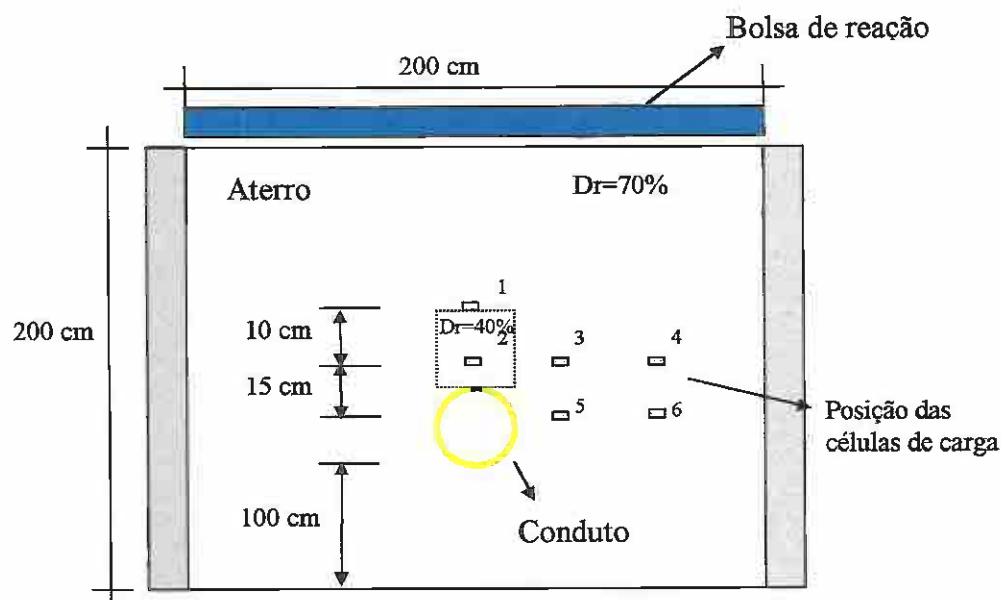


Figura 4.2 - Croqui esquemático do ensaio testemunho

As figuras 4.3 e 4.4 mostram, respectivamente, a relação entre as tensões lidas e as aplicadas (peso próprio (p_{solo}) mais sobrecarga) nos pontos 2, 3 e 4 e 5 e 6, para as diversas etapas de carregamento.

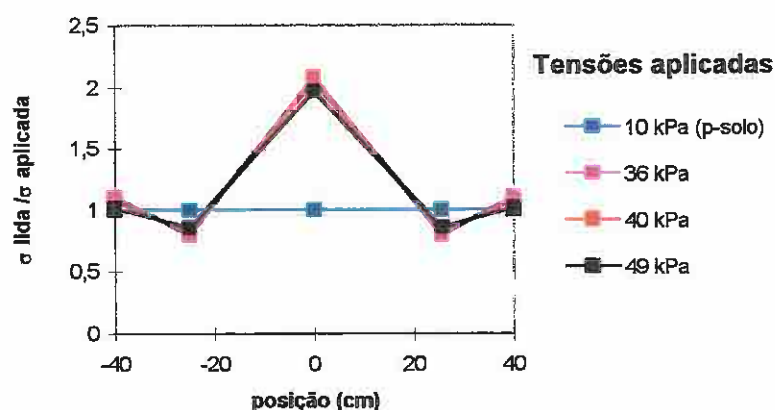


Figura 4.3 - Relação entre as tensões lidas e aplicadas sobre o conduto, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 2, 3 e 4, lidas no ensaio testemunho.

Pode-se observar na figura 4.3 um acréscimo de tensões no ponto 2 de cerca de 2 vezes as tensões aplicadas, para todas as etapas de carregamento. Nos pontos 3 e 4 as tensões lidas foram da ordem de 0,8 e 1,0 das tensões aplicadas, respectivamente.

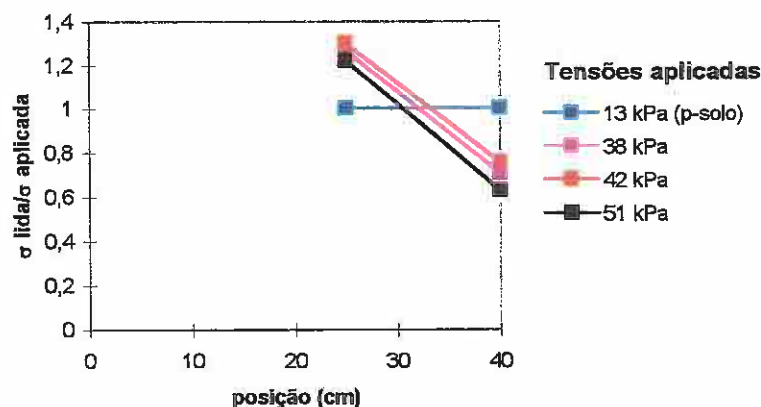


Figura 4.4 - Relação entre as tensões lidas e aplicadas adjacentes a estrutura, ao longo do plano horizontal pelas células 5 e 6, lidas no ensaio testemunho.

Observa-se na figura 4.4 um aumento das tensões no ponto 5 de cerca de 1,3 vezes as tensões aplicadas e no ponto 6 um decréscimo da ordem de 0,7 das tensões

aplicadas, para a última etapa de carregamento. Estes valores mantiveram-se na mesma ordem de grandeza para todas as etapas de carregamento.

A figura 4.5 ilustra os deslocamentos do conduto, para as diferentes etapas de execução do aterro e aplicação da sobrecarga.

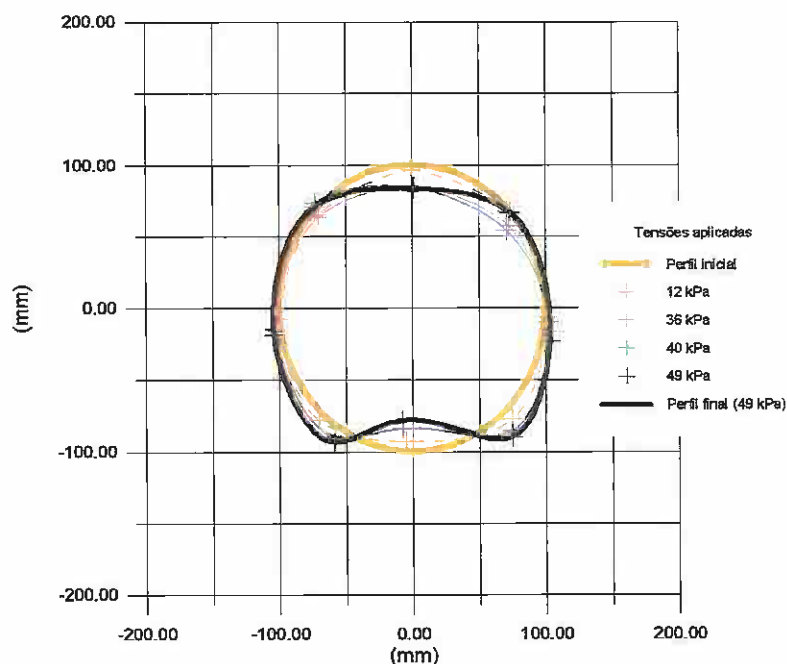


Figura 4.5 - Deslocamentos do conduto, lidos no ensaio testemunho

O padrão de deslocamento observado neste teste foi de redução do diâmetro ao longo do eixo vertical, tanto no topo quanto na base do conduto e de aumento do raio na região dos quadrantes inferiores. Os deslocamentos máximos foram de 8% D (>16mm).

4.2.2 - ENSAIO 02

Utilizou-se neste ensaio uma inclusão de geotêxtil (com 200cm de largura e 150cm de comprimento) implantada sobre um plano horizontal situado a 10 cm do topo do conduto, conforme arranjo na Figura 4.6. Procurou-se observar neste ensaio a influência de uma manta de geotêxtil larga.

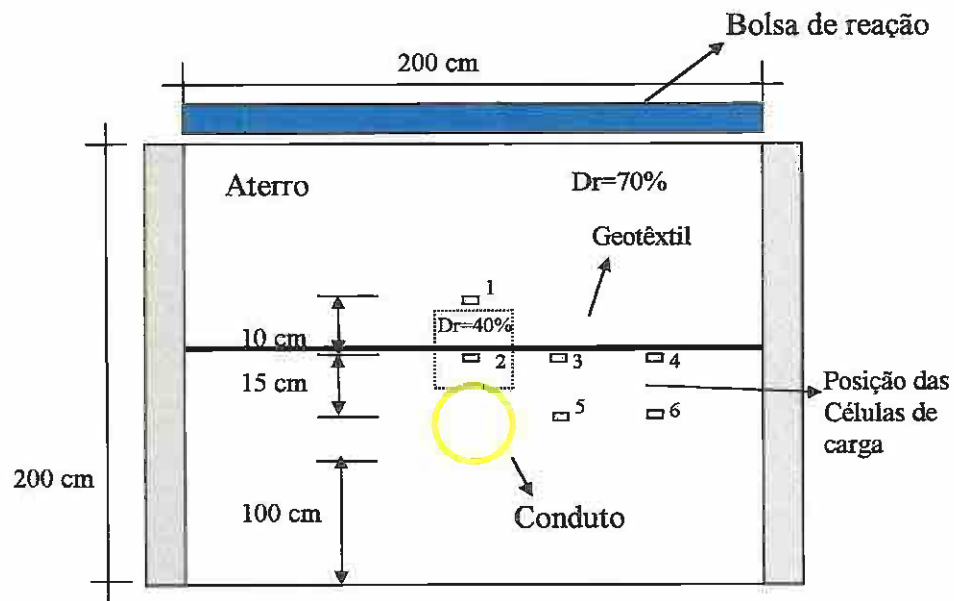


Figura 4.6 - Croqui esquemático do ensaio 02

As figuras 4.7a e 4.7b apresentam, similarmente ao mostrado para o ensaio testemunho, a relação entre as tensões registradas e aplicadas (peso próprio (p-solo) e sobrecarga) nos pontos 2, 3 e 4, para as várias etapas de carregamento, bem como, as relações de tensões medidas no ensaio 02 e no ensaio testemunho.

As tensões observadas no ponto 1, situado a 15 cm do topo do conduto, são apresentadas no item 4.2.9.

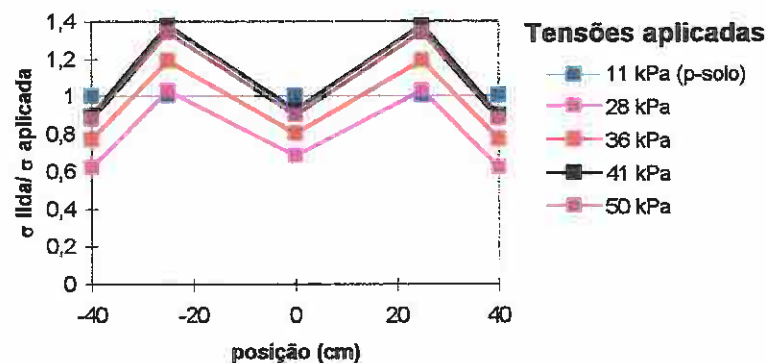


Figura 4.7a - Relação entre as tensões lidas e aplicadas sobre o conduto, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 2, 3 e 4, lidas no ensaio 2.

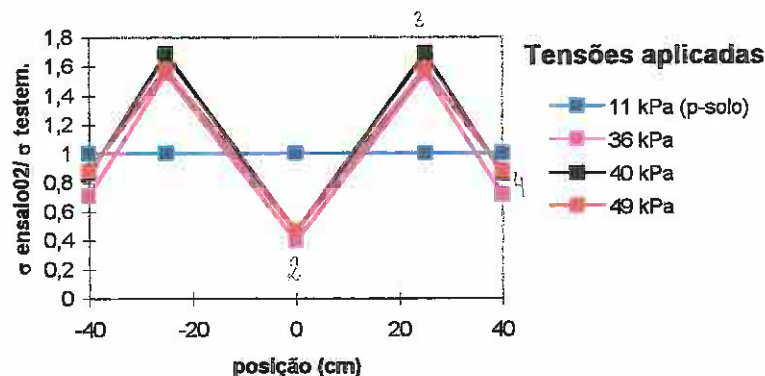


Figura 4.7b - Relação entre as tensões lidas no ensaio 02 e no ensaio testemunho, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 2, 3 e 4.

Verifica-se nas figuras 4.7a e 4.7b que a presença do geotêxtil modifica a distribuição de tensões sobre a estrutura, tanto quando se compara as tensões lidas em relação as tensões aplicadas (peso próprio e sobrecarga) quanto se compara o que se observa neste e no ensaio testemunho. Isso é claramente visto pela completa inversão do padrão de comportamento de variações das tensões atuantes nos pontos 2, 3 e 4. A figura 4.7a mostra que nos pontos 2 e 4 as tensões são da ordem de 0,9 e no ponto 3 de 1,4 da tensão aplicada no último estágio de carregamento. Pode-se verificar na figura 4.7b que a modificação das tensões é mais intensa nos pontos 2 e 3, que apresentam valores da ordem de 0,4 e 1,6 das tensões aplicadas, respectivamente.

As figuras 4.8a e 4.8b apresentam as tensões atuantes nos pontos 5 e 6, comparando-as com as tensões geradas no ensaio 02 e no ensaio testemunho.

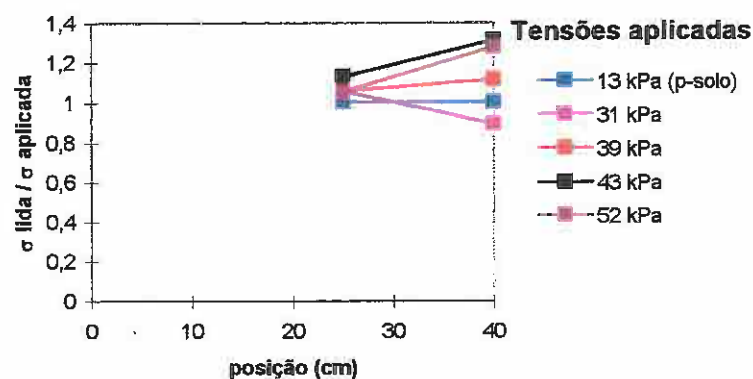


Figura 4.8a - Relação entre as tensões lidas e aplicadas adjacentes ao conduto, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 5 e 6.

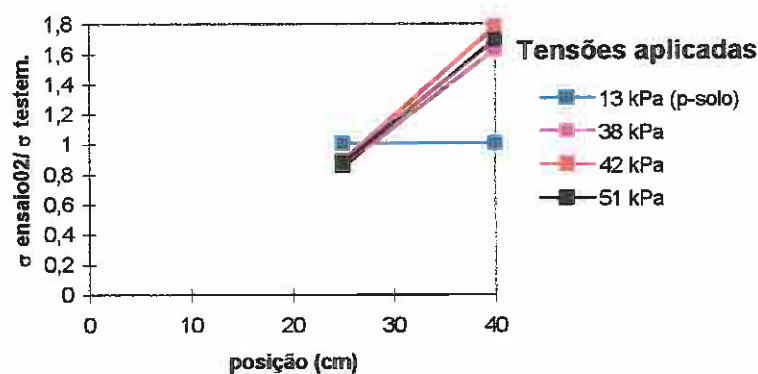


Figura 4.8b - Relação entre as tensões lidas no ensaio 02 e no ensaio testemunho, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 5 e 6.

Observam-se nas figuras 4.8a e 4.8b que à medida que o carregamento aumenta ocorre uma alteração dos valores relativos das tensões, tanto no ponto 5, como no ponto 6. As alterações mais significativas ocorrem no ponto 6 atingindo a 1,3 da tensão aplicada no ensaio e 1,7 quando comparada à tensão lida no ensaio testemunho.

Na figura 4.9 são apresentados os deslocamentos do conduto para as diversas etapas de execução do aterro e aplicação das sobrecargas.

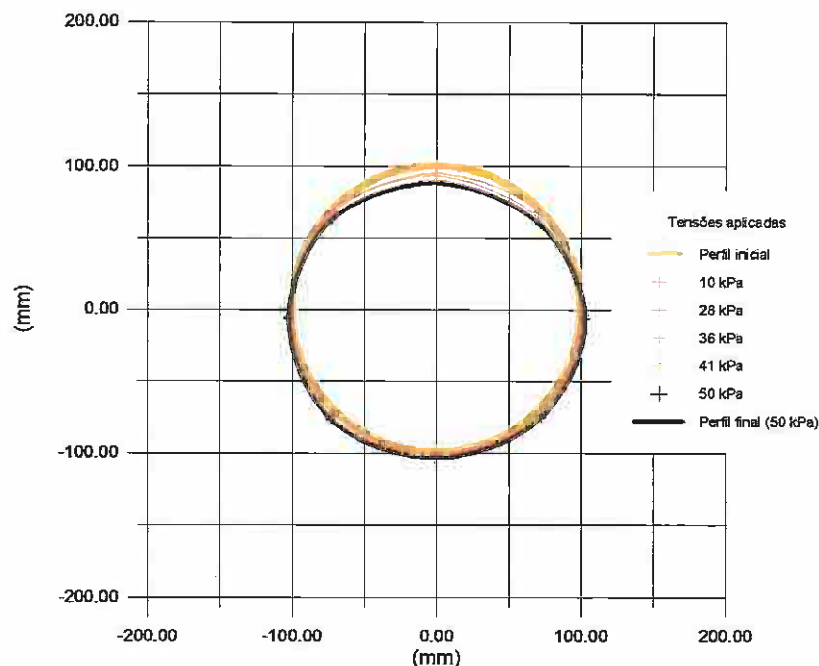


Figura 4.9 - Deslocamentos do conduto, lidos no ensaio 2

Nota-se um padrão de deslocamento mais uniforme, diferente daquele apresentado pelo teste testemunho. Entretanto, pode-se observar, que no topo do conduto os deslocamentos são da mesma ordem de grandeza dos registrados no teste testemunho.

4.2.3 - ENSAIO 03

Utilizou-se, neste ensaio, uma manta com 60 cm de largura e 150 cm de comprimento, instalada a 10 cm do topo do conduto. Esta configuração foi concebida para verificar as alterações apresentadas no sistema modificado solo -conduto - geotêxtil pela variação da largura da manta do geotêxtil.

Instalou-se uma célula de carga imediatamente abaixo da bolsa de reação para acompanhar a evolução das tensões que efetivamente eram aplicadas pela bolsa no topo do aterro.

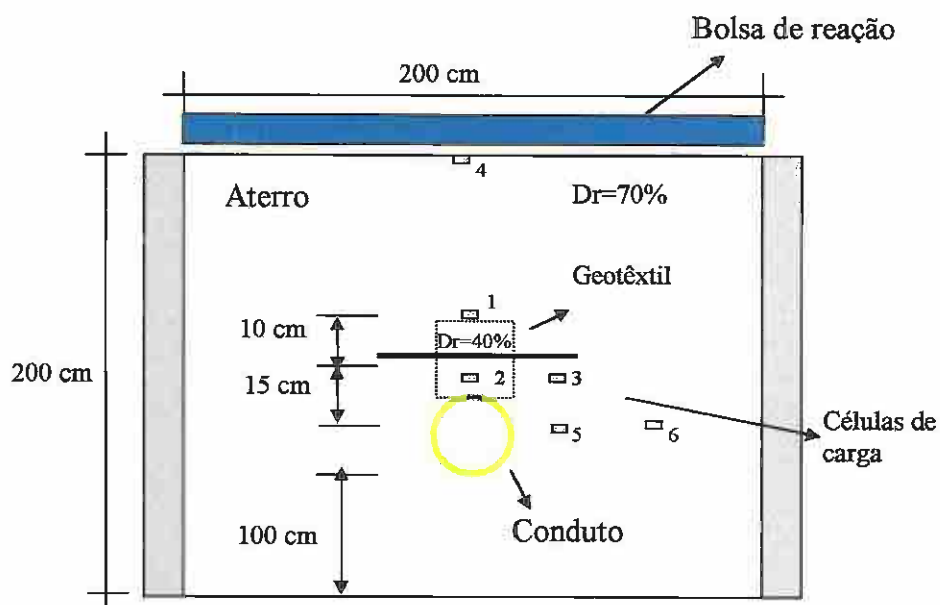


Figura 4.10 - Croqui esquemático do ensaio 03

Devido avarias apresentadas pela célula de carga instalada no ponto 2, não foi possível obter as leituras de tensões imediatamente sobre o conduto. A figura 4.11 mostra as tensões atuantes no ponto 3 para as várias etapas de carregamento.

