

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**FLUÊNCIA DE GEOTÊXTEIS CONFINADOS
EM ATERRO EXPERIMENTAL**

LEONARDO DE BONA BECKER

Dissertação apresentada ao corpo docente de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA.

Porto Alegre

30 de março de 2001

Esta dissertação foi julgada adequada para obtenção do título de **MESTRE EM ENGENHARIA** e aprovada em sua forma final pelo orientador e pelo Curso de Pós-Graduação.

Prof. Anna Laura Lopes S. Nunes

Orientadora

Prof. Francisco P. S. L. Gastal

Coordenador do Curso de Pós-Graduação

Banca Examinadora

Prof. Alberto Sampaio F. J. Sayão

PhD (PUC-Rio)

Prof. Ennio Marques Palmeira

PhD (UnB-Geotecnia)

Prof. Nilo C. Consoli

PhD (PPGEC-UFRGS)

AGRADECIMENTOS

Na realização desta dissertação foi de grande importância a contribuição de várias pessoas e entidades. Para todos, minha sincera gratidão.

À minha orientadora, Prof.^a Anna Laura Nunes agradeço pela dedicação constante, amizade, competência e confiança em mim depositada.

Ao engenheiro Eduardo Azambuja minha gratidão pelo interesse, ajuda e experiência.

Aos colegas do PPGEC, Fernando M. Mantarás e Pedro Ferreira agradeço pela ajuda e amizade.

Aos bolsistas Orlei, Vinícius, Leandro e Felipe agradeço pelo interesse e disposição.

À Ober S.A. Indústria e Comércio, na pessoa do engenheiro Sílvia Palma, obrigado pelo apoio e pela confiança.

À Construtora Sultepa S.A. minha gratidão por proporcionar a infraestrutura para a realização deste trabalho.

Ao IGS Brasil, seção Rio Grande do Sul, ao CNPq e ao PPGEC agradeço pelo apoio.

Aos meus pais agradeço pelo apoio na minha formação.

RESUMO

Esta pesquisa de mestrado trata da influência do confinamento por solo no comportamento de fluência dos geotêxteis. O estudo consiste do desenvolvimento e execução de um experimento de campo em escala real. São ensaiadas duas amostras de geotêxtil não tecido de polipropileno. Para tanto, foi construído um aterro de areia compactada com 3 m de altura e cerca de 16 m de frente. As amostras foram inseridas no aterro em diferentes profundidades e tracionadas por carga constante durante 1000h, através de sistema de carregamento especialmente desenvolvido para a pesquisa. Para aplicação das cargas foram construídas estruturas de aço e roldanas especiais capazes de transmitir, por cabos de aço, a força produzida por pesos de concreto em gravidade. O aterro e o geotêxtil foram instrumentados para o acompanhamento de deformações e deslocamentos do geotêxtil, forças aplicadas, tensões e temperaturas dentro da massa de solo. São também realizados ensaios de cisalhamento direto de interface e ensaios tipo *tilt-test* para avaliação das propriedades mecânicas das interfaces e verificação das transferências de tensões por atrito entre os materiais utilizados. Um modelo de análise para os ensaios de campo é proposto e os resultados obtidos são comparados com resultados de fluência não confinada, do mesmo geotêxtil, obtidos por meio de ensaios de laboratório.

ABSTRACT

This work deals with the influence of soil confinement on creep behavior of geotextiles. A full-scale field experiment was conceived to study this matter. Two samples of non woven polypropylene geotextiles were inserted in different depths in a compacted sand fill with 3 m high and 16 m long and loaded by constant tensile load during a 1000h period. To maintain a constant load during the test concrete weights were used together with specially designed steel structures. The sand fill and the samples were instrumented with several kinds of transducers in order to measure strains, displacements, applied forces, soil pressures and temperatures. Direct shear and tilt-tests were conducted to measure the mechanical properties of the interfaces. An interpretation model to analyze the field results is proposed. The confined creep behavior in field is compared with in-isolation creep results obtained from laboratory tests.

SUMÁRIO

LISTA DE SÍMBOLOS.....	i
LISTA DE FIGURAS.....	iv
LISTA DE TABELAS.....	ix
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 IMPORTÂNCIA DA PESQUISA.....	2
1.2 OBJETIVOS DA PESQUISA.....	3
1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	4
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	6
2.1 GEOTÊXTEIS.....	6
2.1.1 Geotêxteis tecidos.....	6
2.1.2 Geotêxteis não tecidos.....	7
2.2 PROPRIEDADES-ÍNDICE VS. PROPRIEDADES ADMISSÍVEIS.....	8
2.2.1 Gramatura.....	9
2.2.2 Resistência à tração não confinada.....	9
2.2.3 Alongamento na ruptura.....	10
2.2.4 Rigidez.....	10
2.3 EFEITOS DO CONFINAMENTO POR SOLO NO COMPORTAMENTO DOS GEOTÊXTEIS.....	11
2.3.1 Ensaio de tração confinada.....	12
2.4 FLUÊNCIA DOS GEOTÊXTEIS.....	13
2.4.1 Ensaio de fluência não confinada.....	14
2.4.2 Interpretação e aplicações em projeto dos resultados de ensaios de fluência não confinada.....	15
2.4.3 Ensaio de fluência confinada.....	20
2.5 PROPRIEDADES DE INTERFACE SOLO-REFORÇO.....	24
2.5.1 Ensaio de cisalhamento direto.....	26
2.5.2 Ensaio de arrancamento.....	28
2.6 INSTRUMENTAÇÃO.....	29
2.6.1 Seleção de parâmetros a monitorar.....	30
2.6.2 Localização da instrumentação.....	30
2.6.3 Seleção dos instrumentos próprios a cada parâmetro.....	30
2.6.4 Coleta e processamento de dados.....	35
2.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	35
3 MONTAGEM DO ATERRO EXPERIMENTAL.....	36
3.1 MATERIAIS ESCOLHIDOS.....	37
3.2 LOCAL DE ENSAIO.....	38
3.3 ESTRUTURAS DE CARREGAMENTO.....	39
3.4 SISTEMA DE GARRA E MEMBRANAS ENGRAXADAS.....	44
3.5 INSTRUMENTAÇÃO EMPREGADA.....	46
3.5.1 Deslocamentos e deformações dos geotêxteis.....	46
3.5.2 Tensões verticais da massa de solo.....	50
3.5.3 Cargas aplicadas aos geotêxteis.....	51
3.5.4 Temperatura e nível d'água dentro da massa de solo.....	52
3.6 SEQÜÊNCIA CONSTRUTIVA DA EXECUÇÃO DO ATERRO.....	52

3.7	CONSIDERAÇÕES FINAIS	56
4	CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS UTILIZADOS	56
4.1	CARACTERÍSTICAS DA AREIA	57
4.2	CARACTERÍSTICAS DO GEOTÊXTIL.....	60
4.3	CARACTERÍSTICAS DAS INTERFACES	62
4.3.1	Interface areia-geotêxtil	62
4.3.2	Interface membrana engraxada-geotêxtil resinado.....	64
4.4	CONSIDERAÇÕES FINAIS	67
5	ENSAIOS DE CAMPO E ANÁLISE DE RESULTADOS	68
5.1	ALTERAÇÕES FUNCIONAIS DO ATERRO EXPERIMENTAL ORIGINAL	69
5.2	APLICAÇÃO DOS CARREGAMENTOS	72
5.2.1	Carregamento do geotêxtil superior.....	74
5.2.2	Carregamento do geotêxtil inferior.....	74
5.3	ANÁLISE DOS RESULTADOS	78
5.3.1	Leituras de carregamento	78
5.3.2	Tensões verticais.....	81
5.3.3	Temperatura	83
5.3.4	Deslocamentos e deformações.....	84
5.4	TRANSFERÊNCIA DE TENSÕES POR ATRITO	92
5.5	COMPARAÇÃO ENTRE COMPORTAMENTOS DE FLUÊNCIA CONFINADA E NÃO CONFINADA	95
5.6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	97
6	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	99
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	102

LISTA DE SÍMBOLOS

a_1, a_2, a_3	Adesão nos trechos L_1, L_2 e L_3 (kPa)
B	Largura do geotêxtil (m)
FS_1, FS_2, \dots	Fatores de redução necessários para levar em conta as diferenças entre os ensaios de laboratório e as condições de campo
FS_{CREEP}	Fator de redução de fluência
H, h	Alturas da prancha do <i>tilt-test</i>
L	Comprimento da prancha do <i>tilt-test</i>
L_1	Comprimento do trecho entre a garra e a projeção vertical da crista do talude (m)
L_2	Comprimento do trecho entre a projeção vertical da crista do talude e o fim da membrana de PEAD (m)
L_3	Comprimento do trecho entre o fim da membrana de PEAD e o início do trecho ensaiado (m)
$L_{i/i+1}$	Distância entre os <i>tell-tails</i> i e $i+1$ (m)
$L_{\text{região}}$	Comprimento de uma região (m)
$L_{\text{transf.}}$	Comprimento do geotêxtil para o qual toda a tensão de tração foi transferida ao solo por meio do atrito (m)
P	Sobrecarga (kN)
PROPR. ADMISSÍVEL	Valor baseado em ensaios de laboratório que modelem corretamente as condições de utilização do geotêxtil
PROPR. ÍNDICE	Propriedades baseadas em ensaios que freqüentemente não reproduzem as condições de contorno nas quais o geotêxtil será usado e não refletem o desempenho in situ do material
PROPR. REQUERIDA	Valor correspondente à solicitação calculada conforme um método de projeto adequado

T	Carga de tração atuante no início do trecho ensaiado do geotêxtil (kN)
T	Carga de tração existente no início do trecho ensaiado (kN)
T_{atrito}	Carga de tração perdida por atrito ao longo do geotêxtil resinado (kN)
t_{atrito}	Carga distribuída de tração perdida por atrito ao longo do geotêxtil não resinado (kN/m)
T_{fim}	Carga de tração no final de uma região (kN)
T_{garra}	Carga transmitida ao início do geotêxtil resinado pela garra (kN)
$T_{\text{início}}$	Carga de tração no início de uma região (kN)
T.S.R.	Taxa de subregistro das leituras dos <i>strain gages</i> (%)
$t_{\text{rup.}}$	Resistência à tração no ensaio de faixa larga, carga distribuída (kN/m)
$\% t_{\text{rup.}}$	Porcentagem da resistência à tração que é aplicada ao corpo de prova durante o ensaio de fluência
V_B	Volume do furo escavado (cm ³)
W_B	Massa do solo retirado do furo (g)
W_{caixa}	Peso da caixa com areia (kN)
W_{cone}	Massa da areia calibrada contida no cone
$W_{\text{F.A.}}$	Massa do frasco antes do ensaio (g)
$W_{\text{F.D.}}$	Massa do frasco depois do ensaio (g)
$\Delta H_i, \Delta H_{i+1}$	Diferença entre a leitura atual e a leitura inicial para os <i>tell-tails</i> i e i+1
α	Ângulo de atrito da interface no tilt-test (°)
δ	Ângulo de atrito da interface solo geotêxtil (°)
$\delta_1, \delta_2, \delta_3$	Ângulos de atrito nos trechos L_1, L_2 e L_3 (°)