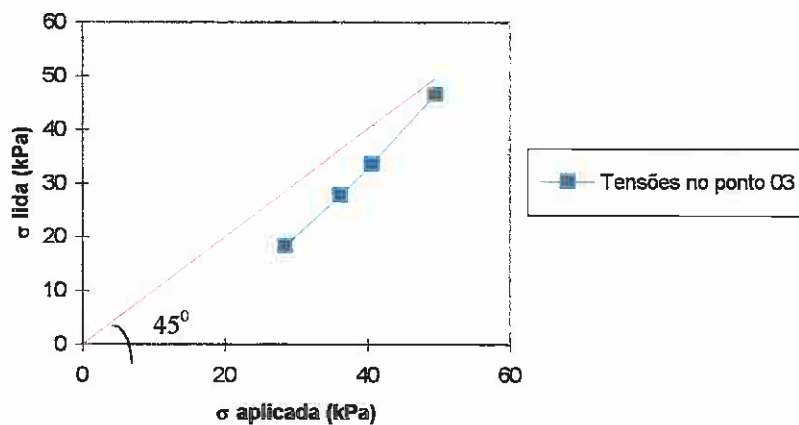


Figura 4.11a - Tensões lidas no ponto 03, ensaio 3.

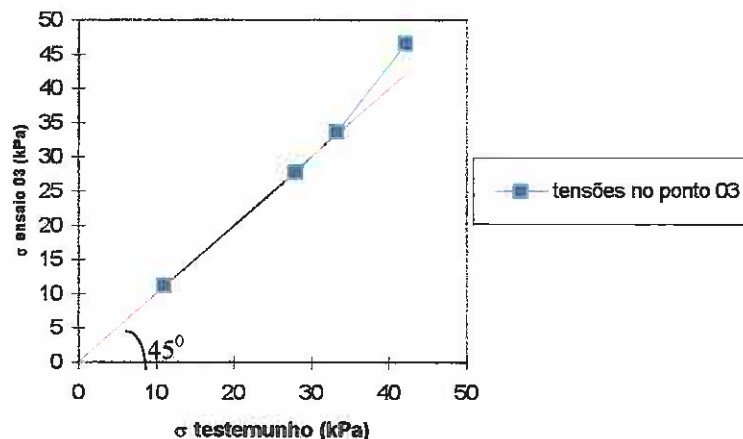


Figura 4.11b - Relação entre as tensões lidas no ensaio 03 e as tensões lidas no ensaio testemunho, para o ponto 03.

Pode-se observar nas figuras 4.11a e 4.11b que a manta de geotêxtil não age promovendo mudanças significativas no nível de tensões, registradas no ponto 03, tanto em relação as tensões aplicadas no ensaio 03 quanto comparadas àquelas do ensaio testemunho.

A figura 4.12 mostra as modificações ocorridas nos valores de tensões registradas nos pontos 5 e 6, situados ao longo do plano horizontal pela linha d'água.

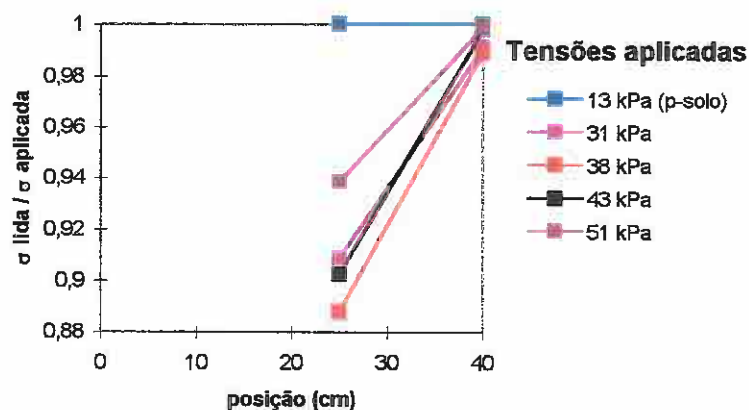


Figura 4.12a - Relação entre as tensões lidas e aplicadas no ensaio 3 ao longo de um plano horizontal passando pelas células 5 e 6.

Pode-se verificar na figura 4.12a que as modificações mais representativas ocorreram no ponto 05, onde as tensões são da ordem de 0.94 vezes as tensões aplicadas.

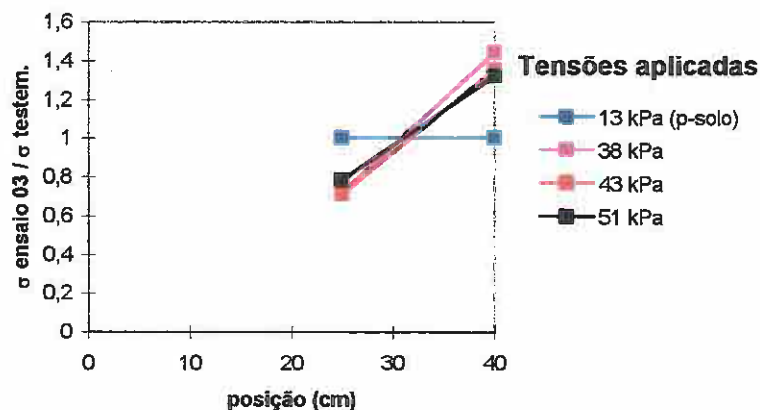


Figura 4.12b - Relação entre as tensões lidas no ensaio 03 e no ensaio testemunho ao longo de um plano horizontal passando pelas células 5 e 6.

Observa-se na figura 4.12b que as tensões no pontos 5 e 6 são significativamente diferentes daquelas do ensaio testemunho, com valores para os pontos 5 e 6 da ordem de 0.78 e 1.4 vezes os valores das tensões lidas no ensaio testemunho.

Observa-se através da figura 4.13, que ilustra os deslocamentos do conduto, um comportamento similar àquele apresentado pelo ensaio 2. A redução da largura da manta ($L=60$ cm) não afetou o padrão de deslocamento. Entretanto, os maiores valores, que ocorreram no topo do conduto, não ultrapassaram 5% (10mm) do diâmetro do conduto.

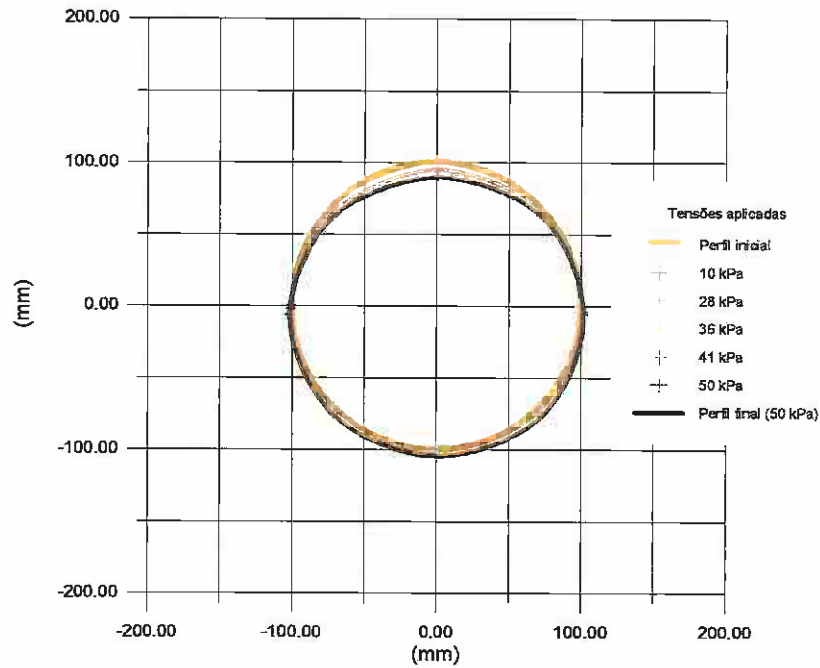


Figura 4.13 - Deslocamentos do conduto, lidos no ensaio 3

4.2.4 - ENSAIO 04

Neste ensaio, utilizaram-se duas mantas de geotêxtil com 200 cm de largura e 150 cm de comprimento, situadas a 10 e 20 cm do topo do conduto, respectivamente, figura 4.14. Esta configuração permitiu verificar a influência do aumento da densidade das mantas sobre o conduto.

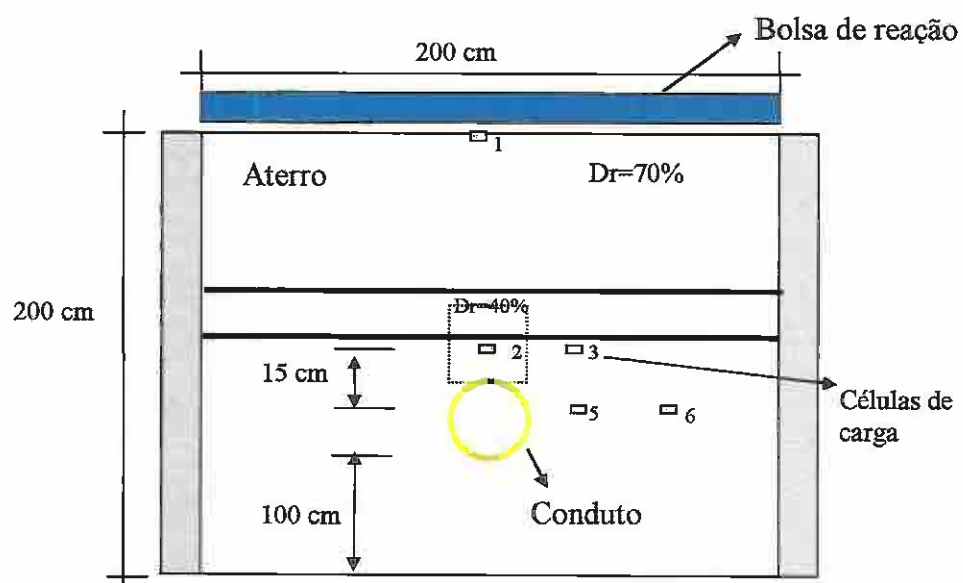


Figura 4.14 - Croqui esquemático do ensaio 4

A figura 4.15a apresenta a comparação entre os valores das tensões registradas e aplicadas nos pontos 2 e 3, situados sobre o plano horizontal a 5 cm do topo do conduto.

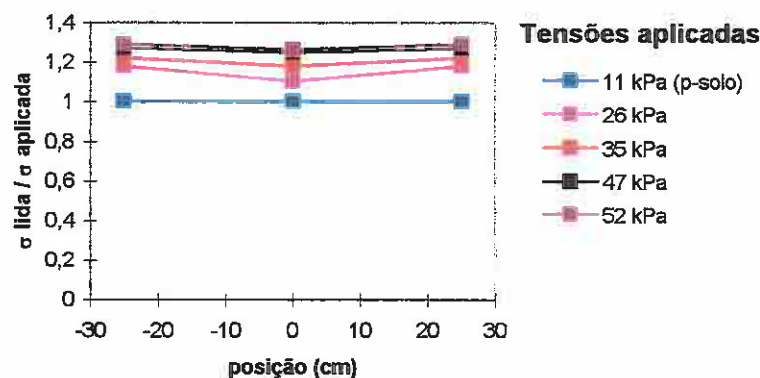


Figura 4.15a - Relação entre as tensões lidas e aplicadas sobre o conduto, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 2 e 3, lidas no ensaio 4.

A figura 4.15a mostra que as tensões lidas nos pontos 2 e 3 foram maiores que as tensões aplicadas em 1.2 e 1.3, respectivamente, em relação ao último estágio de carregamento.

A figura 4.15b apresenta a relação entre as tensões lidas no ensaio 04 e no ensaio testemunho para várias etapas de carregamento.

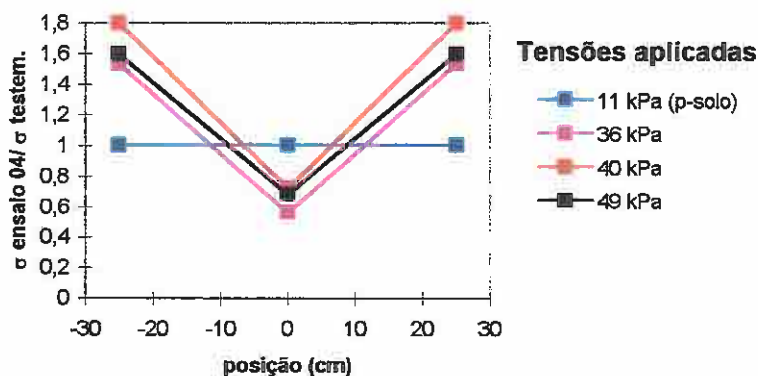


Figura 4.15b Relação entre as tensões lidas no ensaio 04 e no ensaio testemunho para várias etapas de carregamento.



As tensões lidas no ensaio 04 são bastante diferentes daquelas lidas no ensaio testemunho. Pode-se observar na figura 4.15b, para o pontos 2 e 3, que os valores são da ordem de 0.7 e 1.6 vezes os valores lidos no ensaio testemunho, respectivamente.

Apresentam-se nas figuras 4.16a e 4.16b a variação das tensões lidas no ensaio 4, para os pontos 5 e 6, com as tensões aplicadas no ensaio 4 e com as tensões lidas no ensaio testemunho.

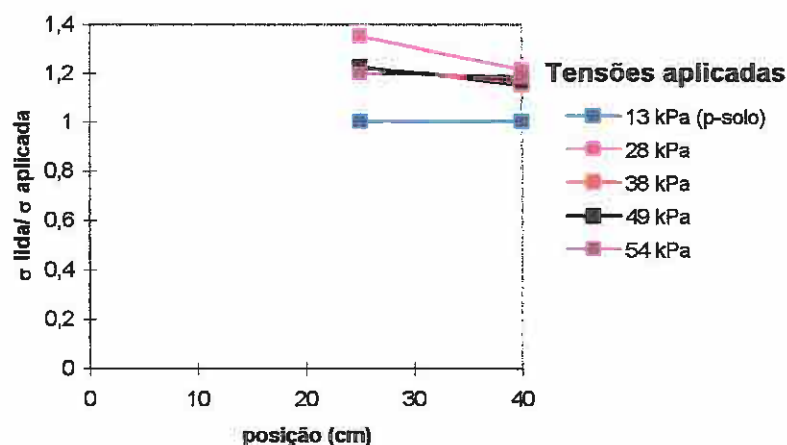


Figura 4.16a - Variação das tensões adjacentes ao conduto lidas e aplicadas, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 5 e 6, lidas no ensaio 4.

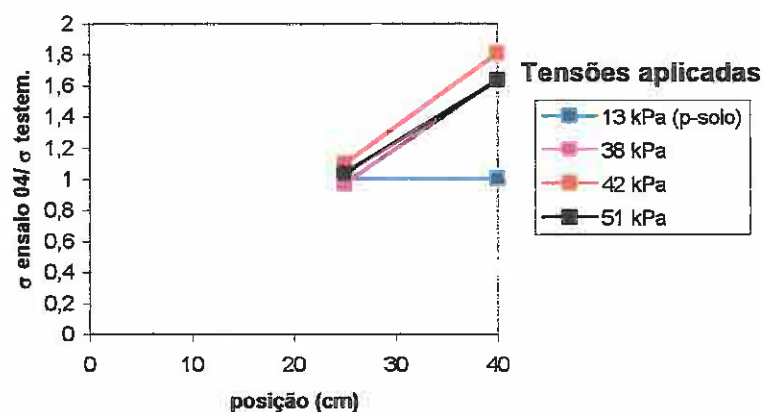


Figura 4.16b - Relação entre as tensões adjacentes ao conduto lidas no ensaio 04 e no ensaio testemunho, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 5 e 6.

Neste ensaio as tensões nos pontos 5 e 6 foram 1.2 vezes maiores do que as tensões aplicadas, para os últimos estágios de carregamento, vide figura 4.16a. Observa-se ainda que, para o ponto 06, as tensões são 1.7 vezes maiores, quando comparadas ao ensaio testemunho.

A figura 4.17 mostra os deslocamentos do conduto pontos medidos nas diversas etapas de carregamento.

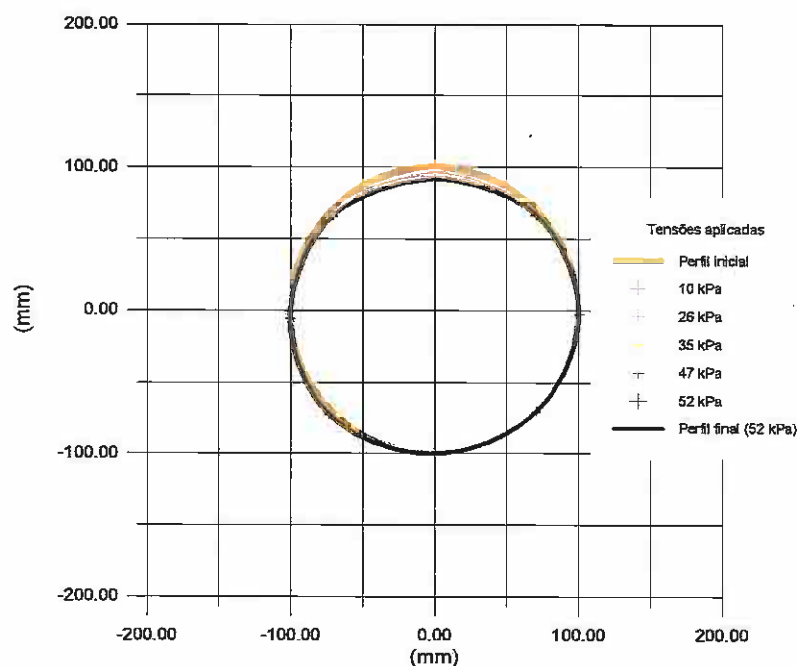


Figura 4.17 - Deslocamento do conduto, lidos no ensaio 4

Os deslocamentos observados são inferiores àqueles dos ensaios 02 e 03. O aumento da densidade de mantas conduziu a uma maior homogeneidade nos deslocamentos. Entretanto, de uma maneira geral, este arranjo não apresentou benefícios significativos quando comparados ao ensaio 2, com um menor número de mantas.

4.2.5 - ENSAIO 05

Neste ensaio, procurou-se verificar a influência do aumento da densidade e da redução da largura das mantas. Para isso foram utilizadas duas mantas com 60 cm de largura e 150 cm de comprimento, colocadas sobre o conduto. A figura 4.18 apresenta um croqui do ensaio realizado.

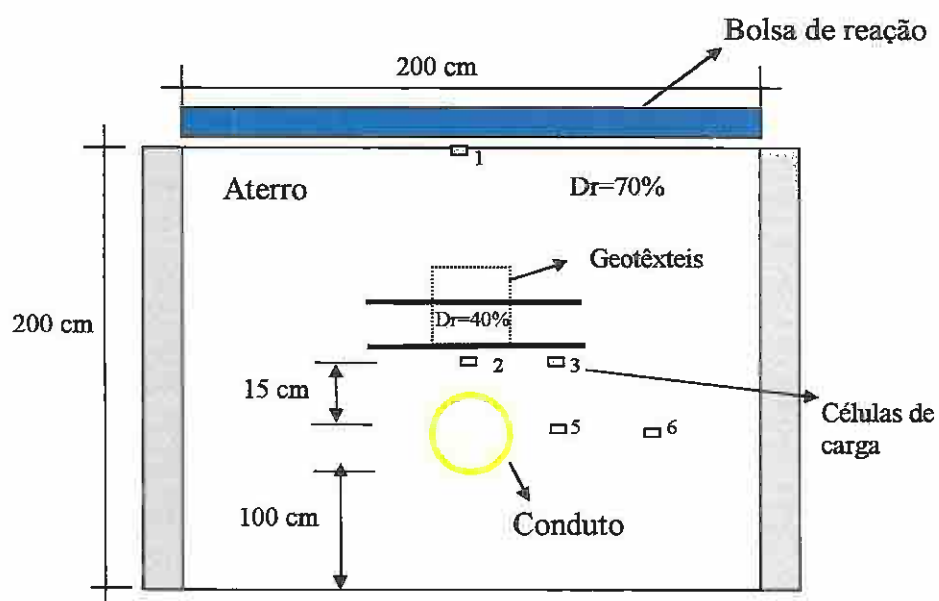


Figura 4.18 - Croqui do ensaio 5

A figura 4.19a apresenta a relação entre as tensões lidas e aplicadas nos pontos 2 e 3 após a inclusão das duas mantas de geotêxtil, situadas em planos horizontais à 10 e 20 cm acima do topo do conduto.

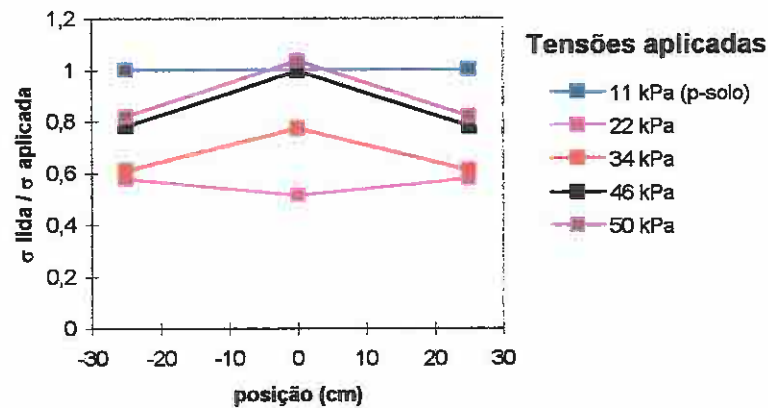


Figura 4.19a - Relação entre as tensões lidas e aplicadas nos pontos 2 e 3, no ensaio 05.

Pode-se observar na figura 4.19a, para o último estágio de carregamento, que as tensões no ponto 2 foram iguais às tensões aplicadas e para o ponto 3 foram cerca de 0,8 menores.

A figura 4.19b mostra a comparação entre as tensões lidas no ensaio 05 e no ensaio testemunho, para os pontos 2, 3 e 4.

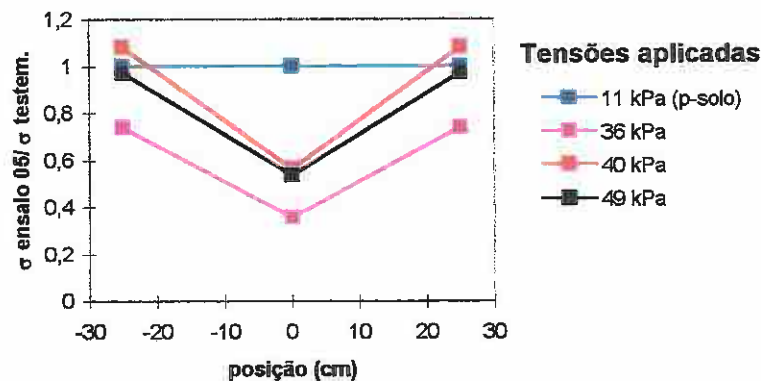


Figura 4.19b - Relação entre as tensões lidas no ensaio 05 e no ensaio testemunho, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 2,3 e 4.

Em relação as tensões lidas no ensaio testemunho, as tensões no ensaio 05, para o ponto 3, não apresentaram variações significativas. Entretanto, para o ponto 02, as tensões foram 0.6 vezes menores do que aquelas lidas no ensaio testemunho.

Na figura 4.20a são apresentadas a relação entre as tensões lidas e aplicadas nos pontos 5 e 6, situados sobre o plano da linha d'água e distantes horizontalmente do eixo de referência de 25 e 40cm, respectivamente.

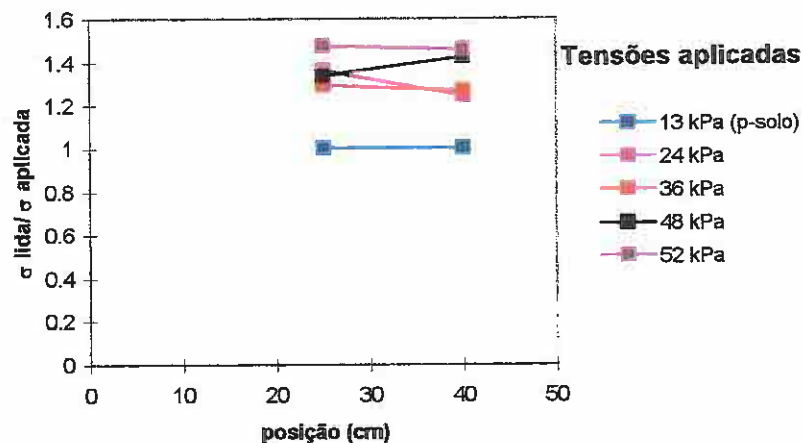


Figura 4.20a - Relação entre as tensões lidas e aplicadas, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 5 e 6, lidas no ensaio 5.

O efeito conjugado de redução da largura e do aumento da densidade das mantas promoveu um aumento das tensões nos pontos 5 e 6. Sendo as tensões nos pontos 5 e 6 cerca de 1.5 maiores que as tensões aplicadas nestes pontos, para o último estágio de carregamento.

A figura 4.20b mostra a comparação entre as tensões lidas no ensaio 05 e no ensaio testemunho.

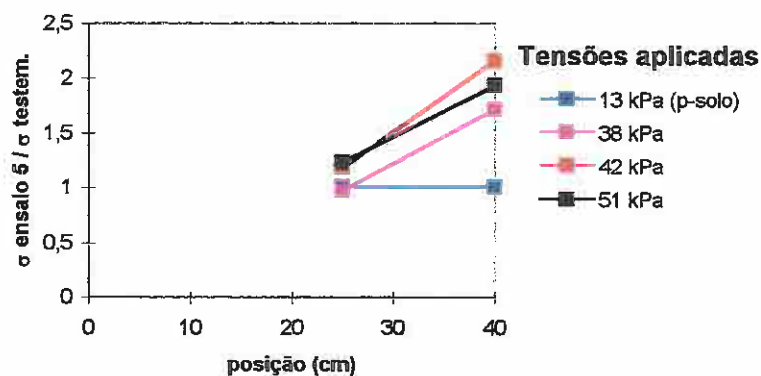


Figura 4.20b - Relação entre as tensões adjacentes ao conduto lidas no ensaio 5 e no ensaio testemunho, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 5 e 6.

Pode-se observar na figura 4.20b que o acréscimo é maior no ponto 6, atingindo a 2.2 as tensões do ensaio testemunho. Para o ponto 5, este arranjo não apresentou melhores resultados, quando comparados aos ensaios anteriores.

Neste ensaio ocorreu uma avaria no sistema de medição dos deslocamentos, certamente devido um mal posicionamento do conduto sobre o berço. Em virtude disto, os resultados não puderam ser utilizados para comparação com os dos outros testes. As variações de diâmetro não ultrapassaram a 6% (<16 mm). A figura 4.21 apresenta a evolução dos deslocamentos para as várias etapas de enchimento do aterro e sobrecarga.

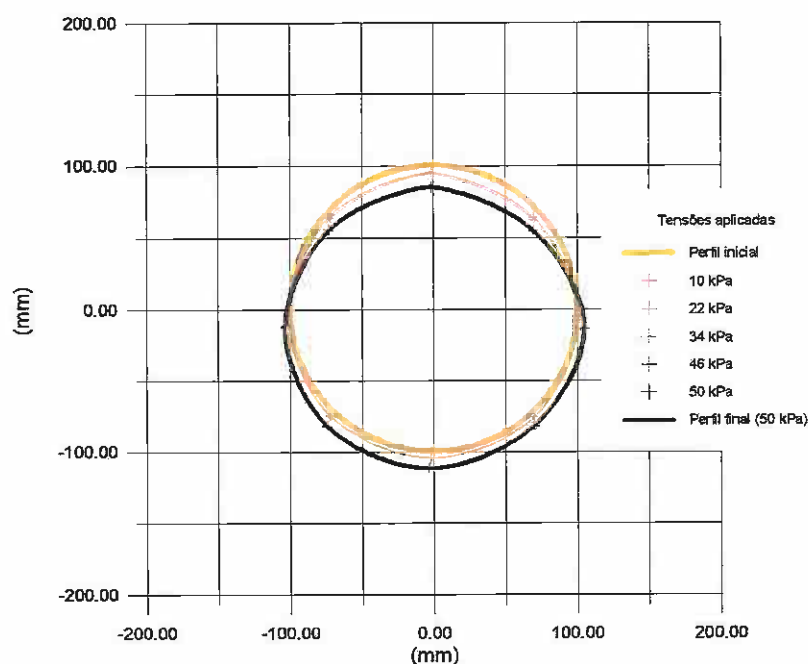


Figura 4.21 - Deslocamentos do conduto, lidos no ensaio 5.

4.2.6 - ENSAIO 06

Procurou-se avaliar neste ensaio a influência do geotêxtil colocado na região lateral ao conduto. Esta é uma região de enorme interesse, pois, se mais rígida, pode impedir os deslocamentos laterais do conduto. Desta forma, é extremamente interessante verificar as modificações impostas pelo geotêxtil às tensões verticais atuantes nesta região. Para isso, utilizou-se uma manta de geotêxtil (de 60 cm de largura e 150 cm de comprimento) envolvendo a metade superior do conduto e engastada lateralmente no plano da *linha d'água*, conforme o croqui apresentado na figura 4.22.

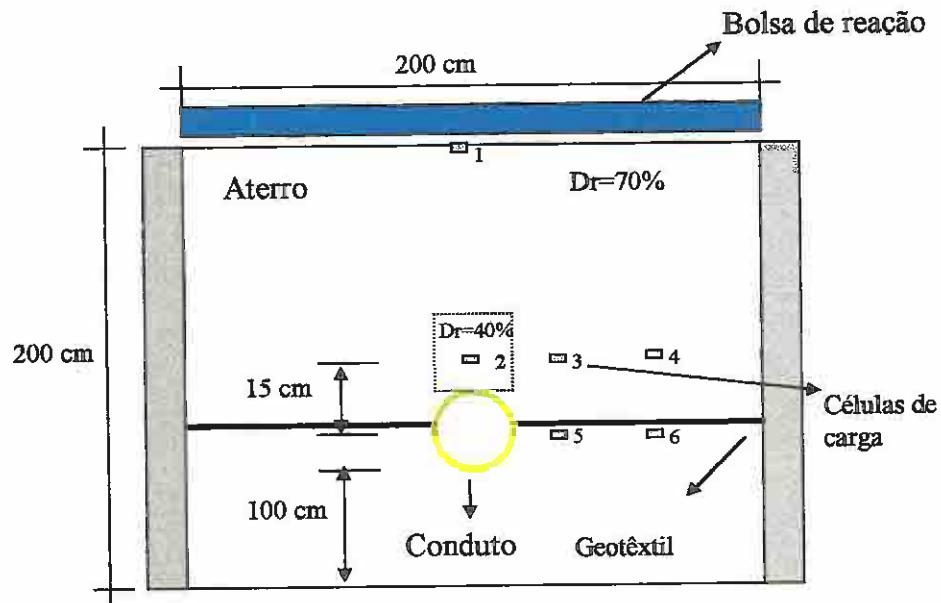


Figura 4.22 - Croqui esquemático do ensaio 6

A figura 4.23a mostra a relação existente entre as tensões lidas e aplicadas nos pontos 2, 3 e 4, situados sobre um plano horizontal à 5 cm do topo do conduto.

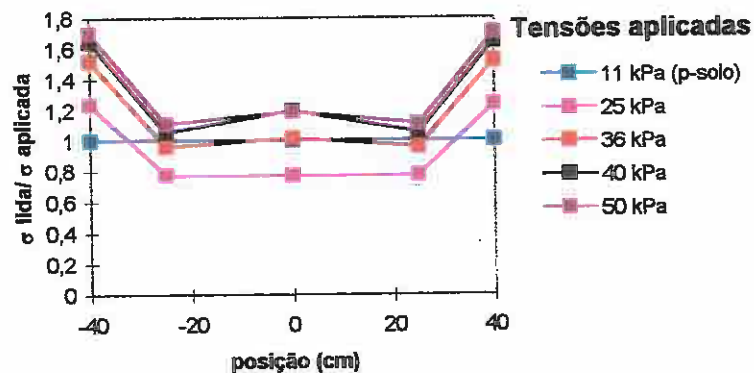


Figura 4.23a - Relação entre as tensões lidas e aplicadas sobre o conduto, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 2, 3 e 4, lidas no ensaio 6.

As modificações introduzidas por este arranjo às tensões atuantes no ponto 2 e 3 são mais expressivas para o ponto 4 chegando a 1,6 vezes as tensões aplicadas.

A figura 4.23b apresenta a relação entre as tensões lidas no ensaio 06 e as tensões lidas no ensaio testemunho, para os pontos 2, 3 e 4.

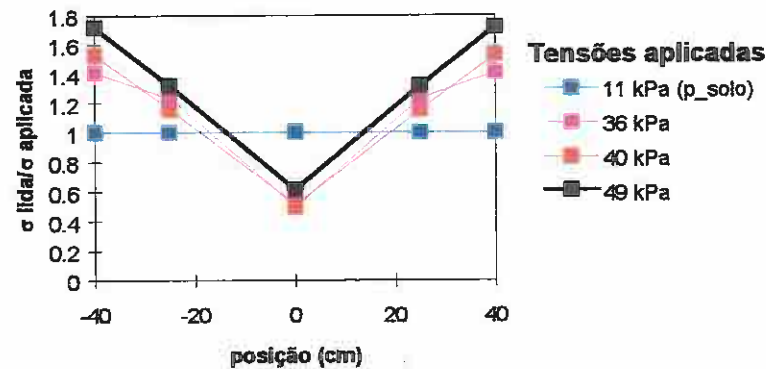


Figura 4.23b - Relação entre as tensões lidas no ensaio 6 e no ensaio testemunho, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 2, 3 e 4, lidas no ensaio 6

Observa-se na figura 4.23b que, no ponto 2, ocorre uma redução de 0.6 em relação às do teste testemunho. Para os pontos 3 e 4, em relação ao teste testemunho, as tensões aumentaram em 1,4 e 1,7, respectivamente.

A relação entre as tensões lidas e atuantes nos pontos 5 e 6, para o ensaio 06, são apresentadas na figura 4.24a.

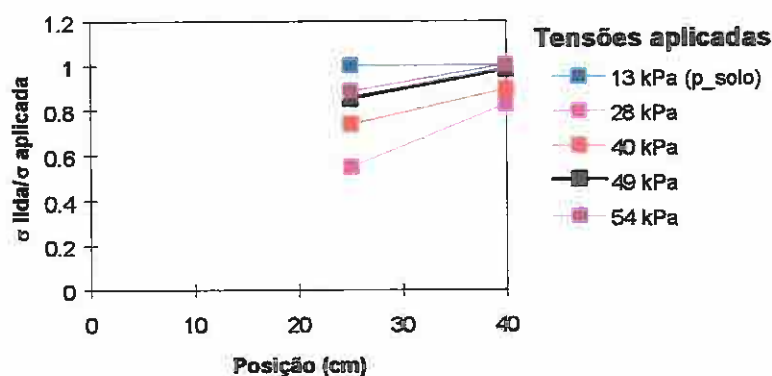


Figura 4.24a - Relação entre as tensões lidas e aplicadas adjacentes ao conduto, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 5 e 6, lidas no ensaio 6.

A manta de geotêxtil localizada sob o plano da *linha d'agua* contribui para reduzir as tensões no ponto 5 em 0.75. Entretanto, para o ponto 6, estas modificações não são significativas, em relação as tensões aplicadas neste ensaio, para o último estágio de carregamento.

A figura 4.24b apresenta a comparação entre as tensões lidas no ensaio 06 e as lidas no ensaio testemunho no plano da *linha d'agua*.

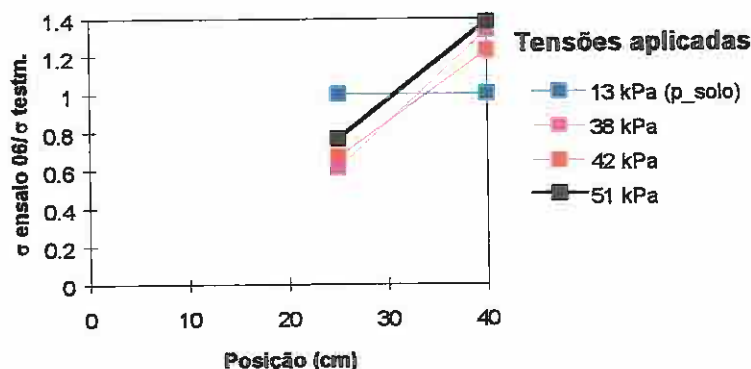


Figura 4.24b - Relação entre as tensões lidas no ensaio 6 e no teste testemunho, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 5 e 6, lidas no ensaio 6

Pode-se verificar na figura 4.24b, em relação ao ensaio testemunho, que as tensões lidas no ensaio 6 para os pontos 5 e 6 foram de 0,75 e 1,4, respectivamente.

A figura 4.25 apresenta a influência deste arranjo sobre o padrão de deslocamento do conduto. Observa-se neste caso que as maiores deformações ocorreram ao longo do plano horizontal pela *linha d'agua*.

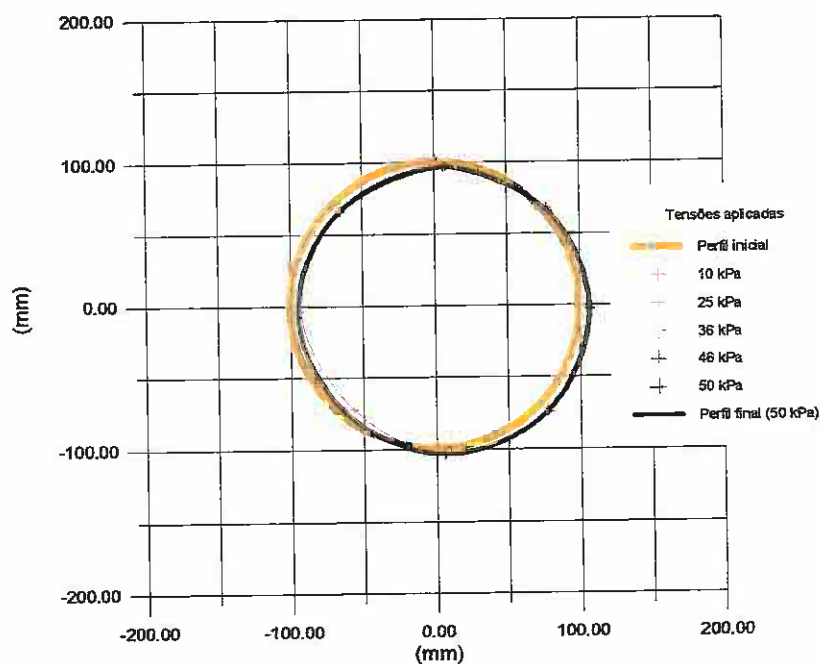


Figura 4.25 - Deslocamentos do conduto, lidos no ensaio 6

Este tipo de deslocamento certamente deve-se ao engastamento da manta de geotêxtil. Esta, pelo fato de envolver a estrutura, possivelmente impede os deslocamentos ao longo do eixo vertical. Os deslocamentos apresentados pôr este arranjo foram os menores, quando comparados aos outros arranjos, não ultrapassando a 4% (<7.5 mm).