δ	Ângulo de atrito areia-geotêxtil (°)
$\varepsilon_I, \varepsilon_{II}, \varepsilon_{III}$	Deformações primária, secundária e terciária de fluência
$\varepsilon_{i/i+1}$	Deformação média do geotêxtil na região i (entre os <i>tell-tails</i> i e i+1)
ε_O	Deformação instantânea, parte elástica e parte plástica
ε_{real}	Deformação real da região (%)
$\varepsilon_{strain\ gage}$	Deformação registrada pelo <i>strain gage</i> (%)
ϕ	Ângulo de atrito interno do solo (°)
$\gamma_{calib.}$	Peso específico da areia calibrada (kN/m ³)
$\gamma_{cam.seca}$	Peso específico aparente seco do solo compactado na camada (kN/m ³)
$\gamma_{cam.úm.}$	Peso específico aparente úmido do solo compactado na camada (kN/m ³)
γ_d	Peso específico aparente seco (kN/m ³)
$\gamma_{nat.}$	Peso específico aparente úmido do solo (kN/m ³)
σ	Tensão normal à prancha (kPa)
σ'_v	Tensão vertical efetiva (kPa)
τ	Tensão tangencial à prancha (kPa)
ω	Teor de umidade do solo (%)

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Microfotografias de geotêxteis com diferentes estruturas: (a) tecido monofilamento, (b) não tecido termoligado e (c) não tecido agulhado (Koerner, 1990).	8
Figura 2.2 – Comportamento carga distribuída-deformação de diversos tipos de geotêxteis (Koerner, 1990).	11
Figura 2.3 – Ensaio de fluência não confinada (Andrawes et al., 1984).	16
Figura 2.4 - Gráficos idealizados de fluência do tipo: (a) semi logarítmico, (b) isócronas e (c) Sherby-Dorn (Cazzuffi et al., 1997).	17
Figura 2.5 - Estágios primário, secundário e terciário da fluência de um geossintético, através de gráficos idealizados: (a) tempo vs. deformação (b) tempo vs. taxa de deformação (Cazzuffi et al., 1997).	17
Figura 2.6 – Comportamento de fluência segundo o estágio dominante (Cazzuffi et al., 1997).	18
Figura 2.7 – Modelos moleculares dos polímeros polietileno (PE), polipropileno (PP) e poliéster (PETP), segundo den Hoedt, 1986.	19
Figura 2.8 – Aparelho para ensaios de geossintéticos em solo (McGown et al., 1982).	21
Figura 2.9: Resultados de ensaios de fluência confinada (segundo McGown et al., 1982).	22
Figura 2.10 – Aparelho para ensaios de desempenho a longo prazo (Wu e Helwany, 1996).	24
Figura 2.11 – Mecanismos de ruptura em uma estrutura de solo reforçado (Milligan e Palmeira, 1987).	25
Figura 2.12 – Ensaio de resistência da interface: (a) cisalhamento do tipo “caixa fixa”, (b) cisalhamento do tipo “caixa livre” e (c) arrancamento (Ingold, 1984).	25
Figura 2.13 – Resultados de ensaios de interface de areia-geotêxtil não tecido: (a) caixa fixa de 60mm de lado, (b) caixa livre de 200mm de lado, (c) caixa fixa	

(a) caixa fixa de 60mm de lado, (b) caixa livre de 300mm de lado, (c) caixa fixa de 300mm de lado e (d) arrancamento (Ingold, 1984).	27
Figura 2.14 – Diagrama esquemático das deformações do geotêxtil após os ensaios de arrancamento (FHWA, 1998).	29
Figura 3.1 – Corte transversal do aterro experimental.	37
Figura 3.2 – Vista lateral da estrutura de carregamento.	40
Figura 3.3 – Vista frontal da estrutura de carregamento.	41
Figura 3.4 – Vista superior do estrado de pesos.	41
Figura 3.5 – Projeto da roldana do sistema de carregamento: (a) vista frontal e (b) corte.	42
Figura 3.6 – Estruturas de carregamento montadas sobre oito contrapesos de grua cada, antes da compactação da primeira camada do aterro.	43
Figura 3.7 – Estruturas de carregamento e estrados. O estrado de pesos correspondente ao geotêxtil superior está apoiado sobre tonéis, pronto para ser preso pelos cabos de aço.	43
Figura 3.8 – Esquema de transmissão de esforços entre a garra e o trecho ensaiado.	44
Figura 3.9 – Esquema da garra de tração: (a) vista superior e (b) equilíbrio estático de forças.	46
Figura 3.10 – Detalhe de fixação do tell-tail ao geotêxtil, próximo ao fim do trecho resinado, e posicionamento do fio no tubo de PVC.	47
Figura 3.11 – Esquema de posicionamento dos tell-tails e strain gages nos geotêxteis.	48
Figura 3.12 – Colagem do strain gage no geotêxtil.	49
Figura 3.13 – Detalhe de fixação e conexão elétrica do strain gage e da ponte de Wheatstone no geotêxtil.	50
Figura 3.14 - Posição das células de tensão total em relação aos geotêxteis superior e inferior: (a) vista em planta e (b) perfil.	51

Figura 3.15 – Ensaio de cone de areia para controle de compactação do aterro.	54
Figura 4.1 – Distribuição granulométrica média da areia do aterro.	57
Figura 4.2 – Curvas tensão-deslocamento da areia do aterro em ensaios de cisalhamento direto.	59
Figura 4.3 – Envoltórias de resistência da areia do aterro obtidas em ensaios de cisalhamento direto.	59
Figura 4.4 – Curvas de fluência log(tempo) vs. deformação para o Geofort G300 (Bueno, 2000).	61
Figura 4.5 – Curvas isócronas de fluência do Geofort G300 calculadas a partir de Bueno (2000).	61
Figura 4.6 – Curvas do tipo Sherby-Dorn para o Geofort G300 calculadas a partir de Bueno (2000).	62
Figura 4.7 – Curvas tensão-deslocamento da interface areia-geotêxtil em ensaios de cisalhamento direto.	63
Figura 4.8 – Envoltórias de resistência da interface areia-geotêxtil em ensaios de cisalhamento direto.	64
Figura 4.9 – Esquema de montagem do tilt-test para ensaio das interfaces.	65
Figura 4.10 – Envoltórias de resistência das três condições de interface obtidas de ensaios tipo tilt-test.	67
Figura 5.1 – Redução de atrito solo-geotêxtil por: (a) membrana fina engraxada e (b) membrana espessa engraxada.	71
Figura 5.2 – Perda de carregamento por atrito ao longo do trecho resinado.	73
Figura 5.3 – Ruptura do geotêxtil resinado junto à garra na primeira tentativa de carregamento do geotêxtil inferior.	76
Figura 5.4 – Ruptura do geotêxtil resinado na segunda tentativa de carregamento do geotêxtil inferior.	76
Figura 5.5 – Ruptura na face do talude durante a terceira tentativa de ensaio do geotêxtil inferior.	77

Figura 5.6 – Geometria do talude no início da terceira tentativa de carregamento do geotêxtil inferior.	78
Figura 5.7 – Variação do carregamento aplicado ao início do trecho resinado, conforme célula de carga – geotêxtil superior.	79
Figura 5.8 – Variação da pressão do fluido das células de tensão total com o tempo – geotêxtil superior.	80
Figura 5.9 – Variação da pressão do fluido das células de tensão total com o tempo – geotêxtil superior.	82
Figura 5.10 – Variação da pressão do fluido da célula de tensão total instalada próximo ao geotêxtil inferior com o tempo.	83
Figura 5.11 – Curvas deslocamento vs. tempo dos tell-tails – geotêxtil superior.	85
Figura 5.12 – Curvas deslocamento vs. tempo dos tell-tails – geotêxtil inferior.	85
Figura 5.13 – Regiões de influência dos tell-tails.	86
Figura 5.14 – Curvas deformação vs. logaritmo do tempo obtidas dos tell-tails para as regiões do geotêxtil superior.	86
Figura 5.15 – Vista superior da localização das trincas em relação ao geotêxtil superior.	88
Figura 5.16 – Curvas Sherby-Dorn de taxa de deformação (log.) vs. Deformação obtida dos tell-tails para o geotêxtil superior.	88
Figura 5.17 – Curvas de taxa de deformação (log.) vs. tempo (log.) para o geotêxtil superior.	89
Figura 5.18 – Deformações medidas pelos strain gages e tell-tails durante o ensaio de fluência do geotêxtil superior.	89
Figura 5.19 – Taxa de sub-registro vs. tempo para a região 2 do geotêxtil superior.	90
Figura 5.20 – Deformações medidas pelos strain gages e tell-tails durante o ensaio de fluência do geotêxtil superior.	92
Figura 5.21 – Distribuição de deformações ao longo do geotêxtil superior para vários tempos de ensaio.	95

Figura 5.22 – Distribuição de deformações ao longo do geotêxtil inferior para vários tempos de ensaio.	96
Figura 5.23 – Comparação entre os comportamentos de fluência confinada (símbolos cheios) e não confinada (símbolos vazados).	96

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Influência da estrutura do geossintético nas deformações (adaptado de den Hoedt, 1986).	12
Tabela 3.1 – Controle de compactação do aterro.	56
Tabela 4.1 – Resultados dos ensaios de caracterização granulométrica e física da areia do aterro.	58
Tabela 4.2 – Especificações técnicas do Geofort G300 (Ober, 1999).	60
Tabela 4.3 – Resultados do ensaios tilt-test para diferentes condições de interface.	67
Tabela 5.1 – Geometria do talude e das interfaces de geotêxtil resinado – geotêxtil superior.	80
Tabela 5.2 – Esforços atuantes nos geotêxteis superior e inferior.	80
Tabela 5.3 – Pressão do fluido das células de tensão e as tensões verticais efetivas esperadas.	82
Tabela 5.4 – Valores de transferência de carga do geotêxtil para a areia por atrito.	93
Tabela 5.5 – Cargas e porcentagens da resistência à tração para as regiões dos geotêxteis superior e inferior.	94

1 INTRODUÇÃO

A utilização de elementos com elevada resistência à tração para reforçar solos remonta ao período de civilizações antigas. A própria muralha da China é um exemplo de solo reforçado.

Apesar deste histórico, o conceito estrutural de solo reforçado somente apareceu durante a década de 1960, na França, com projetos de terra armada.

Aproveitando a filosofia da terra armada e o rápido desenvolvimento da indústria petroquímica, começaram a surgir, nas décadas seguintes, vários materiais sintéticos de elevada resistência à tração, capazes de reforçar solos. Esses materiais são conhecidos genericamente como geossintéticos.