4.2.7 - ENSAIO 07

Este ensaio pode ser entendido como uma combinação dos ensaios 2, 3 e 6 e foi selecionado devido ao bom desempenho dos sistemas observados nestes ensaios. O arranjo do teste esta apresentado na figura 4.26.

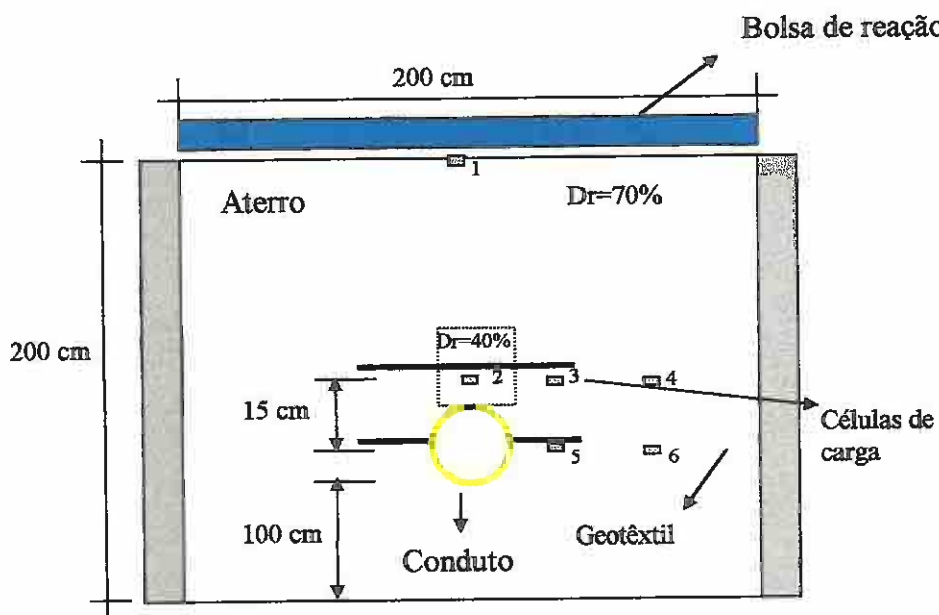


Figura 4.26 - Croqui esquemático do ensaio 7

A figura 4.27a mostra a relação das tensões lidas e aplicadas nos pontos 2, 3 e 4 situados sobre o conduto.

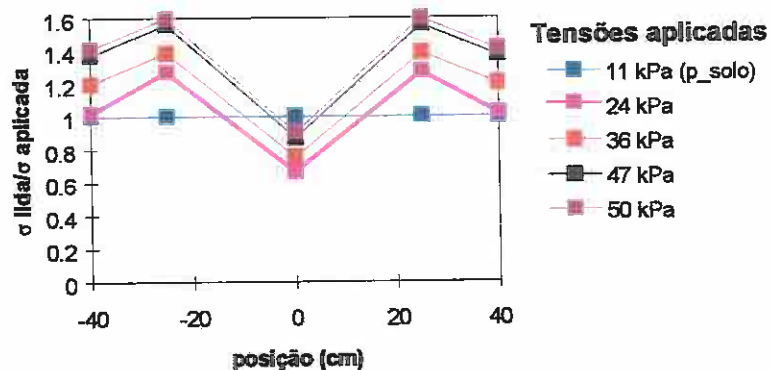


Figura 4.27a – Relação entre as tensões lidas e aplicadas sobre o conduto, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 2, 3 e 4, lidas no ensaio 7.

No ponto 2 houve um decréscimo de 0,9 das tensões aplicadas, considerando o último estágio de carregamento. Entretanto, para os pontos 3 e 4 o acréscimo de tensões foi da ordem de 1,5 das tensões aplicadas.

A comparação entre as tensões lidas no ensaio 7 e as tensões lidas no ensaio testemunho são apresentadas na figura 4.27b.

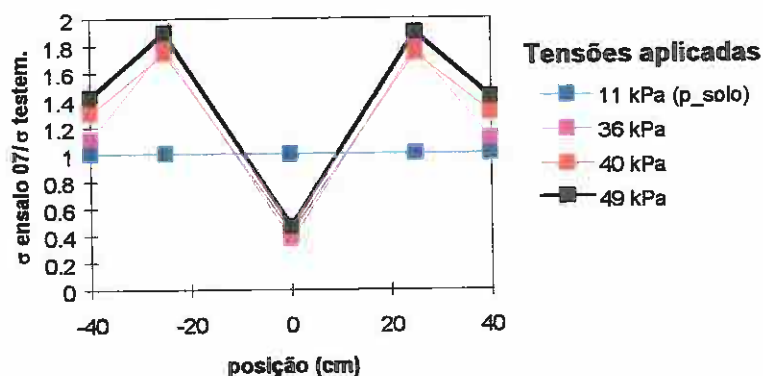


Figura 4.27b - Relação entre as tensões lidas no ensaio 7 e no ensaio testemunho, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 2, 3 e 4, lidas no ensaio 7

Pode-se observar que neste ensaio as tensões no ponto 2 foram cerca de 0,4 vezes menores que as tensões do ensaio testemunho e que o maior acréscimo de tensões ocorreu no ponto 3 que atingiu cerca de 1,9 vezes as tensões do ensaio testemunho.

As figuras 4.28a e 4.28b mostram a comparação entre as tensões lidas no ensaio 7 com as tensões aplicadas neste ensaio e com as tensões lidas no ensaio testemunho, para os pontos 5 e 6, adjacentes ao conduto, para as diversas etapas de carregamento.

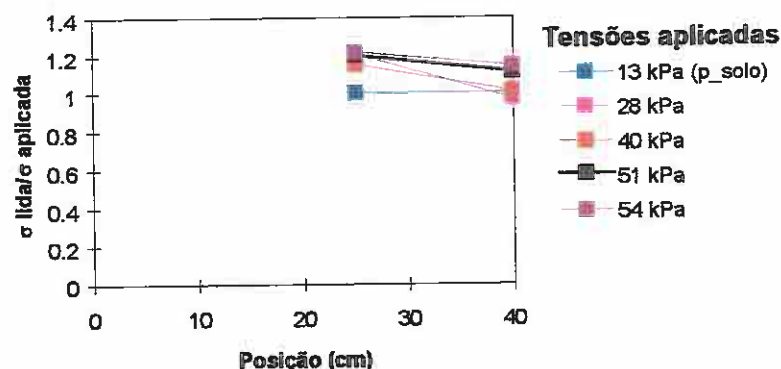


Figura 4.28a – Relação entre as tensões lidas e aplicadas adjacentes ao conduto, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 5 e 6, lidas no ensaio 7.

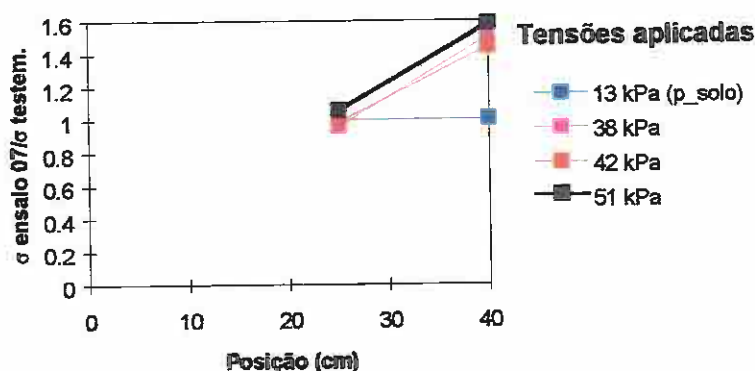


Figura 4.28b – Relação entre as tensões lidas no ensaio 07 e no ensaio testemunho, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 5 e 6, lidas no ensaio 7.

Em relação as tensões aplicadas no ensaio 7, tanto para o ponto 5 quanto para o 6 as tensões foram da ordem de 1.2. As alterações mais significativas, em relação ao ensaio testemunho, ocorreram no ponto 6, onde as tensões foram 1.6 vezes maiores do que as daquele ensaio.

O padrão de deslocamento do conduto é apresentado na figura 4.29.

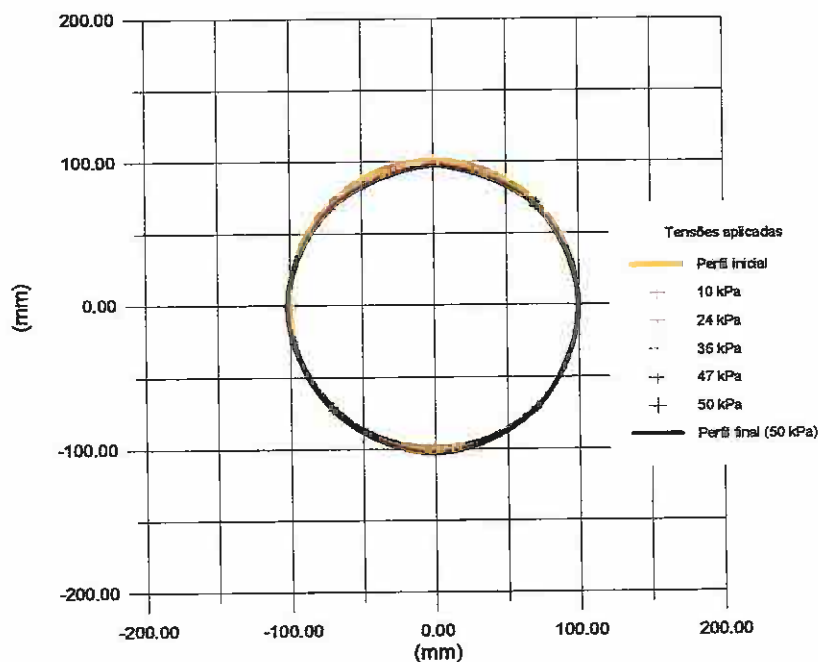


Figura 4.29 - Deslocamento do conduto, lidos no ensaio 7.

Os dados mostram que esta combinação de ensaio conduziu a valores extremamente semelhantes de deslocamento do conduto. Os deslocamentos se mantiveram inferiores a 2% (<4 mm). Isso certamente deve-se a melhor distribuição dos esforços sobre e adjacente ao conduto.

4.2.8 - ENSAIO 08

Devido avarias apresentadas pela célula de carga nº 2, no ensaio 3, não pode-se medir as tensões no ponto 2, dificultando, desta forma a análise do desempenho da configuração do ensaio 3. De modo a complementar os dados referentes ao ensaio 3 e a avaliar a repetitividade do sistema, procurou-se através do ensaio 8, que é uma repetição do ensaio 3, avaliar o comportamento efetivo de uma manta de geotêxtil (de 60 cm de largura e 300 cm de comprimento) disposta a 10 cm do topo do conduto.

Devido a avarias apresentadas pela célula de carga nº 3 não foi possível obter as tensões neste ponto.

A figura 4.30a e 4.30b apresentam, como nos outros ensaios, a relação entre as tensões lidas no ensaio 08 com as aplicadas neste ensaio e com as tensões lidas no ensaio testemunho, para os pontos 2 e 4, situados no plano horizontal à 5 cm do topo do conduto.

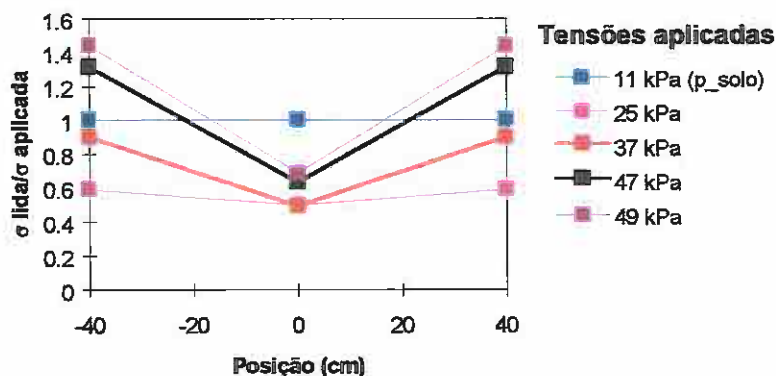


Figura 4.30a – Relação entre as tensões lidas e aplicadas sobre o conduto, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 2 e 4, lidas no ensaio 8.

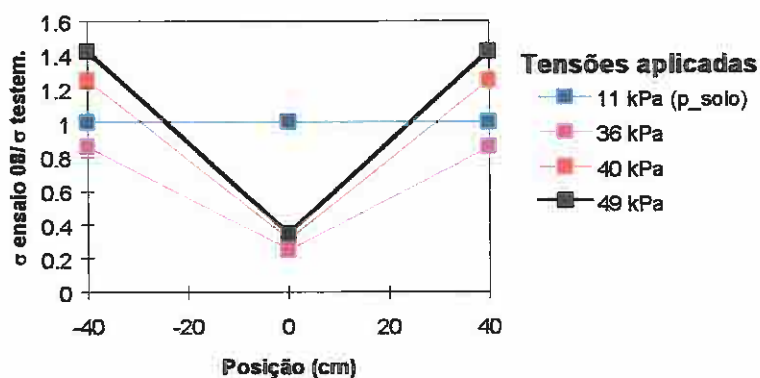


Figura 4.30b - Relação entre as tensões lidas no ensaio 8 e no ensaio testemunho, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 2, 3 e 4, lidas no ensaio 8

Como pode ser observado nestas figuras as tensões reduziram no ponto 2, em 0,7 quando comparadas as tensões aplicadas no ensaio 8, e em cerca de 0,3 vezes quando comparadas ao ensaio testemunho. Para o ponto 4 as tensões foram cerca de 1,4 vezes maiores que as tensões aplicadas nos ensaios 8 e no ensaio testemunho.

Devido a problemas nas leituras não se tem medidas no ponto 2 para o ensaio 3, dificultando desta forma, a análise da repetitividade dos ensaios. Todavia, no ponto 2, considerando que todos os arranjos conduziram a uma redução destas tensões verticais superior a 0,7, quando comparada ao ensaio testemunho, pode-se fazer uma extrapolação bastante segura da representatividade dos dados, neste ponto.

São apresentadas nas figuras 4.31a e 4.31b a comparação entre as tensões lidas no ensaio 8 com as tensões aplicadas neste ensaio e com as tensões lidas no ensaio testemunho, para os pontos 5 e 6, situados sobre o plano horizontal ao longo da *linha d'agua* e distantes 25 e 40 cm do eixo de referência vertical.

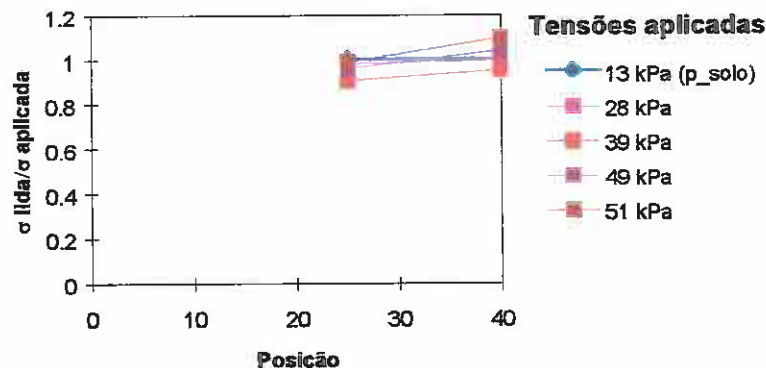


Figura 4.31a – Relação entre as tensões lidas e aplicadas adjacentes ao conduto, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 5 e 6, lidas no ensaio 8.

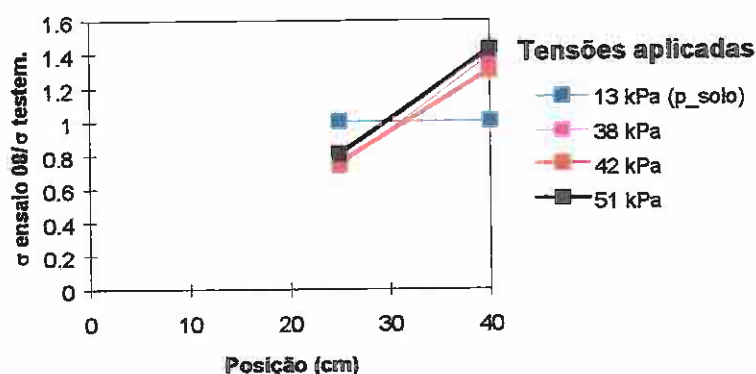


Figura 4.31b – Relação entre as tensões lidas no ensaio 8 e no ensaio testemunho, ao longo de um plano horizontal passando pelas células 5 e 6, lidas no ensaio 8.

Como pôde ser observado na figura 4.31a o nível de tensões nos pontos 5 e 6 não sofreu mudanças significativas, em relação àquelas aplicadas nestes pontos. Entretanto, quando comparadas as tensões lidas no ensaio testemunho, as tensões no ponto 5 reduziram em cerca de 0,8 vezes e no ponto 6 aumentaram em cerca de 1,4 vezes, como pode ser visto na figura 4.31b.

A figura 4.32 apresenta os deslocamento lidos no teste 8. Verifica-se uma grande similaridade entre os ensaios 3 e 7, o que, mais uma vez, confirma a boa repetitividade dos testes. Neste ensaio os deslocamentos foram inferiores a 3,5% (<7.0 mm).

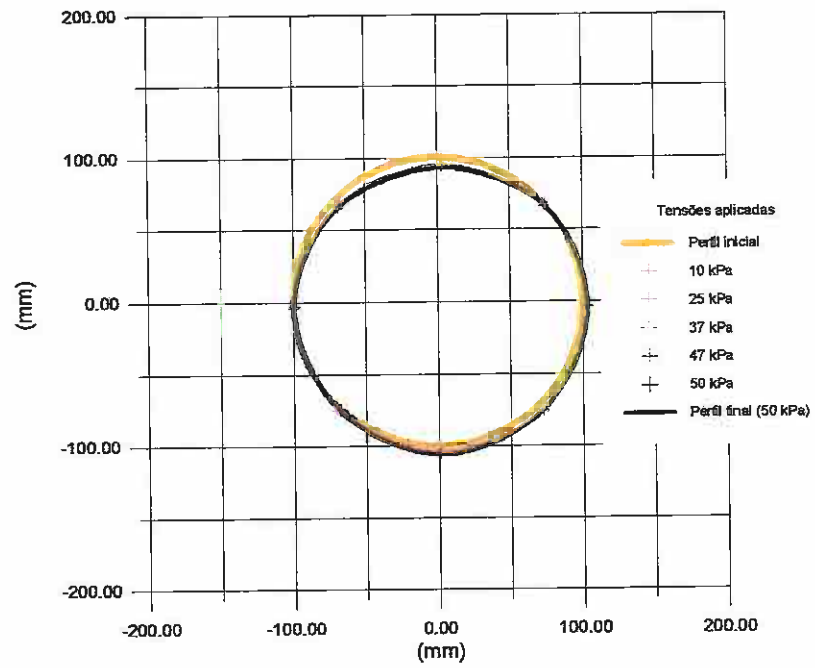


Figura 4.32 - Deslocamento do conduto, lidos no ensaio 8.

4.2.9 - TENSÕES NO PONTO 01

Foram medidas as tensões atuantes no ponto 01 (situado a 25 cm acima do conduto) para os três primeiros ensaios. O principal objetivo desta leitura foi verificar o nível de tensões logo acima do geotêxtil. A figura 4.33 apresenta as tensões neste ponto.

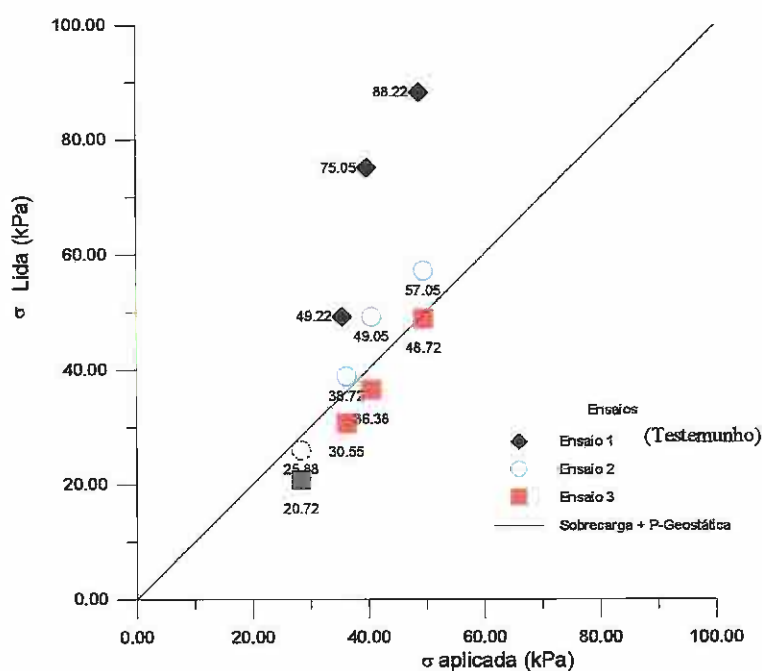


Figura 4.33 - Tensões atuantes no ponto 1, para os ensaios testemunho, 2 e 3

Pode-se verificar uma redução de tensões não somente imediatamente acima do conduto como também em regiões a 25 cm acima do conduto, estas reduções são superiores a 38%, atingindo 44% para o último estágio de carregamento.

4.2.10 - OS EFEITOS DA INCLUSÃO

De modo a determinar os efeitos da inclusão no solo foram realizados uma série de 12 (doze) ensaios triaxiais do tipo CD (consolidado/drenado) com σ_3 igual a (50, 100 e 150 kPa). As amostras foram preparadas com um densidade relativa de

70% e $D_r = 40\%$. Os resultados dos ensaios revelaram que para uma $D_r = 70\%$ a equação de resistência é $\tau = 26 + \sigma \text{tg}40^\circ$ kPa e para uma $D_r = 40\%$, $\tau = 27 + \sigma \text{tg}38^\circ$ kPa. Para o solo com $D_r = 70\%$ e 1 (uma) inclusão de geotêxtil disposta a meia altura do corpo de prova obteve-se uma equação de resistência de $\tau = 33 + \sigma \text{tg}40^\circ$ e com $D_r = 70\%$ e 2 (duas) inclusões, $\tau = 53 + \sigma \text{tg}36^\circ$, vide Figuras 4.34, 4.35, 4.36, 4.37.

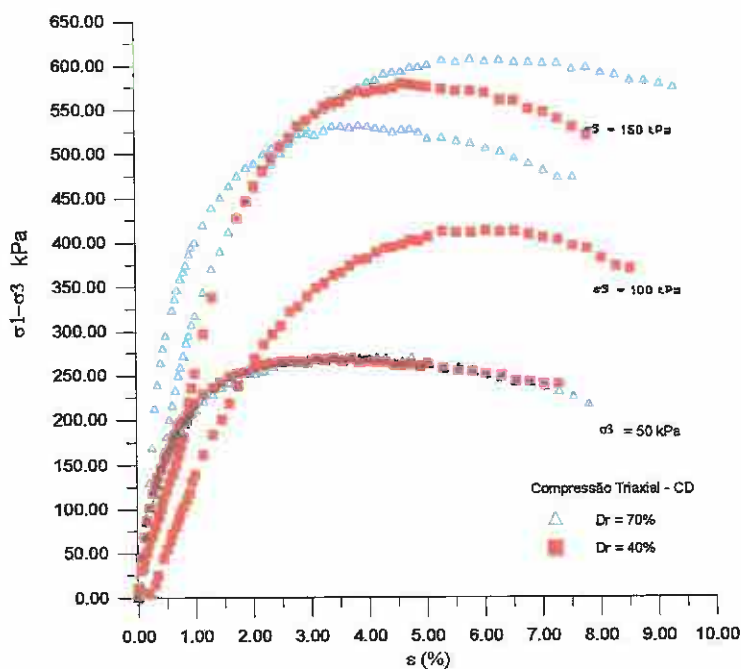


Figura 4.34 - Curvas tensão x deformação para densidades de 40 e 70%.

Dos resultados dos ensaios triaxiais pode-se determinar os valores do módulo de elasticidade tangente inicial E_i , que atingiram os seguintes valores: $D_r=70\%$, $E_i = 50000$ kPa e $D_r=40\%$, 20000 kPa. Isso revela comportamentos distintos para as duas amostras, ou seja, apesar de apresentarem praticamente a mesma resistência, a amostra com $D_r = 70\%$ é mais rígida.

A figura 4.35 procura comparar os valores obtidos dos ensaios executados com e sem a inclusão de geotêxtil. Pode-se observar que a resistência ao cisalhamento do solo com geotêxtil é um pouco maior do que a do solo sem reforço. Além disso, as deformações apresentadas na ruptura, para o solo com reforço, são maiores.

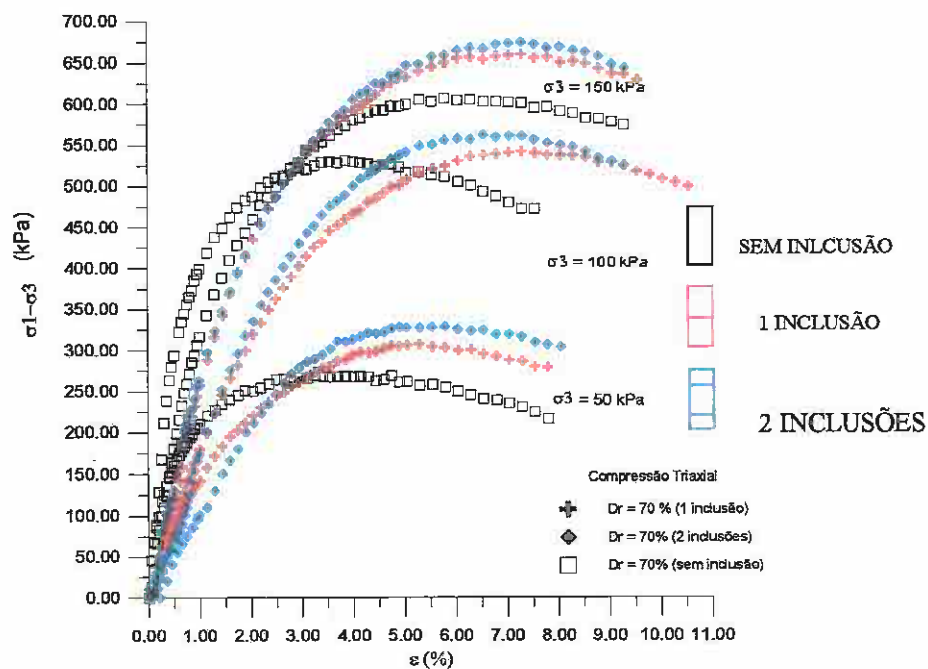


Figura 4.35 - Curvas de resistência comparativa do solo com e sem geotêxtil para a $D_r=70\%$.

Todas as amostras, independente de serem reforçadas ou não, apresentaram, no trecho inicial da curva de $\Delta_v/V \times \epsilon$, uma expansão volumétrica seguida de uma contração na fase de ruptura, vide figuras 4.36 e 4.37.

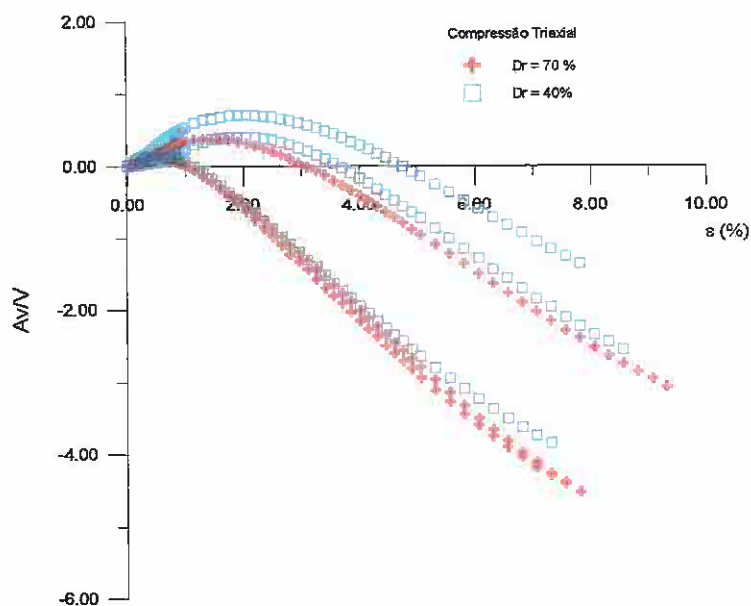


Figura 4.36 - Variação volumétrica das amostras de solo com $D_r = 40$ e 70% .

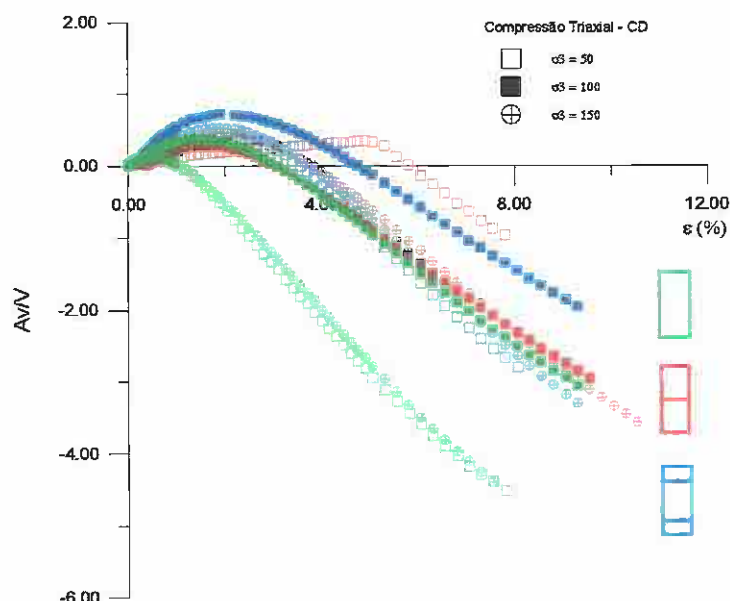


Figura 4.37 - Variação volumétrica comparativa do solo com e sem geotêxtil para $D_r = 70\%$

4.2.11 - PREVISÃO DA CARGA DE RUPTURA A PARTIR DA CURVA CARGA X DEFLEXÃO UTILIZANDO O MÉTODO GRÁFICO DE SOUTHWELL.

O método gráfico de Southwell SOUTHWELL (1932) foi concebido a fim de prever a carga de flambagem de pilares a partir do registro dos deslocamentos sofridos pela estrutura em um processo de carregamento. TEMPORAL et al. (1981) sugere o emprego deste método para prever a carga de ruptura em condutos enterrados a partir do registro de deflexões ou de momentos fletores observados durante a construção. As imperfeições iniciais do sistema, a proximidade dos valores de carga aplicada e os deslocamentos e momentos fletores medidos em relação aos valores de ruptura determinam a precisão do método. Quanto mais próximos estes valores se situarem das condições de ruptura e menor for as imperfeições iniciais do sistema, melhores serão as previsões feitas pelo método BUENO et al. (1991). Este método tem apresentado uma boa concordância entre os valores previstos e as

medidas em tubulações enterradas, como pode ser visto em VALSANGKAR et al. (1981), BUENO et al.(1991) TEMPORAL et al. (1981).

As Figuras 4.38, 4.39 e 4.40 apresentam as curvas de previsão e as suas respectivas equações para os ensaios realizados. Na Tabela 4.2, resumer-se os resultados obtidos pela aplicação do método. A descrição do método é apresentada no apêndice C.

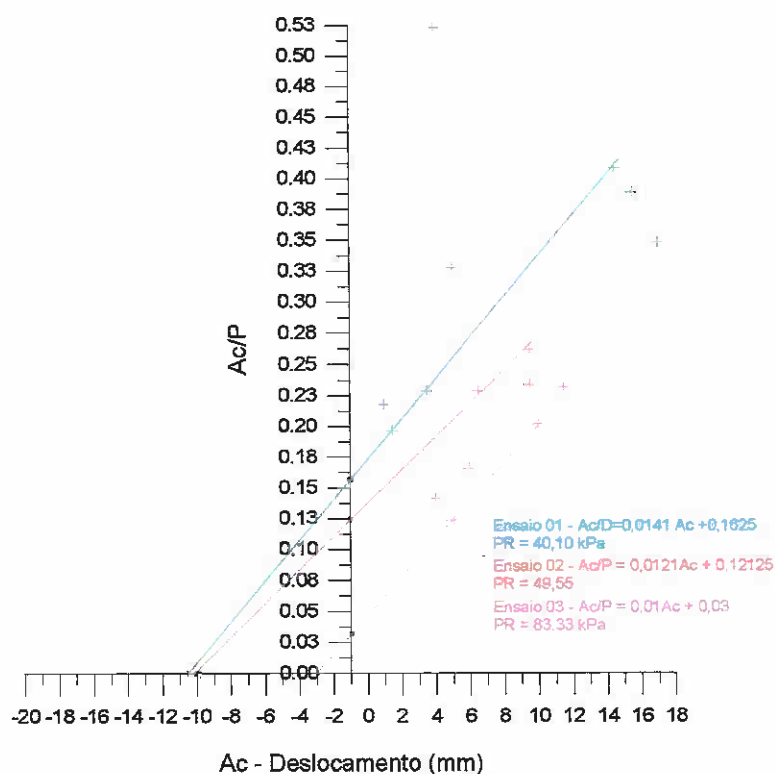


Figura 4.38 - Previsão da carga de ruptura pelo método de Southwell para os ensaios 1, 2 e 3.

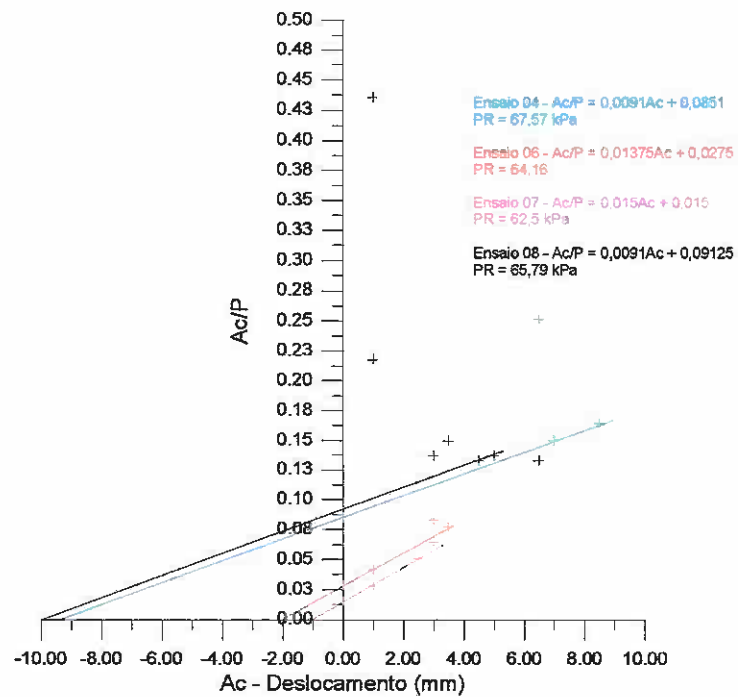


Figura 4.39 - Previsão da carga de ruptura pelo método de Southwell para os ensaios 4, 6, 7 e 8.

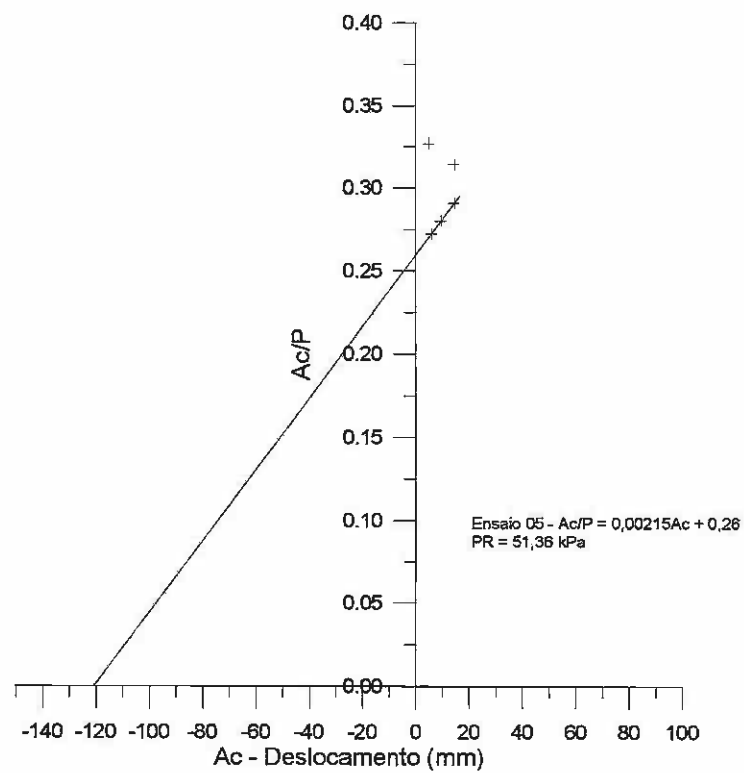


Figura 4.40 - Previsão da carga de ruptura pelo método de Southwell para o ensaio

5.

Tabela 4.2 - Resumo dos resultados obtidos pela aplicação do método

Tipo de solo	Ensaio	Equação	CARGA DE RUPTURA		*F D	**FA
			PR (kPa) Southwell	PR (kPa) Experimental		
Areia Compacta	01 (Testemunho)	$Ac/P=0,014Ac+0,1625$	40,10	39,87	1.01	
	21AC200	$Ac/P=0,012Ac+0,1213$	49,55	sem ruptura		1,24
	31AC60	$Ac/P=0,01Ac+0,03$	83,33	sem ruptura		2,07
	42AC200	$Ac/P=0,09Ac+0,085$	67,57	sem ruptura		1,69
	52AC60	$Ac/P=0,0022^Ac+0,26$	51,36	49,86	1.03	1,28
	61LD60	$Ac/P=0,0138Ac+0,0275$	64,46	sem ruptura		1,61
	72AC60LD60	$Ac/P=0,015Ac+0,015$	62,5	sem ruptura		1,56
	81AC60	$Ac/P=0,0091Ac+0,091$	65,79	sem ruptura		1,64

*FD - Fator de desvio = relação entre a carga de ruptura medida nos ensaios e a previsão teórica.

**FA - Fator de Acréscimo = Acréscimo na carga de ruptura prevista pelo método ao valor de ruptura do ensaio testemunho.

Observa-se que o valor da carga de ruptura prevista pelo método, para os ensaios 1 e 5, aproximou-se bastante da carga experimental lida nos ensaios, apresentando um fator de desvio de 1.01 e 1.03, respectivamente. Isto revela a boa concordância do método gráfico de Southwell.

O acréscimo na carga de ruptura, em relação ao ensaio testemunho, previsto pelo método gráfico de Southwell, atingiu 2.07 vezes o valor da carga de ruptura do ensaio testemunho. Pode-se verificar, que a inclusão da manta de geotêxtil aumenta o valor da carga de ruptura, seja qual for a configuração usada.

CAPÍTULO 05**DISCUSSÃO DOS RESULTADOS****5.0 - INTRODUÇÃO**

Neste capítulo apresentam-se as discussões dos resultados obtidos no programa experimental, introduzido no capítulo anterior. Para maior clareza, analisam-se as variações de tensões induzidas no solo envolvente, reforçado ou não, pela ação da sobrecarga, as deflexões do conduto e a carga última de flambagem da estrutura obtida pela aplicação do método gráfico de Southweell com base nas deflexões. O texto é sempre dirigido a uma análise comparativa entre o comportamento do solo com e sem inclusão do geotêxtil.