O desenvolvimento dos geossintéticos foi rápido e notável. Os geossintéticos representam alternativas geralmente mais baratas e fáceis de executar em relação às soluções tradicionais existentes. Devido à isso, em questão de quatro décadas, passaram do *status* de tecnologia incipiente ao de tecnologia de ponta, com larga aceitação e crescente demanda. Atualmente, a sua indústria movimentava cifras de bilhões de dólares (Koerner, 1990). Esses materiais são utilizados nas mais diversas funções, destacando-se, filtração, separação, reforço, drenagem e impermeabilização.

A despeito deste progresso fantástico da indústria e das técnicas de uso, do esforço dos pesquisadores e da crescente demanda, a modelagem do comportamento dos geossintéticos não conseguiu acompanhar o ritmo frenético do seu emprego. Palmeira (1987) ressalta que por causa da falta de conhecimento preciso dos mecanismos de comportamento dos solos reforçados, os projetos têm sido baseados em hipóteses fortemente conservadoras, que levam a obras superdimensionadas. Mais de uma década depois, e apesar dos grandes avanços em pesquisa, os projetistas ainda deparam-se com incertezas básicas.

Espera-se que, com o investimento de tempo, recursos humanos e financeiros, tais incertezas possam ser resolvidas, de forma a permitir projetos mais racionais e econômicos.

1.1 Importância da pesquisa

Dentre os geossintéticos, o geotêxtil é o mais utilizado e o mais versátil, prestando-se a praticamente todos os tipos de função.

Quando da utilização do geotêxtil na função de reforço de solos, uma das incertezas com as quais se deparam os projetistas é o seu comportamento de fluência.

Geotêxteis são, de fato, materiais têxteis na acepção tradicional da palavra, mas compostos por fibras sintéticas tais como polipropileno, poliéster e poliamida ao invés de naturais, como algodão ou lã. Os geotêxteis podem ser divididos em dois grupos, os tecidos e os não tecidos.

Aqueles conhecidos como tecidos são produzidos em máquinas semelhantes às máquinas padrão de tecelagem. Já os não tecidos são gerados pelo entrelaçamento randômico de filamentos. Esse entrelaçamento pode ser produzido por agulhagem, aquecimento e derretimento ou aplicação de resinas.

Uma característica comum a todos os polímeros, em maior ou menor grau, é a fluência. Fluência (*creep*) é a propriedade pela qual um material sofre deformações ao longo do tempo sob aplicação de um carregamento constante.

Para utilizar os geotêxteis como reforço de solos, seu comportamento de fluência foi avaliado por ensaios diversos de forma a estabelecer critérios de projeto.

Nos métodos de cálculo de solos reforçados geralmente estima-se os esforços atuantes no reforço por meio de algum modelo de distribuição de tensões e maximiza-se este esforço por meio de um fator de segurança. A resistência admissível do reforço deve ser maior ou igual ao esforço. Em geral a resistência à tração a curto prazo do reforço é o valor de referência que é minorado por fatores de redução, os quais podem atingir valores muito elevados. Dependendo do polímero, pode-se atingir um fator de redução por fluência de até 4 (den Hoedt, 1986).

As previsões, entretanto, não se confirmam. Vários são os exemplos de estruturas de solo reforçado que tiveram deformações bastante inferiores às inicialmente previstas com base em ensaios não confinados (Barret, 1985;

Delmas, 1988). Tais resultados sugerem que os projetos baseados em ensaios não confinados são bastante conservadores. Uma avaliação mais precisa do fenômeno da fluência levará certamente a projetos mais econômicos, ampliando ainda mais a atratividade econômica dos solos reforçados com geossintéticos.

McGown et al. (1982) apresentam, num trabalho pioneiro, ensaios de fluência de geotêxteis não tecidos confinados por solo. Nesses ensaios percebe-se que a interação solo-reforço reduz significativamente as deformações de fluência. Os autores concluem que os ensaios não confinados superestimam de maneira grosseira as deformações operacionais de longo prazo.

Apesar das evidências experimentais, o tema ainda é bastante controverso entre projetistas e pesquisadores. Koerner et al. (1993) enfatizam a necessidade de maiores pesquisas sobre o efeito do confinamento por solo na fluência dos geossintéticos, especialmente dos geotêxteis não tecidos.

1.2 Objetivos da pesquisa

Este trabalho objetiva uma maior compreensão do comportamento de fluência de um geotêxtil não tecido agulhado de polipropileno, quando confinado em solo e sob solicitação constante em escala real de campo.

Para a realização deste estudo, foi construído um aterro experimental de areia com 3,0 m de altura e cerca de 16 metros de frente. Neste aterro foram colocados, em profundidades diferentes, dois geotêxteis Geofort G300 de 2,15m de largura, monitorados por instrumentação mecânica e elétrica.

Os geotêxteis foram solicitados à tração sob carga constante em uma configuração semelhante aos ensaios de arrancamento durante períodos de 1000h.

A pesquisa objetivou inicialmente a verificação da funcionalidade e eficiência dos sistemas de aplicação de carregamento e dos diferentes tipos de instrumentação para registro de força, deformação, deslocamento, temperatura e tensão vertical sob as condições agressivas encontradas em ensaios de campo de longa duração.

Através da campanha experimental realizada, procurou-se avaliar o comportamento de deformação ao longo do tempo dos geotêxteis submetidos a

diferentes tensões de confinamento. Procurou-se também comparar o comportamento de fluência dos geotêxteis confinados no aterro com o comportamento obtido em ensaios de laboratório sem confinamento (Bueno, 2000). Modelos de interpretação dos mecanismos de transferência de carregamento entre os geotêxteis e o solo foram igualmente considerados.

Além dos ensaios de campo foram realizados ensaios de laboratório para caracterizar a areia utilizada e as propriedades mecânicas das interfaces areia-geotêxtil, presentes no aterro experimental.

1.3 Organização da dissertação

Esta dissertação é dividida em seis capítulos. Neste primeiro capítulo foi apresentada uma breve introdução ao conceito de solo reforçado e ao problema da fluência dos geossintéticos. A importância e os objetivos da pesquisa também foram abordados.

O segundo capítulo trata da revisão bibliográfica. São revisados aspectos da literatura relevantes para a realização desta pesquisa, tais como fatores que afetam a fluência dos geotêxteis, mecanismos de interferência do solo no comportamento dos geotêxteis, tipos de instrumentação de campo, ensaios de campo e laboratório utilizados para determinar propriedades físicas e mecânicas dos geotêxteis, tipos de geotêxteis e suas estruturas,

A montagem do aterro experimental é descrita no terceiro capítulo, detalhando os processos construtivos, a instrumentação empregada e seus métodos de instalação, o local dos ensaios, as estruturas de carregamento e a geometria do aterro.

No quarto capítulo são apresentadas as características do geotêxtil, da areia, das interfaces geotêxtil-areia e geotêxtil resinado-membrana engraxada. Além disto são discutidos os resultados dos ensaios realizados para determinar estas características.

Os resultados dos ensaios de campo são abordados no Capítulo 5, onde são relatados os acontecimentos ocorridos durante os ensaios e são discutidos todos os dados obtidos através da instrumentação. Estes dados são ainda

comparados com os resultados da literatura, já apresentados no segundo capítulo.

O sexto e último capítulo traz as considerações finais resultantes deste trabalho e sugestões para futuras pesquisas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

As estruturas de contenção em solo reforçado têm representado nas últimas décadas uma alternativa cada vez mais atraente em relação às estruturas convencionais por sua rapidez de execução, baixo custo, simplicidade de execução, confiabilidade e vantagens técnicas, como a capacidade de resistir a recalques diferenciais. Também tem sido muito adotado o reforço de solos para taludes íngremes e aterros sobre solos moles.

Os solos apresentam boa resistência à compressão, entretanto a resistência à tração é muito baixa ou nula. Para suprir esta deficiência, o conceito do solo reforçado preconiza a introdução de elementos de elevada resistência à tração no solo. O maciço assim formado, com solo e reforço, ganha em estabilidade, tendo maior resistência e menores deformações.

Vários tipos de reforços são empregados neste sistemas. Tipicamente podem ser reforços metálicos, geogrelhas, geotêxteis tecidos ou geotêxteis não tecidos. Nesta dissertação, a ênfase recai nos geotêxteis, especialmente os não tecidos.

2.1 Geotêxteis

São os geossintéticos mais versáteis. Além do reforço de solos, podem ser empregados em funções de drenagem, filtração, separação e impermeabilização quando impregnados. Os geotêxteis podem ser divididos em dois grandes grupos, conforme o seu processo de fabricação. A Figura 2.1 apresenta microfotografias de diferentes tipos de geotêxteis.

2.1.1 Geotêxteis tecidos

Os geotêxteis tecidos são fabricados segundo processos convencionais de tecelagem. Os polímeros mais utilizados são o polipropileno (65%), poliéster (32%), poliamida e polietileno (3%) (Koerner, 1990). Os polímeros básicos são derretidos e forçados a passar por um extrusor que lhes dá a forma de filamentos. Os filamentos adquirem a forma dos furos do extrusor, podendo ser cilíndricos ou laminetes.

Depois de resfriados, os filamentos são tecidos em duas direções. A direção longitudinal da máquina é chamada urdidura e a transversal é chamada trama. O entrelaçamento das fibras pode ser em forma de filamentos únicos ou múltiplos e laminetes, sendo os últimos os mais empregados pela indústria (Teixeira, 1993).

2.1.2 Geotêxteis não tecidos

São fabricados basicamente com os mesmos tipos de filamentos do grupo anterior, cortados em pedaços ou contínuos. Entretanto, em vez dos processos de tecelagem, os filamentos são lançados de forma aleatória em uma esteira rolante, uns sobre os outros. A gramatura do produto depende da taxa de lançamento dos filamentos.

A ligação dos filamentos é consolidada através de um dos seguintes processos:

- Agulhagem: a esteira passa por uma região onde pequenas agulhas com barbatanas atravessam repetidamente a massa de filamentos, entrelaçando-os;
- Processo térmico: através de aquecimento, os pontos de contato entre filamentos fundem-se gerando os chamados geotêxteis termoligados;
- Resinagem: a ligação entre filamentos é obtida por meio de impregnação ou pulverização com resinas acrílicas.

Após a fase de ligação dos filamentos, o geotêxtil pode ser ainda prensado para armazenagem em rolos de menor diâmetro, mais fáceis de transportar.

Os geotêxteis não tecidos têm grande complexidade estrutural, além de apresentarem características físicas e mecânicas mais isotrópicas que os geotêxteis tecidos (Teixeira, 1993). Como será evidenciado nos capítulos seguintes, essa complexidade estrutural pode afetar de forma significativa o comportamento dos não tecidos.