5.1 - TENSÕES ATUANTES NO SOLO ENVOLVENTE

A figura 5.1 mostra a relação entre as tensões lidas nos ensaios 2 a 8 e no ensaio testemunho, aplicadas no interior do maciço ao longo de um plano horizontal pelas células 2, 3 e 4, para o último estágio de carregamento. Para efeito de comparação apresenta-se, em tracejado, o valor da tensão geostática atuante em um plano horizontal pelo topo do conduto no maciço sem o conduto. São apresentadas também, nesta figura, as imagens espelho dos pontos 3 e 4, por se tratar de um sistema simétrico.

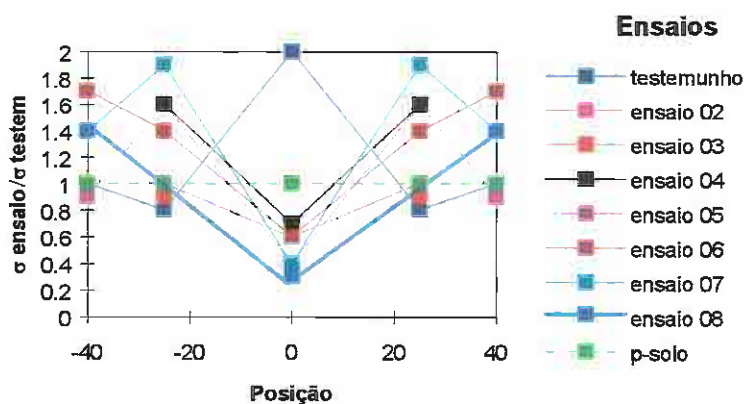


Figura 5.1 – Relação entre as tensões lidas nos ensaios 2 a 8 e no ensaio testemunho, em diferentes pontos, para a tensão aplicada de 50 kPa

A figura 5.2 apresenta a relação entre as tensões lidas nos ensaios 2 a 8 e no ensaio testemunho, sobre o plano horizontal ao longo dos pontos 5 e 6, considerando o último estágio de carregamento de 50 kPa.

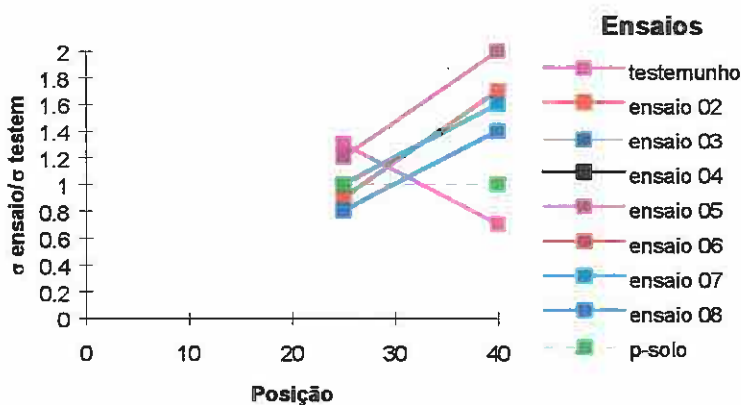


Figura 5.2 – Relação entre as tensões lidas nos ensaios 2 a 8 e no ensaio testemunho, em dois pontos adjacentes ao conduto, para a tensão aplicada de 50 kPa

Para se ter a ordem de grandeza das tensões medidas, induzidas pelas modificações estruturais impostas ao maciço pelo conduto e, em seguida, pelo conduto e inclusões, apresentam-se duas séries de dados na tabela 5.1. O primeiro deles refere-se à variação entre a tensão lida e aplicada em cada ensaio, correspondente ao último estágio de carregamento (50 kPa), que chega ao ponto de leitura. O segundo, à variação de tensão que ocorre entre um ensaio com inclusão e o teste testemunho.

Tabela 5.1 – Variações relativas das tensões lidas relacionadas a tensão teórica aplicada e comparadas ao ensaio testemunho

Ensaio	Ponto 01	Ponto 02	Ponto 03	Ponto 04	Ponto 05	Ponto 06
01 (Testemunho)	1,9	2,0	0,8	1,0	1,3	0,7
02 (21AC200)	1,2 / 0,6	0,9 / 0,4	1,4 / 1,6	0,9 / 0,9	1,1 / 0,9	1,3 / 1,7
03 (31AC60)	1,0 / 0,6		1,1 / 0,9		0,9 / 0,8	1,0 / 1,4
04 (42AC200)		1,2 / 0,7	1,3 / 1,6		1,2 / 1,0	1,2 / 1,6
05 (52AC60)		1,0 / 0,6	0,8 / 1,0		1,5 / 1,2	1,5 / 2,0
06 (61LC60)		1,2 / 0,6	1,1 / 1,4	1,6 / 1,7	0,8 / 0,8	1,0 / 1,4
07 (72AC60LC200)		0,9 / 0,4	1,5 / 1,9	1,4 / 1,4	1,2 / 1,0	1,2 / 1,6
08 (81AC60)		0,7 / 0,3		1,4 / 1,4	0,9 / 0,8	1,1 / 1,4

- Variação em relação ao ensaio testemunho.

5.2 - O SOLO SEM INCLUSÃO

No ensaio testemunho observa-se que as tensões registradas na célula 2, aumentaram em até 2,0 vezes em relação as tensões aplicadas, como apresentado na figura 5.1. Verifica-se, neste teste, que o conduto comportou-se como uma estrutura rígida, absorvendo grande parte da tensão aplicada. Este comportamento não foi atenuado como se esperava pelos recalque adicionais induzidos pela falsa trincheira.

A rigidez relativa solo - conduto, calculada segundo a proposta de Gumbel (Gumbel et al, 1982), esta apresentada no apêndice B. Esta previsão foi feita considerando um valor médio do módulo de elasticidade do solo, tomado entre os pontos da superfície do terreno e da *linha d'agua*. Segundo esta proposta, o conduto deveria ter um comportamento de uma estrutura flexível, pois a sua rigidez relativa foi

de 2834 e portanto $RR > 1000$. No entanto, o que se observou nos testes foi um comportamento oposto, de forte transferência de tensões do solo envolvente para o conduto, ou seja, comportamento de uma estrutura rígida. Dois fatores certamente contribuíram para se ter de fato o comportamento de estrutura rígida.

a) berço classe A. Nesta situação de berço, $1/3$ do perímetro da estrutura apoiava-se em um berço de concreto armado com forma geométrica que se ajustava perfeitamente às paredes do conduto. No cálculo da rigidez do sistema conduto - berço deve-se levar em conta este aspecto;

b) as operações de lançamento e compactação do solo pelo método da chuva de areia não impede que partículas de solo, lançadas a partir do sistema de pluviação, atingem o conduto, diminuindo a sua velocidade de queda e se depositando em um estado mais fofo nas proximidades da estrutura.

Estes dois efeitos conjugados agem em sentido oposto. Reduzindo o valor da rigidez relativa pelo aumento de rigidez do sistema conjugado berço - conduto e pela redução da rigidez do solo envolvente em vista da dificuldade construtiva de compactação em volta do conduto. No entanto, estes dois fatores estarão sempre presentes nas obras e, em razão disto, não se pretendeu em instante algum minimizar suas ações.

Desta forma, o conjunto solo - berço - conduto foi considerado um sistema de conduto rígido que absorve as tensões aplicadas pelo solo envolvente e pelas sobrecargas.

Devido ao comportamento rígido apresentado pelo conduto no sistema, maior parte da carga é direcionada a estrutura, aumentando as tensões em regiões próximas ao conduto, tanto sobre o conduto quanto na região dos prismas adjacentes, que neste caso, se caracterizou de uma maneira mais intensa para o ponto 5, próximo ao conduto. Uma menor parcela da carga é conduzida aos outros pontos, certamente pelo fato de estarem mais distantes do conduto.

5.3 - AS TENSÕES NO SOLO COM INCLUSÃO

O geotêxtil modifica os parâmetros de resistência do solo, apesar do ângulo de atrito não sofrer variações significativas, o solo reforçado apresenta um adicional coesivo que propicia um aumento da resistência à tração e da deformabilidade do solo. Isso pode ser verificado através da figura 4.35 do capítulo 4, que ainda revela que o aumento da densidade de mantas não conduz a melhores resultados.

Pode-se observar, em todos os ensaios realizados, que o geotêxtil modifica extremamente o estado de tensões no solo. Nos ensaios 2(21AC200), 4(42AC200) e 7(72AC60LC60) as regiões mais solicitadas passaram a ser as dos pontos 3 e 6. Esta completa inversão, deve estar associada aos esforços de tração e cisalhamento gerados no geotêxtil. Neste caso, parece que o geotêxtil nesta região, absorve parte do carregamento que provocaria a ruptura do conduto. Nota-se no ponto 2 que ocorre uma redução de tensões em todos os ensaios, atingindo um valor de 0,3 vezes as tensões lidas no ensaio testemunho, para o ensaio 8(81AC60). Isso indica que as tensões geradas no geotêxtil podem contribuir para minimizar e redistribuir os esforços acima e abaixo da manta, absorvendo parte da tensão gerada naquele ponto. Entretanto, a porcentagem de carga que é absorvida e os esforços de tração e cisalhamento gerados na manta são grandezas ainda desconhecidas.

Observa-se um comportamento semelhante, mas em menor escala, para o ponto 3, nos ensaios 5(52AC60) e 6(61LC60). De uma maneira geral, para os ensaios utilizando a inclusão do geotêxtil, o solo na região do ponto 5 não é tão solicitado quanto na região do ponto 6, distante 30 cm do conduto. Isto pode ser visto como um benefício, pois regiões próximas a estrutura são menos solicitadas.

Na região do ponto 5 não ocorre mudanças significativas das tensões, tanto comparadas ao ensaio testemunho quanto às tensões aplicadas nos ensaios. Entretanto, na região do ponto 6, as tensões lidas são sempre superiores as tensões

lidas no ensaio testemunho e atingem um valor máximo, no ensaio 5(52AC60), de 2,0 vezes as tensões lidas no ensaio testemunho.

Diminuindo a largura do geotêxtil sobre o conduto, ensaios 3(31AC60), 5(52AC60) e 8(81AC60) verifica-se um fenômeno semelhante ao apresentado pelos ensaios 2(21AC200), 4(42AC200), na região do prisma interno, ponto 2. Entretanto, este fenômeno parece ser mais intenso, pois o nível de tensão sobre o geotêxtil, no ponto 2, atinge a 0,3 vezes as tensões do ensaio testemunho, para o ensaio 8(81AC60). Certamente a interação solo-geotêxtil nesta região foi mais intensa. Observa-se, nos ensaios 3(31AC60), 5(52AC60) e 8(81AC60), que praticamente nenhuma tensão é conduzida aos prismas adjacentes, pontos 3 e 5. Esta baixa transferência de esforços para os prismas adjacentes pode ser traduzida em um efeito benéfico, considerando que esta região pode suportar um maior nível de tensão.

O aumento da densidade de mantas sobre o conduto, ensaios 4(42AC200) e 5(52AC200) parece diminuir a interação solo-geotêxtil no sistema modificado. Observa-se isso pelo aumento das tensões sobre a estrutura em 1,2 vezes as tensões aplicadas nestes ensaios. Um fato a se considerar é que o aumento do número de mantas deve minimizar os esforços gerados no geotêxtil, o que levaria a uma menor transferência de tensões, passando a manta a absorver menos carga do que àquelas dos arranjos anteriores e fazendo com que o solo seja mais solicitado.

O comportamento mostrado pelo ensaio 7 (72AC60LC60), que é uma combinação dos ensaios 3(31AC60) e 6(61LC60), ratifica o modelo de transferência proposto, ou seja, àquele que esforços de tração e cisalhamento são gerados no geotêxtil. No caso do arranjo 7 (72AC60LC60), os movimentos relativos entre os prismas podem ter sido minimizados devido as baixas deflexões apresentadas pelo conduto. Desta forma, este arranjo permite distinguir ainda mais o efeito da interação solo-geotêxtil. Pode-se verificar, de uma maneira geral, que o geotêxtil localizado acima do ponto 2 parece absorver grande parte das tensões aplicadas, fazendo com

que as regiões onde a parcela de contribuição da interação solo-geotêxtil fosse menor, uma maior quantidade de tensão fosse absorvida pelo solo, nos pontos 3,4,5 e 6.

Pode-se verificar que o geotêxtil distribui as tensões sobre o sistema de uma maneira mais benéfica do que àquela do maciço sem a inclusão, isso certamente se deve pelo efeito da combinação de dois fenômenos bem característicos, os fenômenos promovidos pela *interação solo-geotêxtil* e o *arqueamento*. O efeito *da interação solo-geotêxtil* esta relacionado com as tensões de tração e cisalhamento geradas no geotêxtil, que agem reduzindo as tensões acima do geotêxtil, suportando parte das tensões e aumentando a resistência à tração do solo e o *arqueamento* é o fenômeno de distribuição de tensões no sistema e esta relacionado ao estado de elasto - plástico do solo. As parcelas de contribuição do efeito da *interação solo-geotextil* e do *arqueamento* são ainda desconhecidas, entretanto, como observado pelas análises feitas, a combinação destes fenômenos contribuem enormemente para reduzir os esforços sobre a estrutura.

5.2 - AS DEFLEXÕES

Foram medidas as deflexões do conduto utilizando 08 (oito) pontos de visada localizados no interior do conduto. A tabela 5.2 apresenta um quadro resumo das deflexões máximas atingidas nos ensaios e a previsão da deflexão utilizando a formulação teórica modificada de Spangler para condutos enterrados (Spangler, 1951).

O valor limite de deflexão máxima em condutos enterrados é difícil de ser quantificado com segurança devido uma série de fatores ligados às características de interação entre o solo e o conduto. (Young e Trott, 1984), por exemplo, consideram que deflexões superiores a 10 % são acompanhadas por sérios danos estruturais, entretanto outros autores (Spangler, 1951), (Banard, 1957), (Meyerhof e Fisher, 1963) consideram como deflexão limite apenas 5%. (Bueno, 1987) limita o valor a 4%. Neste trabalho usou-se o valor de 7,5% para a deflexão limite e de 30 % para o

colapso. Este são os valores encontrados no catálogo do fabricante do material usado na pesquisa.

Tabela 5.2 - Comparação entre as deflexões máximas atingidas nos ensaios e a prevista pelo método teórico.

ENSAIOS	DEFLEXÃO (mm)		*FD
	Experimental	Spangler (1951)	
01 (Testemunho)	23	3.01	7.65
02 (21AC200)	11.5	3.04	3.78
03 (31AC60)	10	3.04	3.29
04 (42AC200)	8.50	3.14	2.71
05 (52AC200)	16	3.05	5.24
06 (61LC60)	5.0	3.06	1.63
07 (72AC60LC60)	3.50	3.06	1.14
08 (81AC60)	6.50	3.01	2.16

*FD - Fator de desvio = razão entre a deflexão medida experimentalmente e a previsão teórica

Para deflexões menores do que 5 mm a previsão teórica se aproximou dos dados experimentais. Entretanto, a medida que as deflexões aumentam o F D (Fator de Desvio) cresce bastante, chegando a atingir 7,65. Deve-se ressaltar que o método de Spangler não considera a inclusão do geotêxtil para prever a deflexão limite.

Certamente a variação entre as deflexões previstas e medidas estão associada a fatores que coordenam o comportamento do sistema modificado solo - conduto - geotêxtil (Ks, Es, O fator de berço_FB, a razão de recalque, o coeficiente de deformação lenta DL), O tipo de berço, o *arqueamento*, o efeito da *interação solo-geotêxtil*, etc. É importante frisar que normalmente tem sido utilizado o método de Spanlger - modificado (Spangler, 1951) para a previsão da deflexão limite.

No ensaio 01 (testemunho), as cargas sobre a estrutura foram maiores do que aquelas atuantes nos ensaios com a inclusão de geotêxtil, fazendo com que o conduto sofresse deflexões na ordem de 12,5%, atingindo, para o último estágio de

carregamento (50 kPa) a ruptura de dobradiça ou de flambagem localizada na parte inferior do conduto. Todos os outros ensaios apresentaram deflexões abaixo do limite de 7,5% do diâmetro.

5.3 - A CARGA DE RUPTURA

Através das deflexões pôde-se prever a carga de ruptura do conduto utilizando o método gráfico de (Southwell, 1932). A Tabela 4,2, do capítulo 4, apresenta um resumo da carga de ruptura prevista pelo método.

Para os ensaios que atingiram a ruptura, ensaios 01 (testemunho) e 5(52AC60), o (FD) calculado foi de 1,01 e 1,03, respectivamente. Estes valores indicam a adequabilidade do método utilizado para prever a carga de ruptura de flambagem, como mostrado por (Bueno, 1991).

Observando os valores apresentados na tabela 4.2, do capítulo 4, pôde-se observar que o geotêxtil auxilia no aumento da carga de ruptura do conduto. Isto certamente é devido ao fato de que a inclusão contribui para minimizar as deflexões da estrutura, através da *interação solo-geotêxtil*. A ação conjunta dos esforços de tração e cisalhamento, mobilizados na manta de geotêxtil devido a interação com o solo, parece promover em redução das tensões que agem sobre a estrutura o que consequentemente reduz as deflexões. Este aumento da carga de ruptura do conduto pode ser traduzido em uma redução na profundidade de cobertura ou em um aumento da capacidade de carga do sistema.

CAPÍTULO 06

CONCLUSÕES

Os dados experimentais deste programa de teste permitem concluir que:

a) as inclusões de geotêxtil modificam drasticamente as distribuições das tensões sobre condutos enterrados. Este comportamento ratifica o modelo de transferência de tensões suposto, Vide introdução, figura 01;

b) dentre as configurações testadas, no que se refere às tensões sobre a estrutura, aquela com uma inclusão curta ($L = 60$ cm), situada a 10 cm acima do topo do conduto foi a que forneceu os melhores resultados;

c) a inclusão de um número maior de mantas, tanto na lateral quanto sobre o conduto parece não conduzir a melhores resultados do que os apresentados pela configuração do teste 8, em relação aos esforços sobre a estrutura;

d) para o solo reforçado, com qualquer configuração, todos os valores de deflexão não ultrapassaram o valor limite $\delta/D < 7,5\%$;

e) Os arranjos dos testes 6 e 7, com inclusões situadas na altura da linha d'água, sob o aspecto de deslocamentos do conduto, foram os que apresentaram melhores resultados com $(\delta/D < 2,5\%)$;

f).O método gráfico de Southwell (Southwell, 1931) utilizado para prever a carga de ruptura do conduto apresentou uma boa concordância com a carga de ruptura experimental, com um $FD = 1.01$ (para o ensaio 01 (testemunho)). Utilizando este método nas outras configurações pôde-se verificar que geotêxtil aumenta a carga de ruptura prevista pelo método em até 1,64 vezes a carga de ruptura prevista para o ensaio testemunho.

Sugestões para trabalhos futuros

1) verificar o comportamento da interação conduto - geotêxtil em solos mais coesivos, variando o grau de compactação em diferentes regiões em torno do conduto;

2) testar outras gramaturas e outros tipos de geotêxtil (tecido e não-tecido);

3) modificar as condições do berço tornando-o mais compressível;

4) variar a altura de cobertura do aterro;

4) modificar o diâmetro e o tipo de conduto, possibilitando outros arranjos, de modo a permitir um melhor entendimento da contribuição do fenômeno do arqueamento;

5) verificar o desempenho do sistema modificado solo - conduto - geotêxtil para outros tipos de carregamento (excêntrico, dinâmico, etc);

6) observar o efeito da saturação do aterro e verificar a influências das pressões neutras desenvolvidas;

7) comparar os dados experimentais obtidos nos programas estabelecidos com programas numéricos, e;

8) verificar a utilização de uma falsa trincheira com materiais pré-fabricados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALLGOOD, J. R. (1971).** Structures in Soil Under High Loads. *Journal of the Geotech. Engineering*. ASCE, vol. 97, No. SM3, pp. 565-579.
- ALLGOOD, R. J.; TAKAHASHI, S. K. (1972).** Balanced desing and finite element analysis of culverts. *Highway Research Board*, HRR n.413, p.54-56.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1986).** *EB-05 - Tubo cerâmico para canalizações*. Rio de Janeiro
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1986).** *NBR 9793 - Tubos de concreto simples de seção circular para águas pluviais*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1990).** *MB - 3324 - Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos*.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1990).** *MB - 3388 - Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos*
- BACHER, A. E.; KIRKLAND, D. E. (1982)** California Department of Transportation Structural plate pipe culvert research: desing summary and implementation, *Transport Research Board*, Washington, vol. 1, 1008, pp. 89-94.
- BAKHT, B. (1981).** Soil-Steel Structure Response to Live Loads. *Journal geotechnical Engineering*, vol. 107, No. Gt6, pp. 779-797.
- BANG, S.; KIM, H. T. (1987).** Passive Lateral Earth Pressure Development Behind Rigid Walls. *Transportation Research Record*, pp. 63-67.
- BARENBERG, M. E. (1988).** Correlation of Pipeline Damage with Ground Motions. *Journal of Geotechnical Engineering*, v.114, N.6, p. 706-711.
- BARNARD, R. E. (1957)** Desing and deflection control of buried steel pipes supporting earth loads and live loads. *American Society of Testing Matferials*. In: 60th annual Meeting, New York, pp. 1233-1255.
- BAZANT, Z. (1974).** Underground conduits - an appraisal of modern researches (*Discussion*). New York, *Transactions A.S.C.E*, paper nº. 2337, pp.349-351.
- BINGER, W. V. (1974).** Underground conduits - an appraisal of modern researches (*Discussion*), New York, *Transactions A.S.C.E*, paper nº. 2337, pp.346-347.