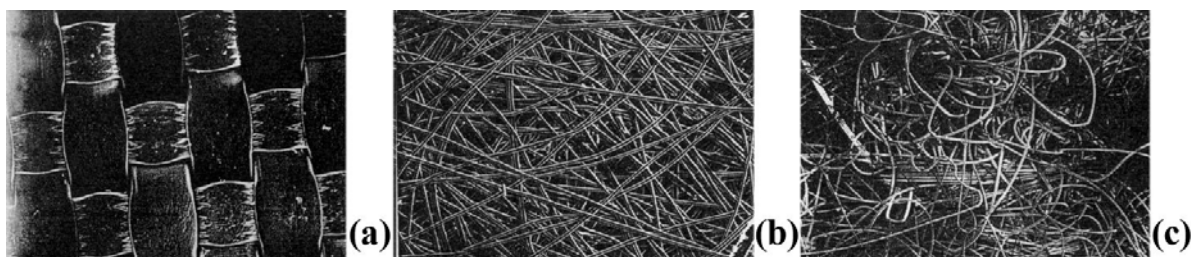


Figura 2.1 - Microfotografias de geotêxteis com diferentes estruturas: (a) tecido monofilamento, (b) não tecido termoligado e (c) não tecido agulhado (Koerner, 1990).

2.2 Propriedades-índice vs. propriedades admissíveis

No projeto de uma estrutura com geotêxteis, determina-se as solicitações atuantes no geotêxtil utilizando métodos de cálculo da mecânica dos solos. As solicitações assim obtidas são comparadas com os “valores admissíveis” que o material pode suportar.

Quando se dispõe de ambas as informações, pode-se calcular o fator de segurança da estrutura (Koerner, 1990):

$$FS = (\text{PROPR. ADMISSÍVEL}) / (\text{PROPR. REQUERIDA}) \quad (\text{eq. 2.1})$$

onde,

PROPR. ADMISSÍVEL : valor baseado em ensaios de laboratório que modelem corretamente as condições de utilização do geotêxtil;

PROPR. REQUERIDA : valor correspondente à solicitação calculada conforme um método de projeto adequado.

Os fabricantes de geotêxtil divulgam certas propriedades a respeito das características e desempenho de seus produtos. Essas propriedades são obtidas por meio de ensaios que freqüentemente não reproduzem as condições de contorno nas quais o geotêxtil será usado e não refletem o desempenho *in situ* do material. Por isso, esses ensaios são chamados de ensaios-índice e seus resultados de propriedades-índice.

Os valores obtidos pelos ensaios índice, apesar de suas limitações, podem ser usados na equação 2.1, desde que convenientemente minorados por fatores de redução (Koerner, 1990):

$$\text{PROPR.}_{\text{ADMISS.}} = \text{PROPR.}_{\text{ÍNDICE}} (\text{FS}_1 \times \text{FS}_2 \times \text{FS}_3 \times \dots)^{-1} \quad (\text{eq. 2.2})$$

onde,

$\text{FS}_1, \text{FS}_2, \dots$: fatores de redução necessários para levar em conta as diferenças entre os ensaios de laboratório e as condições de campo.

Esses fatores de redução devem considerar possíveis danos de instalação, degradação biológica, degradação química, fluência, entre outros.

Dentre as várias propriedades-índice existentes, a seguir são listadas aquelas de maior interesse para o desenvolvimento da pesquisa desta dissertação.

2.2.1 Gramatura

É a massa por área unitária, expressa em g/m^2 . O ensaio é normalizado pela ABNT (NBR 12568 - Geotêxteis - Determinação da gramatura).

2.2.2 Resistência à tração não confinada

É a propriedade-índice do geotêxtil mais relevante para a função de reforço. Neste ensaio, também denominado ensaio de tração de faixa larga, uma amostra de 200mm de largura por 100mm de comprimento é fixada entre duas garras e tracionada até a ruptura. A carga aplicada no momento da ruptura dividida pela largura inicial do corpo da amostra é a resistência à tração, expressa em kN/m.

É importante ressaltar que os resultados do ensaio de tração não confinada dependem da relação de forma da amostra (relação entre largura e comprimento). A literatura reporta que o aumento da relação largura/comprimento leva a maiores resistências à tração (de Groot et al., 1990; Anjiang et al., 1990). Azambuja (1993), entretanto, atribui este efeito à desconsideração da estrição. Segundo o autor, dividindo a carga de ruptura pela largura estriada ao invés da largura inicial, a resistência do geotêxtil é a mesma para diferentes relações de forma.

Outros fatores também podem alterar os resultados do ensaio. A discussão destes fatores está fora do escopo desta dissertação. Cabe salientar, porém, que o ensaio deve seguir rigorosamente as prescrições da norma brasileira NBR12824 - Geotêxteis - Determinação da resistência à tração não confinada - Ensaio de tração de faixa larga.

2.2.3 Alongamento na ruptura

Também chamado de alongamento máximo, é obtido diretamente do ensaio de faixa larga e expresso em porcentagem.

2.2.4 Rigidez

Quando se realiza monitoramento das cargas e deformações durante o ensaio de faixa larga, pode-se traçar a curva carga distribuída-deformação do material. O formato das curvas varia muito conforme o tipo de geotêxtil e sua estrutura. A Figura 2.2 apresenta alguns exemplos típicos.

As curvas obtidas em geral não são lineares e, desta forma, podem ser calculados diferentes tipos de rigidez:

- rigidez tangente inicial: é a inclinação do trecho inicial da curva tensão-deformação;
- rigidez secante: é a inclinação de uma reta que passa por dois pontos arbitrariamente escolhidos da curva, por exemplo, entre 10% e 20% de deformação;
- rigidez secante à origem: é a inclinação de uma reta que liga a origem à um ponto da curva, por exemplo, 10% de deformação.

A rigidez é expressa em kN/m. As duas últimas são muito utilizadas para geotêxteis não tecidos agulhados que apresentam uma rigidez tangente inicial muito baixa.

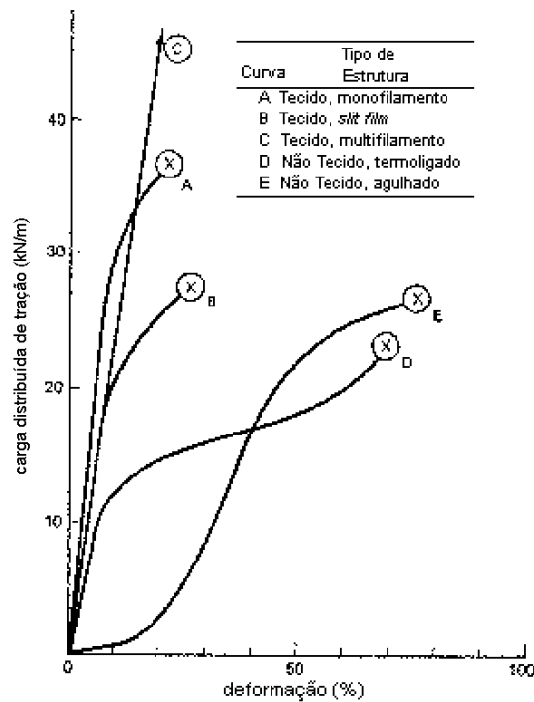


Figura 2.2 – Comportamento carga distribuída-deformação de diversos tipos de geotêxteis (Koerner, 1990).

2.3 Efeitos do confinamento por solo no comportamento dos geotêxteis

Os ensaios índice apresentados anteriormente são realizados em isolamento, ou seja, sem solo adjacente ao geotêxtil. Vários pesquisadores têm adotado o confinamento por solo nos ensaios dos geotêxteis como uma forma de melhor reproduzir as condições de contorno encontradas em campo. Neste trabalho, o termo confinamento será utilizado no sentido de confinamento por solo.

2.3.1 Ensaios de tração confinada

McGown et al. (1982) apresentam um dispositivo capaz de ensaiar geotêxteis sob confinamento a pressões ajustáveis. A amostra pode ter o tamanho padrão requerido nos ensaios de faixa larga não confinados, permitindo comparar os resultados.

Verificou-se que, especialmente nos geotêxteis não tecidos, o confinamento altera as propriedades do geotêxtil. A estrutura do geotêxtil desempenha um papel importante no seu comportamento tensão-deformação. Um ensaio de tração com um filamento apresentará resultados que dependem unicamente das características mecânicas do polímero. No caso dos geotêxteis, os filamentos não estão alinhados com o carregamento. Os não tecidos, especialmente, tem os filamentos dispostos de forma aleatória e sinuosa. A deformação total é composta por uma parcela devida à deformação dos filamentos e outra ao rearranjo espacial dos filamentos, aqui denominada de deformação estrutural. Den Hoedt (1986) salienta que ainda não se pode afirmar com precisão qual a importância relativa de cada parcela. Entretanto, considerando os tipos de estrutura de cada geossintético, o autor apresenta valores estimados de deformação expressos na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Influência da estrutura do geossintético nas deformações (adaptado de den Hoedt, 1986).

Tipo de estrutura	Deformação devida à estrutura (%)
Geogrelha	0
Geotêxtil tecido	0 – 10
Geotêxtil não tecido rígido (por exemplo, termoligado)	~ 25
Geotêxtil não tecido frouxo (por exemplo, agulhado)	~ 50

Ainda não é bem compreendida a razão do confinamento melhorar as propriedades tensão-deformação dos geotêxteis, particularmente dos não tecidos (FHWA, 1998). Os autores citam três mecanismos de interação solo-geotêxtil que podem proporcionar um melhor entendimento dos ensaios de tração confinada:

- Atrito interno entre filamentos: o confinamento aumenta o atrito filamento-filamento, restringindo o deslizamento e a reorientação dos filamentos;
- Tortuosidade: os filamentos no geotêxtil não tracionado encontram-se curvados e o solo impede seu alinhamento;
- Intertravamento: as partículas de solo entram no corpo do geotêxtil, restringindo o movimento dos filamentos.

Sob o efeito dos mecanismos acima citados, pode-se perceber alterações significativas nas seguintes propriedades dos geotêxteis não tecidos:

- resistência à tração: vários autores relatam que o aumento do confinamento eleva a resistência à tração (McGown et al., 1982; Ling et al., 1991; Leshchinsky & Field, 1987; FHWA, 1998);
- alongamento na ruptura: a literatura não apresenta muitos resultados a respeito desta característica e os dados existentes são contraditórios. Leshchinsky et al. (1987) e Ling et al. (1991) relatam que o confinamento não afeta significativamente o alongamento na ruptura. Deve-se salientar ainda que os autores utilizam relações largura/comprimento bastante diferentes. Entretanto, FHWA (1998) apresenta resultados de ensaios que demonstram decréscimo do alongamento de ruptura com o aumento da tensão confinante;
- rigidez: vários autores relatam que o aumento do confinamento eleva a rigidez (McGown et al., 1982; Boyle et al., 1996; Siel et al., 1987; Ling et al., 1991; Leshchinsky & Field, 1987; FHWA, 1998). Este efeito é mais significativo para a rigidez inicial, calculada com pequenas deformações.

2.4 Fluência dos geotêxteis

A fluência (*creep*) é uma propriedade comum aos polímeros. Entende-se por fluência uma tendência do material sofrer deformações crescentes no decorrer do tempo, quando submetido a um carregamento de intensidade constante. O fenômeno associado à fluência é a relaxação de tensões, que ocorre quando um material é submetido a uma deformação constante ao longo do tempo e as tensões internas sofrem redução.