BUENO, B. S. (1987). *The behaviour of thin walled pipes in trenches.* Leeds, Phd thesis-University of Leeds.

BUENO, B. S.; CARVALHO, C. A.; LOSS, Z. J. (1987). *Procedimentos alternativos para contenção de encontros,* Relatório Final de Pesquisa 40.4154/87-5, CNPq, 101p.

BUENO, B. S.; SILVA, C. H. C.; BARBOSA, P. S. A. (1991). *Previsão da carga de ruptura de condutos enterrados através da curva carga x deflexão de campo,* Lisboa, *Geotecnia*, vol.63, pp.27-38.

X **BUENO, B. S; COUSENS, T. W. (1991).** Twin Flexible Pipes in Trench. In: IX Panamerican Conference. p.1351-1362.

X **BULSON, P. S. (1985).** *Buried structures: static and dynamic strength,* London, Chapman and Hall, 230p.

BURGHIGNOLI, A. (1981). Soil Interaction in Buried Structures. Estocolmo. In: X ICSMFE, v.01, p.69-74.

X **BURNS, J. Q.; RICHARD, R. M. (1964).** Attenuation of stresses for buried Cylinders. In: proc Symp. on soil-struc.Intern, University of Arizona, pp. 378-392. *Apud* KRIZEK et al. (1971).

CHARLES et al. (1985). Uplift Force-Displacement Response of Buried Pipe. *Journal of Geotechnical Engineering*, v.111, v.9, p. 1061-1076.

CHARLES, W. W. (1994). Discussion of "Uplift Resistance of buried Pipelines in Sand". *Soils and Foundation*, v.34, N.2, p.41-48.

CHRISTENSEN, N. H. (1967). Rigid Pipes in Symmetrical and Unsymmetrical Trenches. *Geoteknisk Institut - The Danish Geotechnical Institute*, Copenhagen, Bulletin No. 24, 28 pp.

CHRISTENSEN, N. H. (1979). Rigid Pipes in Symmetrical and Unsymmetrical Trenches. *Geoteknisk Institut, the Danish Geotechnical Institute*, Bulletin nº 24, Copenhagen.

COOLING, L. F; SKENPTON, A. W. (1942). *J. Inst. Civ. Eng*, vol. 17, pp. 251. *Apud* BULSON (1985).

DANIEL et al. (1989). Polyethylene Pipe Under High Fill. *Transportation Research Record*, p.88-95.

DAS, B. M.; KHING, K. H. (1994). Foundation on Layered Soil with Geogrid Reinforcement-Effect of a Void. *Geotextiles and Geomembranes*, v.13, p.545-553.

- DAS, B. M.; SEELEY, G. R. (1975).** Breakout Resistance of Shallow Horizontal Anchors. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, v.109, N.GT9, pp. 999-1003 Sept., *Apud* DAVIS.
- DICKIN, E. A. (1985).** Discussion of "Uplift Force-Displacement Response of Buried Pipe". *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 111, N.09, p.362-363.
- DICKIN, E. A. (1994).** Uplift Resistance of buried Pipelines in Sand. *Soils and Foundation*, v.34, N.02, p.41-48.
- DIMAGGIO, J. A; CRIBBS, M. M. (1996).** The Role of Geosynthetics on U.S.A Highways. *Geotextiles and Geomembranes*, v.14, p. 243-251.
- ENGLISH, R. J.; SCHOFIELD, A. (1974).** A technique of inspection and testing thin-walled buried structures. *Geotechnique*, London, vol.24, n^o. 01, pp. 37-42.
- FELD, J. F. (1974).** Underground conduits - an appraisal of modern researches (*Discussion*). New York, *Transactions A.S.C.E*, paper n^o. 2337, pp.347-349.
- FLORES-BERRONES, R.; O'ROURKE, M. (1994).** Seismic Effects on Pipelines due to Ground Deformations. In: XIII ICSMFE/XIII CIMSTF, New Deli, India, p. 1641-1647.
- FORRESTAL, M. J; HERRMANN, G. (1965).** Buckling of long Cylindrical Shell Surrounded by an Elastic Medium. *Inter.J.of solids and Structures*, v.I, N.3, p.297-309.
- GABRIEL, L. H; BLOWER, H. E. (1987).** Performance of Thin-Wall Concrete Pipe. *Transportation Research Record*, p.21-30.
- GETZLER, Z.; KOMORNIK, A.; MAZURIK, A. (1968).** Model Study on Arching Above Buried Structures. *Journal of the soil mechanics and foundations Division*, vol. 94, No. SM5, pp. 1123-1140.
- 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: *Proceedingss Europepe, Bastle*.
- HANDY, R. L. (1985).** The Arch in Soil Arching. *Journal of Geotechnical Engineering*, v.111, N.3, p.302-318.
- HAVENS et al. (1995).** Longitudinal Strenght and Stiffness of Corrugated Steel Pipe. *Transportation Research Record*, p.01-09.

HENDRON, A. J; DAVINSON, M. T. (1964). Static and dynamic Constrained Moduli of Trenchman flat soil. In: Proc.Symp.on soil-structure Interaction, University of Arizona, Tucson. Apud BULSON (1985).

HETENHY, M. (1960). Beams on Elastic Foundation. *University of Mich. Press.* Apud KRIZEK et al. (1971).

HMADI, K. E.; O'ROURKE, M. J. (1988). Soil Springs for Buried Pipeline Axial Motion. *Journal of geotechnical Engineering*, v.114, N.11, p.1335-1339.

HSU, T. (1993). Rate Effect on Lateral Soil Restraint of Pipeline. *Soils and Foudation*, v.33, N.4, p.159-169.

HUANG, C.; TATSUOKA, F. (1990). Bearing Capacity of Reinforced Horizontal Sandy Ground. *Geotextiles and Geomembranes*, v.9, p.51-82.

JANSEN, H. A. (1896). Versuche uber Getreidedruck in Silozellen. *Z.ver.Deut.Ingr*, v.39, p.1045 (Partial English Transportation in proceedings of the institute of Civil Engineers, London, England, pp. 553). Apud BULSON (1985).

JESTER, G. E. (1970). An experimental Investigation of Soil-Structure interaction in a coesive soil. *U.S. Army Waterways Experiments Station*, tech. Rep. No. 70-7. Apud BULSON (1985).

JONH, C. P; HARRY, H. U. (1989). Heavy-Load traffic Test for Minimum pipe cover. *Transportation Research Record*, p.56-69.

KARADI, G. M. (1971). Structural Analysis of buried flexible Structures. In: European Countries, Department of Mechanics, Apendix K-practices, University of Wisconsin, Milwaukee, wis.

KATONA, M. G. (1990). Minimum Cover Heights for Corrugated Plastic Pipe Under Vehicle Loading. *Transportation Research Record*, p.127-135.

KELLEY, E. F. (1974). Underground conduits - an appraisal of modern researches (*Discussion*). New York, *Transactions A.S.C.E*, paper n^o. 2337, pp.364-365.

KELLOGG, C. G. (1985). The Arch in Soil Arching. *A.S.C.E, (discussion)*, vol. 111, No.3, paper 19547.

KELLOGG, C. G. (1993). Vertical Earth Loads on buried Engineering Works. *Journal of Geotechnical Engineering*, v.119, N.03, p.487-506.

X **KENNEDY, J. B.; LABA, J. T. (1989).** Suggested Improvements in Designing Soil-Steel Structures. *Transportation Research Record*, p.96-104.

KJARTANSON, B. H.; LOHNES, R. A.; KLAIBER, F. W.; MCCURNIN, B. T. (1995). Full-Scale Field Test of Uplift Resistance of Corrugated Metal pipe Culvert. *Transportation Research Record*, p.74-82

KOUTSABELOULIS, N. K.; GRIFFITHS, D. V. (1989). Numerical modeling of trapdoor problem. *Géotechnique*, v.39, N.1, p.77-89.

KRIZEK, R. J.; PARMELEE, R. A.; KAY, J. N.; ELNAGAAR, H. H. (1971). *Structural analysis and desing of pipe culverts*. washington D.C, H.R.B, National Cooperative of Highway Research Project, REPORT 116, p.115.

LIEDBERG, N. S. D. (1994). Reduction of Vertical Stresses on Rigid Pipes by the Use of Soft Inclusions Under the Invert. In: XIII ICSMFE, New Delhi, India, pp. 579-582.

LINSLEY, R. K; FRANKINI, J. B. (1978). *Engenharia de Recursos Hídricos*. São Paulo, Ed. USP, McgrawHill do Brasil.

LITEHISER et al. (1987). Wave-Induced Axial Strain of buried Pipes. In: VIII CPMSIF-PCSMFE, Cartagena, Colombia, p.113-124.

LOHNES, R. A.; KLAIBER, F. W; AUSTIN, T. A. (1995). Uplift Failures of Corrugated Metal Pipe. *Transportation Research Record*, p.68-73.

LUSCHER, U. (1966). Buckling of Soil-Surrounded tubes. *J.Soil.Mech.Found.Div*, 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 Airforce Base*, Report RTD-63-3109.

✗ **MACHADO, S. L.; BUENO, B. S.; VILAR, O. M. (1996).** Análise numérica do método de trincheira induzida de condutos enterrados em aterros rodoviários. In: 30ª Reunião Anual de Pavimentação, Salvador, p.26.

MARQUES, G. L. O. (1994). *Uso de geossintético em muros de cotenção de pequeno porte*. Tese de mestrado, Viçosa DEC/UFV.

MARSTON, A. (1930). *The theory of external loads on closed conduits in the light of the latest experiments*. Iowa Engineering Experimental Station, Ames, Bull. 96, p.36.

MARSTON, A. (1974). Underground conduits - an appraisal of modern researches (*Discussion*). New York, *Transactions A.S.C.E*, paper nº. 2337, pp.351-354.

MATYAS, E. L.; DAVIS, J. B. (1983). Prediction of Vertical Earth Loads on Rigid Pipes. *Journal of Geotechnical Engineering*, v.109, N.2, p.190-200.

MATYAS, E. L.; DAVIS, J. B. (1983). Experimental Study of Earth Loads on Rigid Pipes. *Journal of geotechnical Engineering*, v.109, N.2, p.202-209.

MCGRATH, T. J.; ERNEST, T. S. (1994). Backfill Placement Methods Lead to Flexible Pipe Distortion. *Transportation Research Record*, No. 1431, pp. 27-32.

MCKELVEY III, J. A. (1994). The Anatomy of Soil Arching. *Geotextiles and Geomembranes*, v.13, p.317-329.

MEYERHOF, G. G.; ADAMS, J. I. (1968). The Ultimate Uplift Capacity of Foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 05, No. 04, Nov, pp. 225-244. Apud DAVIS (1983).

MEYERHOF, G. G.; FISHER, C. L. (1963). Composite design of underground steel structures. *Engineering Journal*, v.46, n.9, p.36-41.

MINDLIN, R. D. (1939). Stress distribution around a tunnel. *proceed.ASCE*. Abri.619. Apud BULSON (1985).

MINDLIN, R. D. (1940). Stress Distribution Around a tunnel. *Trans.ASCE*, vol. 105, pp. 1177-1153. Apud BULSON (1985).

MOLIN, J (1971). Calculation principles for Underground Plastic pipes, VAVP16, *Swedish water and Sewage e works Assoc*, Stockholm. Apud YOUNG E TROTT (1984).

MOORE, C. A; DONALSON, C. F. (1990). Measuring Strains in buried Flexible Pipes. *Geotechnical Testing Journal*, v.13, N.03, p.208-214.

MOORE, D. I. (1988). Elastic Buckling of Buried Flexible Tubes-Review of Theory and Experiment. *Journal of Geotechnical Engineering*, v.115, N.03, p.340-358.

MOORE, I. D. (1987). The Elastic stability of shallow buried tubes. *Géotechnique*, v.37, N.02, p.151-161.

MOORE, I. D. (1995). Three-Dimensional Response of Deeply Buried Profile Polyethylene Pipe. *Transportation Research Record*, p.49-58.

MOORE, I. D.; BRACHMAN, R. W. (1994). Three-Dimensional Analysis of Flexible Circular Culverts. *Journal of Geotechnical Engineering*, v.120, N.10, p.1829-1844.

MOORE, N. D; SELIG, E. T.; HAGGAG, A. (1988). Elastic Buckling Strength of Buried Flexible Culverts. *Transportation Research Record*, p.57-64.

- MORAN.; PROCTOR.; MUESER.; RUTLEDGE. (1962).** Evaluation of methods for determining Earth Loads on Buried Concrete Pipe. *Amer. Concrete Pipe Assn. Apud KRIZEK et al. (1971).*
- MURFF et al. (1989).** Pipe penetration in cohesive soil. *Géotechnique*, v.39, N.02, p.213-239.
- NIELSON, F. D. (1972).** Experimental studies in soil-structure interaction. Washington D.C *Highway Research Board*, HRR 41.
- NIELSON, F. D.(1967).** Soil Structure Arching Analysis of buried flexible Structures. *Hwy.Res.Record*, N.185, p.36-50.
- OKEAGU, B.; ABDEL-SAYED, G. (1984).** Coefficients of Soil Reaction for Buried Flexible Conduits. *Journal of Geotechnical Engineering*, v.110, N.07, p.908-922.
- ONO, J.; YAMADA, M. (1993).** Analyses of the arching action in granular mass. Japan, *Géotechnique*, vol 43, n^o 01, pp 105-120.
- PORSVIG, M. (1994).** Design of Buried Pipelines in Deforming Grounds. in: XIII ICSMFE/XIII CIMSTF, New Delhi, p.117-118.
- RAJANI, B.; ZHAN, C.; KURAOKA, S. (1995).** Pipe-Soil interaction analysis of jointed water mains. *Can.Geotech*, v.33, p.393-404.
- ROGERS, C. D. F. (1987).**The influence of Surrounding Soil on Flexible Pipe Performance. *Transportation Research Record*, p.1-11.
- ROGERS, C. D. F. (1988).** Some Observations on Flexible Pipe Response to Load. *Transportation Research Record*, p.1-11.
- ROGERS, C. D. F; CHAPMAN, D. N. (1995).** Ground Movements Caused by Trenchless pipe Installation Techniques. *Transportation Research Record*, p.37-48.
- RUDE, L. C. (1982).** Measured Performance of a Laboratory Culvert. *Journal of the Geotech. Engineering*. Division ASCE, vol. 108, No GT12, pp. 1624-1641.
- SCHLICK, W. J. (1929).** Supporting Strenght of concrete-Incased clay pipe, Bul. 93. *Ia.Eng.Exp.Sta. Apud BULSON (1985).*
- SCHLICK, W. J.** Loads on Pipe in Wide Ditches. Bul. 108, Iowa Engineering Experiment Station, Ames, Iowa. Apud BULSON (1985)

- SELVADURAI, A. P. S. (1989).** Enhancemnet of the Uplift Capacity of Buried Pipelines by the use of Geogrids. *Geotechnical Testing Journal*, v.12, N.3, p.211-216.
- SHAFFER, G. E. (1974).** Underground conduits - an appraisal of modern researches (*Discussion*). New York, *Transactions A.S.C.E*, paper n^o. 2337, pp.354-363.
- SLANDEN, J. A; OSWELL, J. M. (1988).** The induced trench Method - A critical review and case history. *Can.Geotech. J*, v.25, p.541-549.
- SLOAN, S. W.; ASSADI, A.; PURUSHOTHAMAN, N. (1990).** Undrainded satability of trapdoor. *Géotechnique*, v.40, N.1, p.45-62.
- SPANGLER, M. G. (1926).** A Preliminary Experiment on the Supporting Strenght of Culvert pipes in an actual Embankment, Iowa. *Eng.Exp.Sta. Bul.* 76.
- SPANGLER, M. G. (1941).** The Structure design of flexible pipe culvert. *Bul.* 153, *Eng. Expt. Station, Iowa*.
- SPANGLER, M. G. (1951)** *Soil Engineering*. Ames, Iowa, E.U.A, International Textbook Company.
- SPANGLER, M. G. (1974).** Discussion of : "Underground conduits - an appraisal of modern researches". New York, *Transactions A.S.C.E*, n.2337, p.316-345.
- SPANGLER, M. G. (1974).** Underground conduits - an appraisal of modern researches (*Discussion*). New York, *Transactions A.S.C.E*, paper n^o. 2337, pp.368-374
- SPANGLER, M. G.; HANDY, R. L. (1982).** *Soil Engineering*. 4.ed. New York, Happer and Row Publisherss.
- TEIXEIRA, A. H. (1975).** Dimensionamento estrutural de condutos enterrados. *Notas de aula*, p.21.
- TERZAGHI, K. (1945).** Discussion of: "Stability and Stiffness of Cellular Cofferdams". *transactions, ASCE*, v.110, p.1175-1178. / paper by **KRININE, D. P. (1945).** *transactions, ASCE*, v.110, p.1175-1178.
- TERZAGHI, K. V. (1934).** Stress Distribution in Dry and in Saturated Sand Above a Yielding in Viena. In: *Viena*, n.z-3, p. 307-311.
- TREMPER, B. (1974).** Underground conduits - an appraisal of modern researches (*Discussion*). New York, *Transactions A.S.C.E*, paper n^o. 2337, pp.365-367.

- X VALSAGNKAR, A. J.; BRITO, A. M.; GUNN, M. J. (1981). Application of the Southwell plot method to the inspection and testing of buried flexible pipes. *Proceedings of the Intitute of Civil Engineers*, London, part 2, n^o 71, pp. 6-11.
- VESIC', A. S. (1971). Breakout Resistance of Objects Embedded in Ocean Botton. *Journal of the soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, vol. 97, No. SM9, Sept, pp. 1183-1205. Apud DAVIS (1983).
- VOELLMY, A. (1937). *Engebette Röhre*. Dissertation, Zurich. Apud KRIZEK et all. (1971).
- X WATKINS, R. K. (1966). Structural Design of Buried Circular Conduits. *Hwy.Res.Record*, n. 145, p.1-16.
- WATKINS, R. K. (1975). Buried Structures-Foundation Engineering Handbook, p.649-672.
- WATKINS, R. K. Failure conditions of flexible culverts embedded in soil. *Highway Research Board*, HBR vol. 09, pp. 361-371.
- WATKINS, R. K.; DWIGGINS, J. M.; ALTERMATT, W. E. (1987). Structural Desing of Buried Corrugated Polyethylene Pipes. *Transportation Research Record*, pp. 12-20
- WATKINS, R. K; SMITH, A. B. (1973). Deflection of buried pipes. *J.Am.Water.Works. Assoc*, part 9, p.588.
- X YOUNG, O. C; TROTT, J. J. (1984). BURIED RIGID PIPES - Structural Desing of Pipelines. London and New York, Elsevier Applied Science Publishers., 1984.