Quando, após algum tempo, o material alcança a ruptura com uma carga menor que sua resistência à tração de curto prazo, denomina-se este fenômeno de ruptura por fadiga estática.

O *creep* dos geossintéticos tem sido mais intensamente estudado a partir da década de 1980. É, portanto, um assunto relativamente novo. Ainda há importantes desacordos e incertezas na literatura e nos métodos de projeto. Um dos pontos mais polêmicos é a influência do confinamento. Koerner et al. (1993) afirmam que é evidente que os ensaios de *creep* dos geotêxteis têm de ser executados sob confinamento para apresentarem resultados confiáveis, especialmente no caso dos não tecidos.

2.4.1 Ensaios de fluência não confinada

Grande parte dos estudos de fluência é baseada em ensaios não confinados, existindo normas internacionais (BS6906:Part 5, 1991; ASTM D5262, 1997).

Neste ensaio pode-se usar uma amostra de tamanho especial ou com as mesmas dimensões utilizadas nos ensaios de tração. A amostra é presa na vertical entre duas garras e solicitada por pesos ligados à garra inferior (Figura 2.3). Os pesos garantem carregamento constante durante o período de tempo desejado. As deformações da amostra são anotadas a intervalos regulares e a temperatura e umidade do recinto devem ser mantidas constantes.

Os extensômetros que medem as deformações devem ser ajustados entre barras presas à amostra por pinos e não às garras, para eliminar o efeito do escorregamento da amostra nas garras.

O carregamento é expresso em kN/m, dividindo-se o peso aplicado pela largura inicial do geotêxtil. Em geral são realizados ensaios com carregamentos de 10%, 20%, 30%, 40% e 60% da resistência à tração. As deformações são calculadas em relação ao comprimento inicial da amostra.

Antes do início do ensaio é realizado um pré-carregamento da ordem de 1% da resistência à tração (BS6906:Part 5, 1991) para eliminar dobras e vincos da amostra. Após a aplicação do pré-carregamento, deve-se determinar o comprimento inicial do trecho instrumentado da amostra e, em seguida, aplicar o

carregamento total de maneira suave, não permitindo golpes ou rebotes. Essa operação deve durar de 2 a 60 segundos (BS6906:Part 5, 1991).

Os resultados do ensaio podem ser expressos de várias formas, sendo as mais comuns apresentadas na Figura 2.4.

2.4.2 Interpretação e aplicações em projeto dos resultados de ensaios de fluência não confinada

Nas curvas típicas de fluência não confinada dos geossintéticos, podem ser identificados três estágios diferentes indicados na (Figura 2.5).

Após a deformação “instantânea” gerada pela aplicação do carregamento, inicia-se o estágio de *creep* primário no qual o material sofre deformações rápidas e a taxa de deformação é decrescente. Após uma fase de transição, quando a taxa de deformação tende a estabilizar-se, inicia-se o *creep* secundário, com uma taxa de deformação levemente decrescente. Em certos geossintéticos, a partir de uma deformação crítica, ativa-se o estágio terciário no qual a taxa de deformação volta a crescer levando o material à ruptura por fadiga estática (Azambuja, 1993).

Mitchell e Villet (apud Azambuja, 1993) e Allen (1991) afirmam que o comportamento de fluência do geotêxtil na fase primária é fortemente influenciado pelas deformações da estrutura. Nas fases secundária e terciária cresce a influência do tipo de polímero.

Em qualquer instante t , a deformação ε do geossintético pode ser expressada pela seguinte equação:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 + \varepsilon_I + \varepsilon_{II} + \varepsilon_{III} \quad (\text{eq. 2.3})$$

onde,

ε_0 : deformação instantânea, parte elástica e parte plástica;

$\varepsilon_I, \varepsilon_{II}, \varepsilon_{III}$: deformações primária, secundária e terciária de fluência.

A curva tempo vs. deformação apresentada na Figura 2.5 pode apresentar formas diferentes da típica caso haja um estágio de *creep* dominante (Figura 2.6).

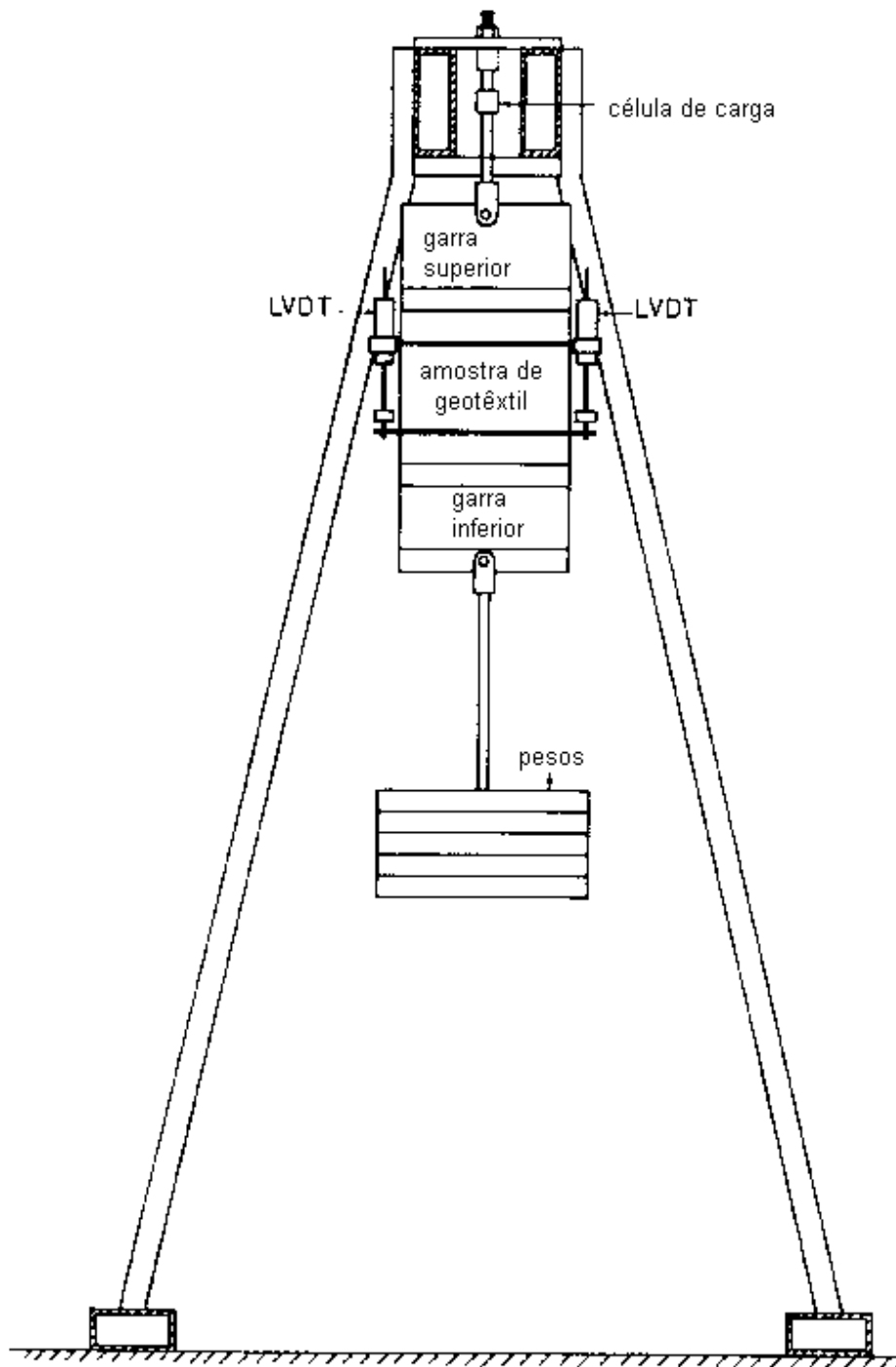


Figura 2.3 – Ensaio de fluência não confinada (Andrawes et al., 1984).

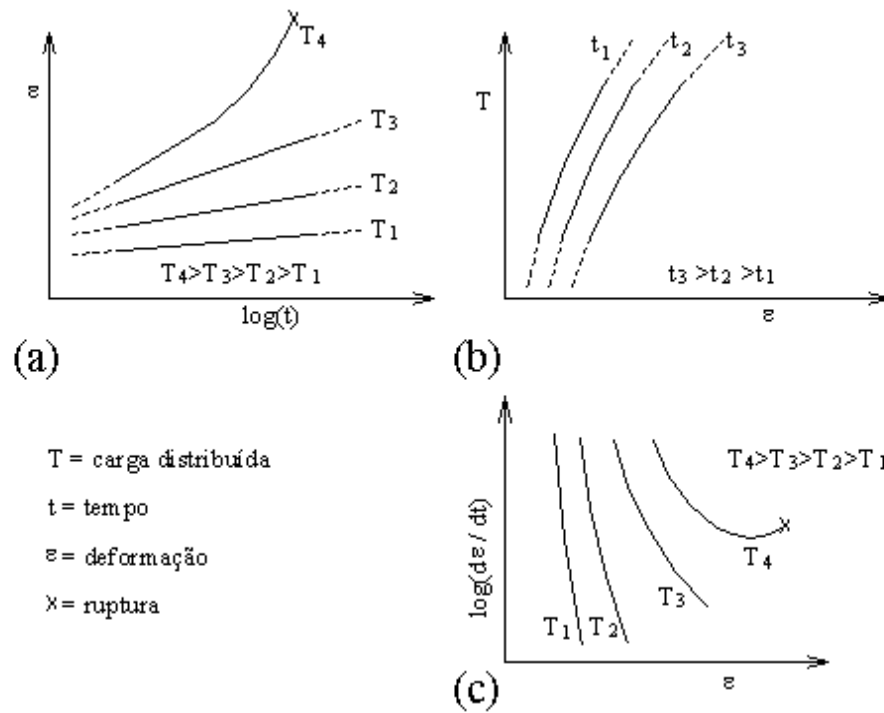


Figura 2.4 - Gráficos idealizados de fluência do tipo: (a) semi logarítmico, (b) isócronas e (c) *Sherby-Dorn* (Cazzuffi et al., 1997).

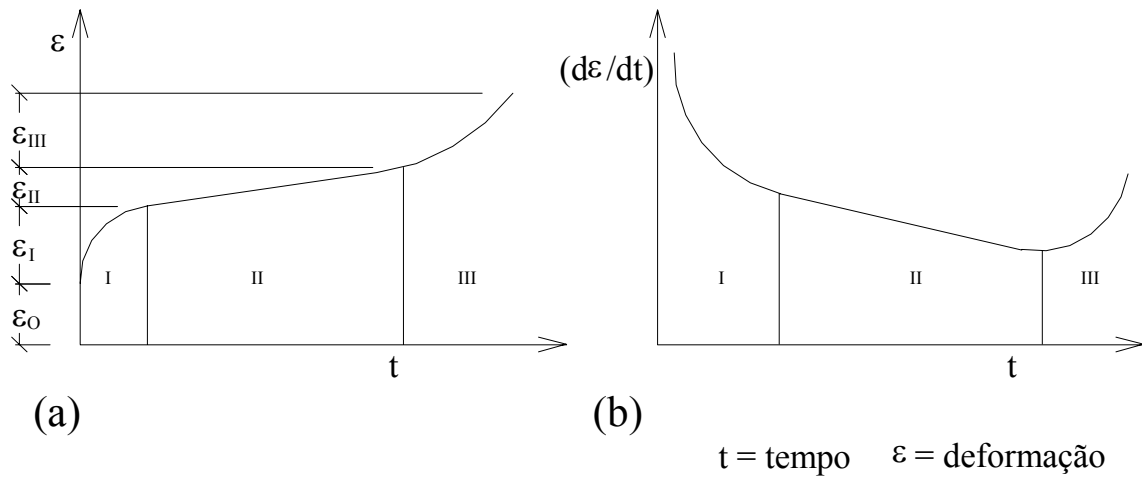


Figura 2.5 - Estágios primário, secundário e terciário da fluência de um geossintético, através de gráficos idealizados: (a) tempo vs. deformação (b) tempo vs. taxa de deformação (Cazzuffi et al., 1997).

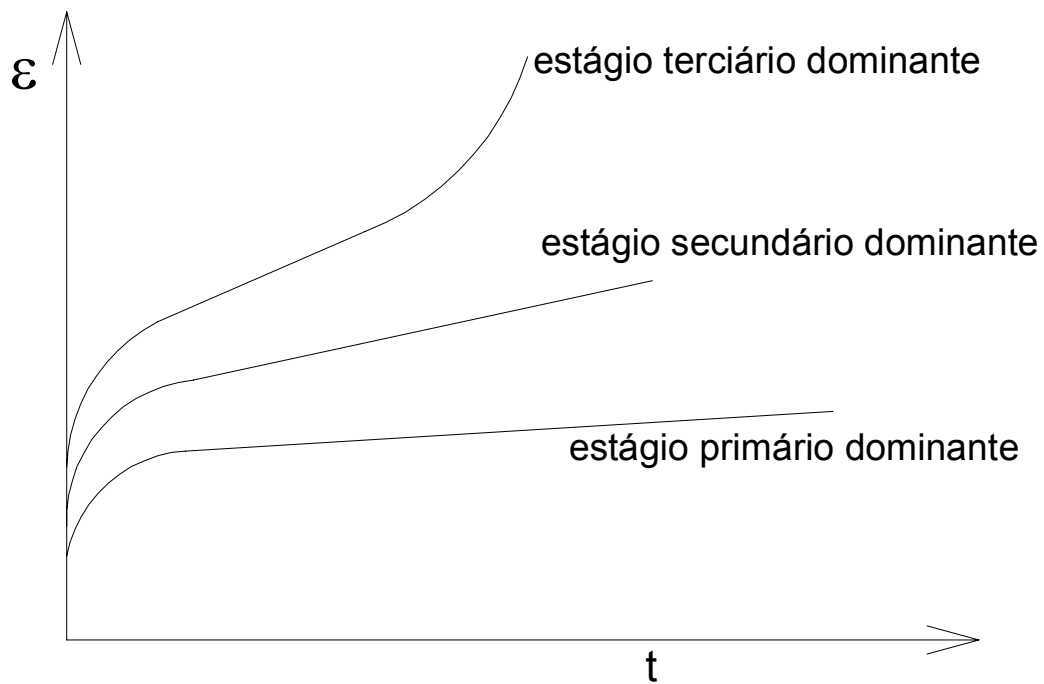


Figura 2.6 – Comportamento de fluência segundo o estágio dominante (Cazzuffi et al., 1997).

O desempenho de um geotêxtil nos ensaios de fluência não confinada depende dos seguintes fatores (den Hoedt, 1986):

- natureza e estrutura do polímero: os polímeros mais suscetíveis à fluência são, em ordem crescente de suscetibilidade, o poliéster, o polipropileno e o polietileno. Consistem de longas cadeias de moléculas arranjadas em regiões cristalinas (cadeias alinhadas) e regiões amorfas (cadeias entrelaçadas de maneira aleatória). Na fluência é muito importante o comportamento das regiões cristalinas. Quanto mais alongadas e “lisas” (Figura 2.7) as cadeias de moléculas, maiores os deslizamentos entre elas e maiores as deformações;
- estrutura do geotêxtil: a deformação de um geotêxtil é a soma das deformações dos filamentos individuais e da estrutura como um todo

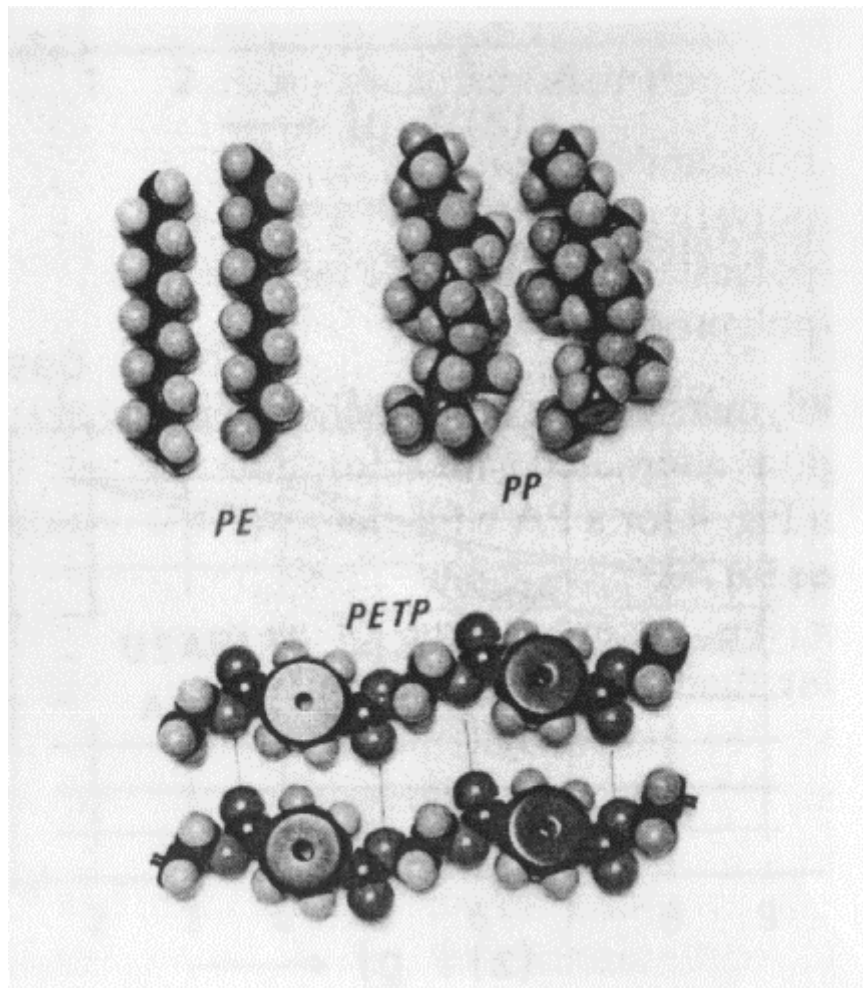


Figura 2.7 – Modelos moleculares dos polímeros polietileno (PE), polipropileno (PP) e poliéster (PETP), segundo den Hoedt, 1986.

(conforme item 2.3.1). Quanto mais complexa a estrutura do geotêxtil, menor será a importância das deformações dos filamentos isolados e maior a das deformações estruturais (deslizamentos interfilamentos e reorientação dos filamentos). Como as deformações estruturais também são dependentes do tempo, nos geotêxteis não tecidos, elas representam uma parcela muito significativa das deformações de fluência;

- intensidade do carregamento: quanto maior o carregamento, tanto maiores serão as deformações de fluência e maior será a possibilidade de ativar os estágios secundário e terciário;

- temperatura de ensaio: Müller-Rochholz & Reinhard (1990) destacam que há uma significativa influência da temperatura no comportamento de *creep* do polipropileno. Já para o poliéster esta influência é desprezível.

Em termos gerais, o projetista deve evitar que o reforço atinja o estado último de ruptura ou que sofra deformações excessivas que prejudiquem a aparência ou o uso da estrutura. Watts et al. (1998) sugerem que a limitação das deformações impostas ao reforço é suficiente para atender aos dois critérios.

O critério de minorar a resistência à tração por um fator de segurança para fluência não é utilizado quando se dispõe de resultados confiáveis de ensaios de fluência. Ao invés disto, o projetista estabelece um valor de deformação máximo permitido para o reforço e retira a carga admissível do gráfico de isócronas, correspondente à vida útil da obra. Esta carga posteriormente será minorada pelos outros fatores de redução (conforme item 2.2). O valor de deformação a ser empregado para o geotêxtil depende da responsabilidade da obra, das propriedades do solo e mesmo da experiência do projetista. Bonaparte & Berg (1987) sugerem que se limite a deformação do geotêxtil ao máximo de 5% no fim da vida útil da obra.

2.4.3 Ensaios de fluência confinada

Com a constatação da melhoria das propriedades mecânicas dos geotêxteis pelo confinamento, surgiu a idéia de que efeito semelhante pudesse ocorrer no comportamento de fluência. Somando-se a isso, as obras instrumentadas de solo reforçado apresentavam valores de deformação ao longo do tempo sempre menores que os previstos com base nos ensaios de fluência não confinada (Barret, 1985; Delmas, 1988; Mitchell e Villet, 1987 apud Azambuja, 1993). Mitchell e Villet afirmam que os ensaios de fluência não confinada subestimam a rigidez isócrona dos geotêxteis, justificando desta forma a ocorrência de deformações significativamente menores que as previstas.

McGown et al. (1982) realizaram ensaios de fluência confinada em diferentes geotêxteis não tecidos. O solo empregado foi a areia “Leighton Buzzard”, com diâmetro médio de 0,85mm e coeficiente de uniformidade de 1,22.

Os ensaios foram realizados no aparelho mostrado na Figura 2.8 sob uma pressão confinante de 100kPa.