APÊNDICE A

**CÉLULA DE TENSÃO TOTAL: PROJETO,
DIMENSIONAMENTO E AFERIÇÃO****1.0 - INTRODUÇÃO**

As células de carga podem ser divididas em dois grupos: O primeiro baseado em um diafragma que sofre deflexões devido as tensões que agem sobre ele e um segundo tipo são as células com faces rígidas onde o sinal de saída é fornecido pela deformações de flexão, compressão ou tração sofridas pôr ele. Um outro tipo e classificação é quanto ao sinal de saída (deformação do *gauge*, vibração do fio do *gauge*, *strain-gauge* semi-condutor, hidráulico, pneumático ou tipos semi - condutor) do dados BUENO (1987). Todos estes possuem diferentes limitações, entretanto, para esta pesquisa, o que oferece maiores vantagens são os baseados em *strain-gauges* de resistência elétrica.

Nesta pesquisa foi usado uma célula de carga do tipo de diagrama, com um sistema de grelha ativa. Segundo BUENO (1987) esta célula possui uma limitação na qual, uma carga normal excêntrica não pode ser medida corretamente, desde que esta forneça baixas deflexões comparadas com a carga central de igual magnitude, esta carga causa menos distúrbios ao campo de tensões. De outra forma, uma distribuição de tensões mais uniforme, através da zona central da face ativa, resulta em menores erros, o que viabiliza ainda mais o projeto utilizado nesta pesquisa.

A deflexão da grelha (diafragma central) causada pôr uma tensão normal que atua sobre a face ativa da célula provoca uma deformação na grade do *strain-gauge*, esta por sua vez, modifica a tensão de saída da ponte em um valor ΔV , esta variação na ponte esta relacionada com as tensões normais aplicadas na curva de calibração da célula. O projeto, a confecção e a calibração de uma célula de carga são etapas que

devem ser cuidadosamente elaboradas, de modo a medir as tensões internas do maciço de terra.

1.1 - O PROJETO

A elaboração de uma célula de carga esta diretamente relacionada com o tipo de experimento e o tipo de performance esperada (sensibilidade da célula, carga máxima e acurácia). A célula de carga tipo diafragma com face ativa tipo grelha foi selecionada devido, principalmente, o custo e a facilidade instalação e execução.

Segundo BUENO (1987) MARQUES (1994) vários aspectos devem ser considerados para a elaboração de um projeto de uma célula de carga, por exemplo, o tipo de carregamento (estático ou dinâmico), o local de instalação (aderentes em superfícies ou inseridas no solo), as propriedades do solo (granulometria, rigidez, densidade, etc.), propriedades da célula (rigidez, flexibilidade, elasticidade). Algumas questões são conflitantes, sendo que, a célula deve ser suficientemente flexível para satisfazer a exatidão das leituras e não ser muito rígida, o que implicaria em uma grande redistribuição de tensões em torno da face ativa.

Outro aspecto importante é o geométrico, onde deve-se considerar a deflexão máxima da face ativa e o tamanho da área da face ativa em relação a área total da célula, vide dimensionamento da célula de tensão total.

1.2 - OS EXTENSÔMETROS DE RESISTÊNCIA ELÉTRICA

O extensômetro elétrico mede a deformação mecânica relativa através da determinação da resistência elétrica. Kelvin descobriu em 1856 que um fio de cobre ou ferro varia a sua resistência elétrica quando submetido a uma deformação elástica. Esta descoberta é o princípio básico da extensometria. A razão entre a variação relativa da resistência do condutor e a deformação relativa do seu comprimento é

denominada sensibilidade de deformação (*Strain Sensibility*) ou fator *gauge* F, vide equação 01.

$$F = \frac{\Delta R / R}{\Delta L / L} \quad (A1)$$

onde,

R - Resistência inicial

ΔR - Variação da resistência

L - Comprimento inicial

ΔL - Variação do comprimento

O *strain-gauge* é colado sobre a superfície ativa da célula, desta forma, sendo esta superfície deformada, acarretará em uma deformação proporcional na grade do *strain*, assim, a resposta da célula estará diretamente relacionada a deformação do diafragma, ou seja:

$$\varepsilon = \Delta L / L \quad (A2)$$

$$F = \varepsilon = \Delta R / R \quad (A3)$$

Onde,

ε - Deformação sofrida pelo extensômetro elétrico

As variações relativas da resistência $\Delta R/R$ são muito pequenas, entretanto podem ser medidas usando a ponte de WEASTONE (usada comumente para converter variações na resistência em uma voltagem apropriada para ampliação e processamento), vide figura A1

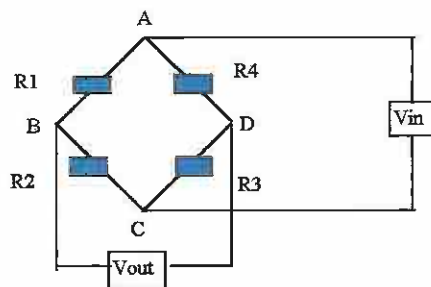


Figura A1 - Ponte de WEASTONE

Desta forma, têm-se:

Para o braço AC:

$$V_{in} - R1 \cdot i - R2 \cdot i = 0 \text{ (Equilíbrio)}$$

$$V_{in} = i (R1 + R2), \text{ pela simetria } i = \frac{V_{in}}{R1 + R2} \text{ ou } i = \frac{V_{in}}{R3 + R4}$$

Para AB:

$$V_{AB} = R1 \cdot i = V_{ab} = R1 \cdot \frac{V_{in}}{R1 + R2}$$

Para AD:

$$V_{AD} = R4 \cdot i = V_{ad} = R4 \cdot \frac{V_{in}}{R3 + R4}$$

Desta forma a V_{OUT} será:

$$V_{OUT} = \Delta V = V_{AB} - V_{AD} = \frac{R1 \cdot V_{in} \cdot (R3 + R4) - R4 \cdot V_{in} \cdot (R1 + R2)}{(R1 + R2) \cdot (R3 + R4)}, \text{ ou}$$



$$V_{OUT} = \frac{R1 * R3 - R2 * R4}{(R1 + R2) * (R3 + R4)} \quad (A4)$$

A ponte estará balanceada quando a voltagem de saída for nula $R1/R2 = R4/R3$, caso ocorro qualquer variação na ponte, uma variação ΔR , a ponte não mais estará no estado de equilíbrio produzindo uma voltagem ΔV , modificando a tensão de saída. A ponte continuará equilibrada se a variação ΔV for a mesma, tanto em magnitude quanto em polaridade, para as resistências. Entretanto, se o sinal da polaridade for diferente o sinal de saída será o dobro, desta forma, havendo variações $R1=R2=R3=R3$, com diferentes sinais de polaridade a tensão de saída será:

$$\Delta V = \frac{1}{4} * \frac{(\Delta R1 - \Delta R2 + \Delta R3 + \Delta R4)}{R} * V_{in} \quad (A5)$$

ou,

$$\Delta V = \frac{N}{4} * \frac{\Delta R}{R} * V_{in} \quad (A6)$$

onde,

N - Número de braços ativos do circuito

$$V_{OUT} = 1/4 * F * \epsilon * V_{IN} * N \quad (A7)$$

Onde,

F - Fator *Gauge* - considerado constante para as faixas usuais comerciais

F=2.0 (para material da grade de nicromo (80% Ni e 20% Cr) ou *Constantan* (45% Ni e 55% Cu), neste caso a grade tipo *constantan* é a mais usual, devido ao baixo coeficiente de temperatura, fácil de manipular e soldar.

1.3 - DIMENSIONAMENTO DA CÉLULA DE TENSÃO TOTAL

Dados:

- $P=100$ kPa - A tensão imposta;
 $d_i=28$ mm - Diâmetro interno da face sensitiva;
 $D_A > 50D_E$ - Diâmetro da face ativa;
 - Diâmetro médio das partículas FEDA (1978);

Resolução:

• O DIÂMETRO EXTERNO D (TOTAL)

Segundo TORRY e SPARRON (1967) a relação $D/d = 0.6$ (ou $A_A/A_T=0.36$)

Desta forma,

$$D=50 \text{ mm}$$

• A ESPESSURA DO DIAFRAGMA

Segundo TROLLOPE E LEE (1961) deve-se seguir a seguinte relação:

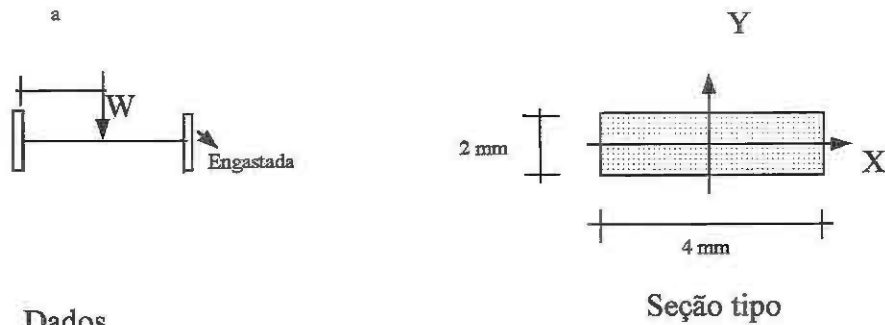
$2000 < d/w < 5000$, onde d - diâmetro ativo
 w - Deflexão máxima do diafragma

> Cálculo da deflexão máxima da grelha

$$Y_{\text{máx}} = -WL^3/192EI = -5.67*(2.8)^3/(192*2.1 \times 10^6 * 2.67 \times 10^{-4}) = -0.001156$$

$$d/w = 2422 \quad - \text{oK!!}$$

• CÁLCULO DA DEFLEXÃO MÁXIMA (DIAFRAGMA GRELHA)



Dados,

$$P = 100 \text{ kPa} - 1 \text{ kgf/cm}^2$$

$$I_y = 2.67 \times 10^{-4} \text{ cm}^4$$

$$y = 0.10 \text{ (cm)}$$

$$E_{\text{AÇO}} = 2.1 \times 10^6$$

$$\text{Área} = 11.34 \text{ cm}^2$$

$$V_{\text{IN}} = 5 \text{ Volts}$$

Resolução:

$$W = P/\text{Área} = 11.34 \text{ kgf} = W/2 = 5.67 \text{ kgf}$$

$$\text{Momento} = M_{\text{MÁXa}} = \frac{2 * W * a^2}{L^3} * (L - a)^2 = 1.32245 \text{ kgf.cm}$$

$$\text{Tensão} = \sigma_a = (M/I) * y = 495.3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{Deformação} = \varepsilon = \sigma/E = 2.359 \times 10^{-4} \text{ strain} = 235,9 \text{ } \mu\text{strain}$$

$$V_{\text{OUT}} = 1/4 * 5 * 2 * 235.9 = 589.75 \text{ } \mu\text{volt}$$

A precisão do sistema de aquisição de dados é de 0.001 μvolt ,

APÊNDICE B

**CÁLCULO DA RIGIDEZ RELATIVA DO SISTEMA SOLO -
CONDUTO CONSIDERANDO O CONDUTO ISOLADO****1.0 - CÁLCULO DA RIGIDEZ RELATIVA**

Dados,

$$K_0 = (1 - \text{sen}\phi) = (1 - \text{sen } 39.9) = 0.36;$$

$$\nu = K_0 / 1 + K_0 = 0.26;$$

$$I = t^3/12 = 0.45^3/12 = 0.076 \text{ cm}^3;$$

$E_s = 74 \text{ kgf/cm}^2$ (Módulo de elasticidade do solo para $D_r=70\%$, considerando valor médio da camada), vide figura C1.

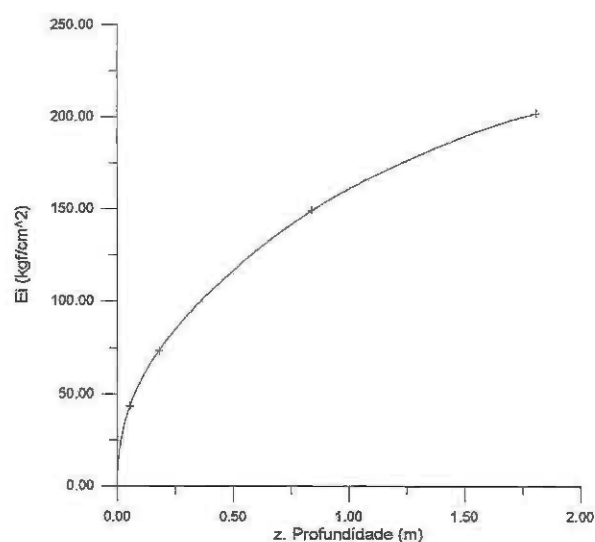


Figura B1 - Variação do módulo de elasticidade da areia com a profundidade

Cálculos

→ Rigidez do solo (para $D_r=70\%$)

$$E_s^* = E_s/(1-\nu^2) = 79.35 \text{ kgf/cm}^2$$

→ Rigidez da estrutura

$$R_e = E \cdot I / B_c^3 = (30000 \text{ kgf/cm}^2 * 0.0076 \text{ cm}^3) / 20^3 = 0.0285 \text{ kgf/cm}^2$$

→ Rigidez Relativa

$RR = E_s^* / R_e = 2834 > 1000$ → conduto de rigidez intermediária a flexível (maior proporção da carga vai para o solo)

APÊNDICE C

O MÉTODO GRÁFICO DE SOUTHWELL

1.0 - INTRODUÇÃO

Apresenta-se neste capítulo o método gráfico de Southwell (Southwell, 1932). Este método prevê a carga de ruptura limite por flambagem do conduto, e utiliza-se para isso, os dados referentes aos carregamentos aplicados e os deslocamentos medidos durante a fase construtiva e aplicação da sobrecarga.

2.0 - DESCRIÇÃO DO MÉTODO

De acordo a equação de Euler, para colunas com extremidades articuladas, o valor crítico da carga P ($P_{crit.}$) para o qual a coluna deixa de apresentar um comportamento estável, figura C1a, e passa a apresentar um comportamento instável, para qualquer que for a carga $P_i > P_{crit.}$ figura C1b, pode ser escrito segundo a equação C1, que representa a equação de equilíbrio da figura C2.

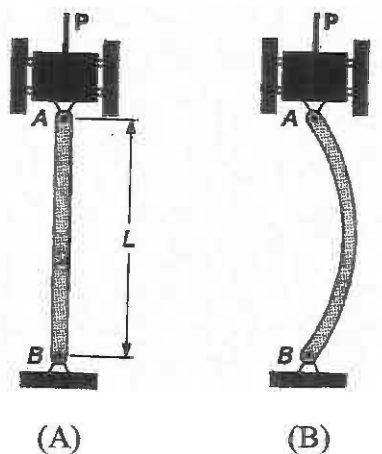


Figura C1 – Colunas com extremidades articuladas

$$\frac{d^2 * y}{d * x^2} = \frac{M}{E * I} = \frac{-P}{E * I} * y \quad (C1)$$

Onde,

x - distância da extremidade da coluna, ponto A até o ponto Q, situado na linha elástica;

y - deflexão do ponto Q;

M - momento fletor em Q; $M = -P \cdot y$;

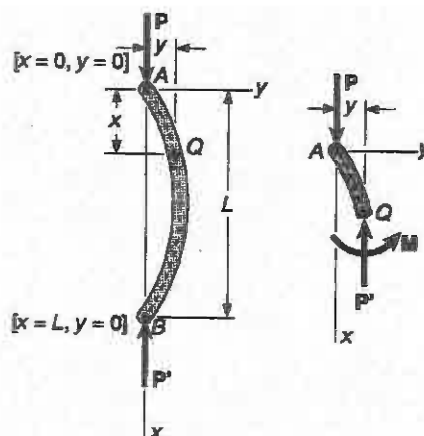


Figura C2 – Condições de equilíbrio limite

Rescrevendo a equação C1, têm-se, a equação C4:

$$\frac{d^2y}{dx^2} + \frac{P}{E \cdot I} \cdot y = 0 \quad (C4)$$

Segundo (Southwell, 1932) a coluna apresentada na figura C1 poderá estar sujeita a pequenos desvios de prumo, denominadas imperfeições iniciais (δ_i), sendo desta forma, a expressão C4 rescrita como:

$$\frac{d^2(y - \delta)}{dx^2} + \frac{P}{E \cdot I} \cdot y = 0 \quad (C5)$$

Se as imperfeições iniciais escritas como uma série de Fourier, têm-se:

$$\delta = \delta_1 \cdot \text{sen}(\pi \cdot x / L) + \delta_2 \cdot \text{sen}(2 \cdot \pi \cdot x / L) + \delta_3 \cdot \text{sen}(3 \cdot \pi \cdot x / L) + \dots$$

Considerando a deflexão central $\Delta_x = L/2$, a equação C5 torna-se:

$$y_c = \frac{\delta_1}{1 - \frac{P}{Pr}} - \frac{\delta_3}{1 - \frac{P}{9 \cdot Pr}} + \frac{\delta_5}{1 - \frac{P}{25 \cdot Pr}} - \frac{\delta_7}{1 - \frac{P}{49 \cdot Pr}} \quad (C6)$$

Sendo a imperfeição inicial δc :

$$\delta c = \delta l - \delta^3 + \delta^5 - \delta^7 + \dots \quad (C7)$$

E a deflexão medida durante o carregamento do pilar:

$$\Delta c = y_c - \delta c$$

A medida que $P \rightarrow P_r$ e os termos da equação C7, para $i \geq 3$, se aproximam de zero, pode-se escrever:

$$\Delta c \cong \frac{\delta l}{1 - \frac{P}{P_r}} \quad (C8)$$

ou,

$$\frac{\Delta c}{P} = \frac{\Delta c}{P_r} + \frac{\delta l}{P_r} \quad (C9)$$

Que é a equação de uma reta com inclinação $1/P_r$ e intercepto δl , que são obtidas pelas coordenadas $\Delta c/P \times \Delta c$. A figura C3 apresenta uma curva típica do método gráfico de Southwell.

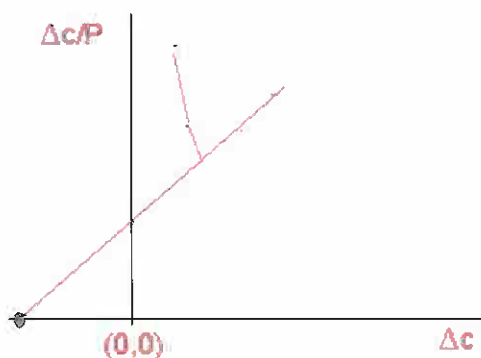


Figura C3 – Curva típica do método gráfico de Southwell

Para maiores detalhes sobre o método, consultar, dentre outros, (Southwell, 1932), (English e Schofield, 1974), (Valsangkar et al, 1981), (Temporal et al, 1981), (Orr, 1981), (Bueno et al, 1991).

ⁱ Sabe-se que uma viga engastada em uma das suas extremidades e carregada transversalmente, tanto o momento fletor quanto a curvatura variam à cada seção. Segundo a equação C2, tendo com expressão da equação da linha elástica a equação C3.

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M(X1)}{E * I} \quad (C2)$$

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\frac{d^2y}{dx^2}}{\left[1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right]^{\frac{3}{2}}} \quad (C3)$$

Onde,

X1 – distância da extremidade da viga considerada.

$\frac{dy}{dx}$ e $\frac{d^2y}{dx^2}$ – primeira e Segunda derivadas da função $y(x)$ que a curva da linha elástica representa.

Pode-se verificar que a declividade $\frac{dy}{dx}$, para a linha elástica, é muito pequena, de modo que o seu quadrado pode ser desprezado

face a unidade, desta forma, pode-se reescrever como: $\frac{1}{\rho} = \frac{d^2y}{dx^2}$. Substituindo esta expressão na equação C2, têm-se:

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M(X1)}{E * I}. \text{ Sendo } M(X1) = -P * y, \text{ pode-se obter: } \frac{d^2y}{dx^2} = \frac{-P * y}{E * I}, \text{ que é a equação C3.}$$