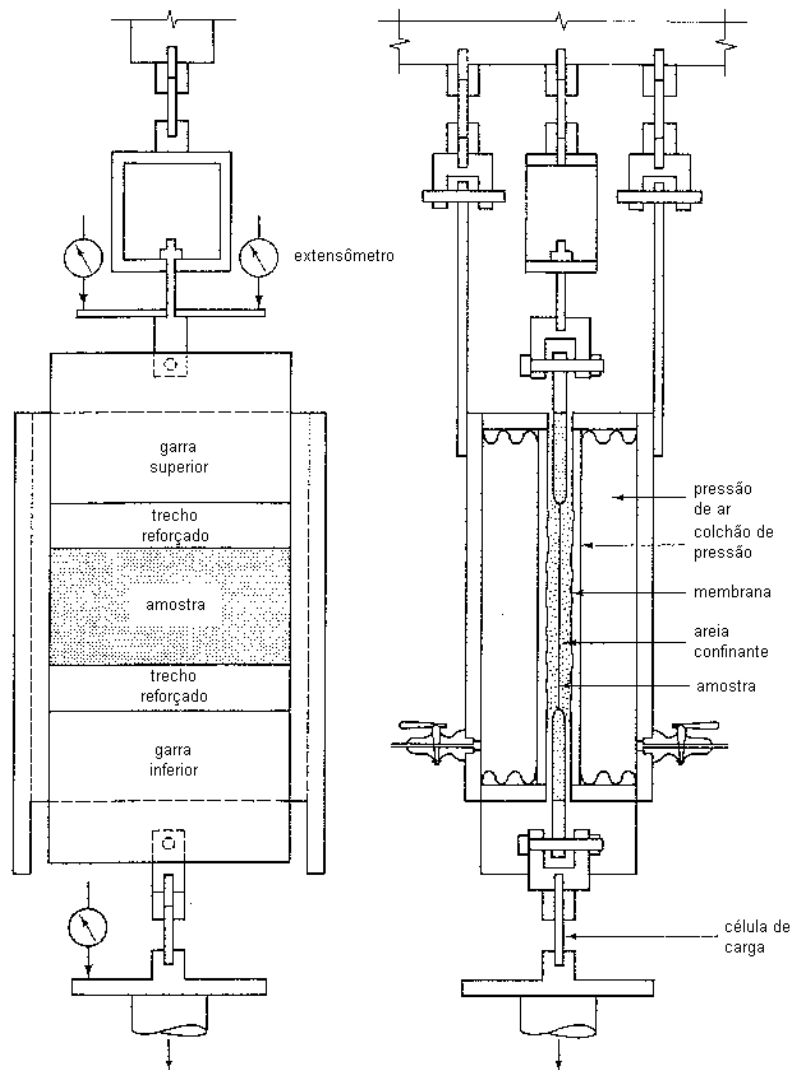


Figura 2.8 – Aparelho para ensaios de geossintéticos em solo (McGown et al.,1982).

O ensaio tem uma configuração muito semelhante aos ensaios de fluência não confinados tradicionais, permitindo comparação direta entre os resultados. Os autores relatam que o confinamento provocou reduções de 40 a 60% na fluência

primária e significativa redução na taxa de fluência do estágio secundário conforme indicado na Figura 2.9. A conclusão é de que os ensaios não confinados superestimam grosseiramente a fluência dos geotêxteis não tecidos.

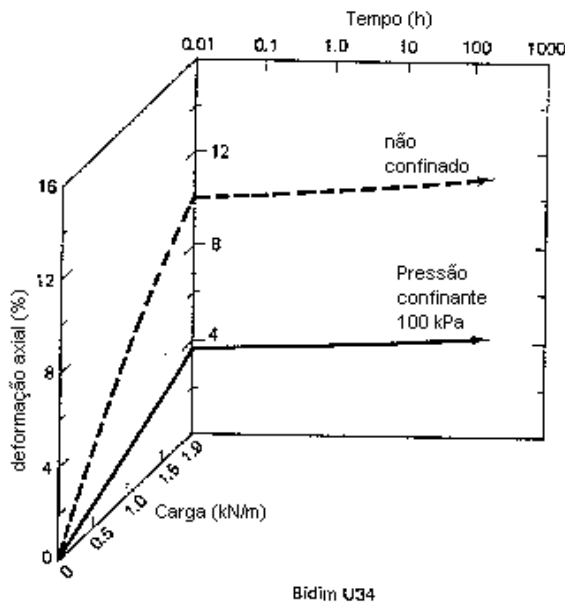
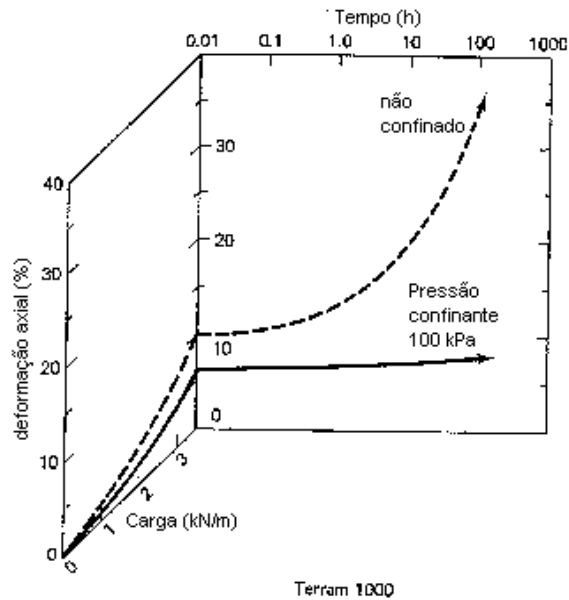


Figura 2.9: Resultados de ensaios de fluência confinada (segundo McGown et al., 1982)

Wu e Helwany (1996) apresentam uma configuração alternativa para os ensaios de fluência confinada. Conforme a Figura 2.10, uma unidade de solo

reforçado é colocada dentro de uma caixa rígida com paredes laterais transparentes. A unidade de solo reforçado consiste de um geotêxtil na horizontal confinado por solo e duas paredes flexíveis de metal com 1mm de espessura. O geotêxtil é firmemente preso às paredes flexíveis de metal, na metade de suas alturas. O carregamento é aplicado na vertical, através de uma placa rígida, fazendo com que o solo e o geotêxtil deformem-se de maneira interativa.

Nos ensaios foram empregadas amostras de um geotêxtil não tecido termoligado com índice de forma 8. Dois solos foram utilizados, uma areia fina com coeficiente de uniformidade igual a 1,43 e uma argila caulínica.

Os autores relatam que os resultados obtidos foram radicalmente diferentes. O compósito geotêxtil-areia apresenta melhor comportamento de fluência que o geotêxtil isolado, pois reduz as deformações por um fator de aproximadamente 4 para 720h. No compósito geotêxtil-argila dá-se exatamente o inverso, visto que as deformações são 2,5 vezes maiores no ensaio confinado. Portanto, conforme Koerner et al. (apud Allen, 1991) haviam previsto, o comportamento tempo-deformação do solo tem grande importância no desempenho confinado do geotêxtil. Fica claro que pode ser equivocado avaliar o desempenho de estruturas de solo reforçado a partir de ensaios de fluência não confinada.

No estudo realizado pelo FHWA (1998) utilizaram-se vários geossintéticos em ensaios de fluência confinada realizados num aparelho semelhante ao descrito por McGown et al. (1982). Também foram utilizadas duas areias finas e duas pressões de confinamento (69 e 138 kPa). No caso de um geotêxtil não tecido agulhado, as deformações de fluência foram significativamente reduzidas em ambos os solos. Os autores ressaltam que as deformações nos não tecidos são primariamente causadas pela reorientação e inter-deslizamento dos filamentos. O alongamento dos próprios filamentos contribui pouco para a deformação total, visto que a tensão atuante em cada filamento é uma fração muito pequena de sua resistência à tração, mesmo no momento da ruptura do geotêxtil (FHWA, 1998). A fluência de um geotêxtil pode ser associada ao deslizamento de seus filamentos em função do tempo (isto é, *shear creep*, ou fluência cisalhante). Os autores creditam o excelente desempenho nos ensaios do geotêxtil não tecido ao fato de que as tensões de confinamento são

suficientemente elevadas para suprimir o deslizamento entre filamentos ao longo do tempo.

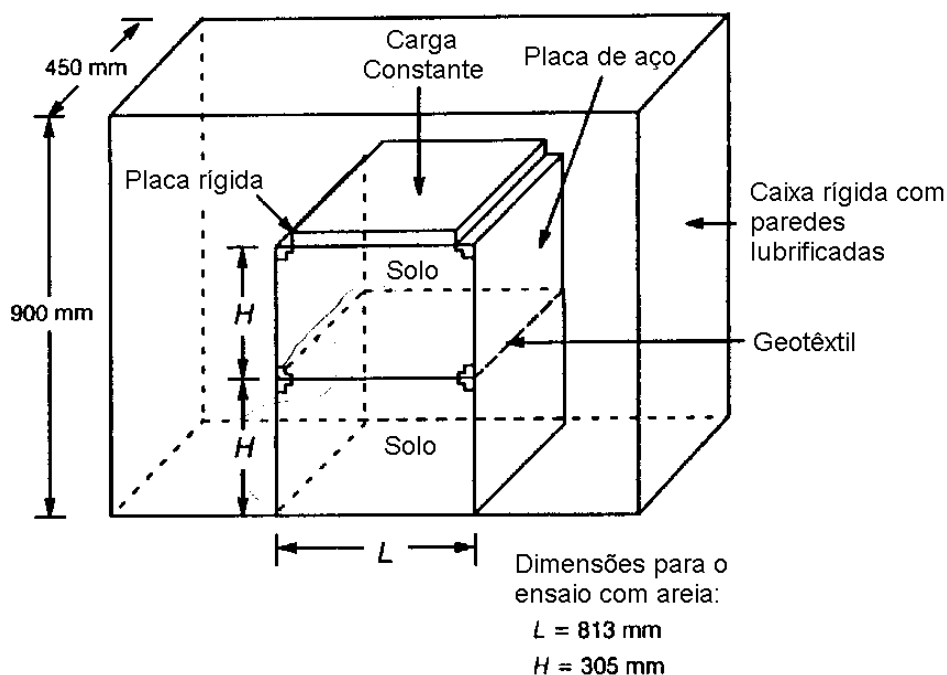


Figura 2.10 – Aparelho para ensaios de desempenho a longo prazo (Wu e Helwany, 1996).

2.5 Propriedades de interface solo-reforço

Na verificação da segurança das estruturas de solo reforçado é necessário avaliar os mecanismos de interação pelos quais as tensões são transferidas do solo para o geotêxtil e vice versa.

Milligan e Palmeira (1987) relatam três mecanismos para ruptura interna do solo reforçado. Num primeiro mecanismo, a superfície de ruptura 1 indicada na Figura 2.11 atravessa e eventualmente rompe o geotêxtil no ponto A. Se não ocorrer a ruptura no ponto A, pode ocorrer o arrancamento no trecho AB. Ainda é possível que ocorra uma ruptura por cisalhamento na interface solo-geotêxtil, ao longo do trecho CD segundo a superfície 2.

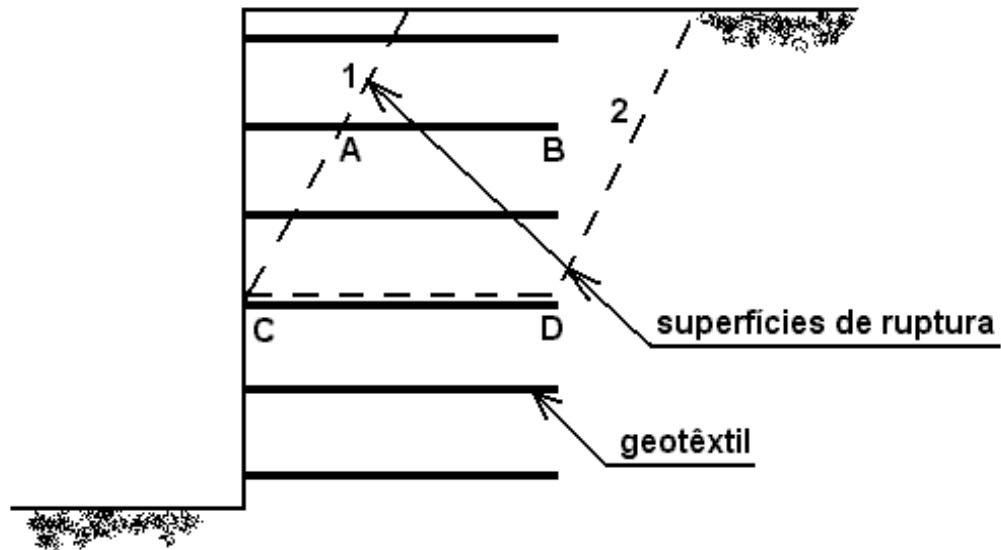


Figura 2.11 – Mecanismos de ruptura em uma estrutura de solo reforçado (Milligan e Palmeira, 1987).

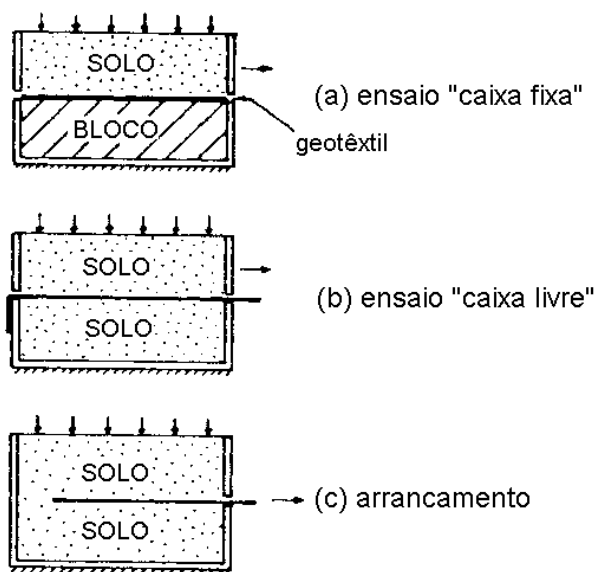


Figura 2.12 – Ensaios de resistência da interface: (a) cisalhamento do tipo “caixa fixa”, (b) cisalhamento do tipo “caixa livre” e (c) arrancamento (Ingold, 1984).

Para determinar as propriedades mecânicas da interface solo-geotêxtil existem duas técnicas principais – o cisalhamento direto e os ensaios de arrancamento (*pull-out test*). A Figura 2.12 apresenta esquematicamente as configurações mais comuns para estes ensaios executados em laboratório.

Para solos não coesivos, segundo Ingold (1984), as tensões de aderência desenvolvidas na interface solo-geotêxtil dependem do ângulo de atrito interno do solo, do nível de tensões normais confinantes e das propriedades básicas do geotêxtil, como sua extensibilidade e estrutura.

2.5.1 Ensaio de cisalhamento direto

Este ensaio consiste basicamente de uma adaptação do ensaio tradicional de cisalhamento direto de solos. O plano de cisalhamento das caixas deve ser ajustado de forma a passar exatamente na interface entre o solo e o geotêxtil. Mais raro é colocar o geotêxtil inclinado em relação ao plano de cisalhamento. No primeiro caso, há duas configurações possíveis. Na primeira, denominada de “caixa fixa”, a metade inferior da célula de cisalhamento é preenchida por um bloco de madeira ou metal, ao qual o geotêxtil é firmemente preso ou colado. O plano de cisalhamento passa pela superfície superior do geotêxtil. Na segunda configuração, denominada de “caixa livre”, as duas metades da célula são preenchidas com solo. O plano de cisalhamento também passa na face superior do geotêxtil.

A norma britânica para ensaios de cisalhamento (BS6906:Part 8, 1991) sugere o uso de caixas com lado de 30 cm no mínimo, mas admite aquelas de lado igual a 6 cm para ensaios de controle de qualidade.

Para solos não coesivos, a relação entre a resistência ao cisalhamento do solo e a da interface solo-geotêxtil é expressa em termos de um parâmetro denominado eficiência E_{ϕ} :

$$E_{\phi} = \tan(\delta) / \tan(\phi)$$

(eq. 2.4)

onde,

ϕ : ângulo de atrito interno do solo;

δ : ângulo de atrito da interface solo geotêxtil.

Para os geotêxteis não tecidos, de maneira geral, a literatura reporta valores de E_ϕ acima de 80% (Koerner, 1990; Dembicki e Jermolowicz, 1991; Koutsourais et al., 1998).

No caso do ensaio do tipo “caixa fixa”, Ingold (1984) ressalta que a colagem do geotêxtil a um substrato rígido restringe as suas deformações. No caso dos geotêxteis mais extensíveis, esta restrição pode ter um efeito considerável na mobilização do atrito de interface.

Ingold (1984) apresenta também resultados de ensaios de cisalhamento direto em um geotêxtil não tecido termoligado com caixas de 6 cm e 30 cm (Figura 2.13). O solo utilizado foi uma areia bastante uniforme, de granulometria média a grossa e ângulo de atrito igual a 34° .

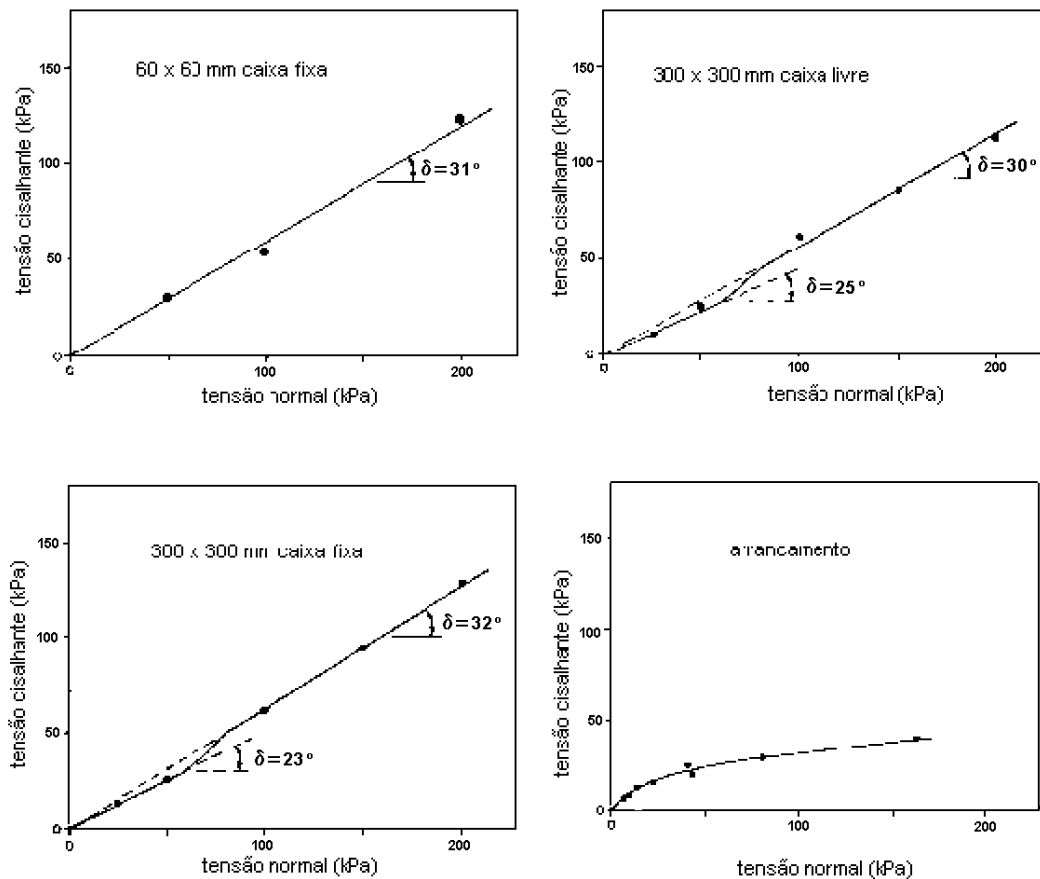


Figura 2.13 – Resultados de ensaios de interface de areia-geotêxtil não tecido: (a) caixa fixa de 60mm de lado, (b) caixa livre de 300mm de lado, (c) caixa fixa de 300mm de lado e (d) arrancamento (Ingold, 1984).

O autor relata que o ensaio na caixa de 6cm produziu uma envoltória de ruptura linear com inclinação de 31° ($E_\phi = 89\%$). Os ensaios na caixa de 30 cm produziram resultados muito semelhantes, com pequeno acréscimo de resistência na montagem do tipo caixa fixa. A característica marcante, entretanto é uma pronunciada descontinuidade nas tensões de aderência, que o autor atribui ao fato do geotêxtil ter seus filamentos superficiais arrancados pelo solo adjacente nas tensões de confinamento mais altas, conforme constatado mediante inspeção visual das amostras já ensaiadas. Este fenômeno tornou a superfície do geotêxtil bastante mais rugosa, justificando um crescimento do ângulo de atrito. O mesmo comportamento não foi verificado nos ensaios com caixa de 6cm, devido à pequena magnitude dos deslocamentos.

2.5.2 Ensaio de arrancamento

Nos ensaios de arrancamento (*pull-out test*), o reforço é confinado por solo nas faces superior e inferior (Figura 2.12c). Uma das pontas fica livre, enterrada no solo, enquanto a outra é presa a uma garra fora do solo, por meio da qual são aplicadas forças de tração para arrancamento do reforço. Neste ensaio uma célula de carga mede os carregamentos aplicados ao reforço e extensômetros controlam os deslocamentos da garra ou do próprio reforço.

O ensaio é realizado para várias tensões verticais, que são aplicadas diretamente na camada de solo sobre o reforço. O ensaio só tem validade quando não ocorre ruptura de tração no reforço. Caso ocorra, deve-se repetir o ensaio com menores tensões verticais. No caso de reforços extensíveis, a envoltória de ruptura é bem diferente das envoltórias de cisalhamento direto (Figura 2.13d). Isso ocorre devido a distribuição não uniforme de deformações ao longo do reforço. As maiores deformações e, portanto, os maiores atritos mobilizados concentram-se próximos ao ponto de aplicação de carga e diminuem em direção à ponta livre da amostra (Sayão et al., 1999). Este fenômeno intensifica-se com o aumento da tensão normal impedindo o crescimento da tensão cisalhante cujo cálculo considera todo o comprimento do reforço.

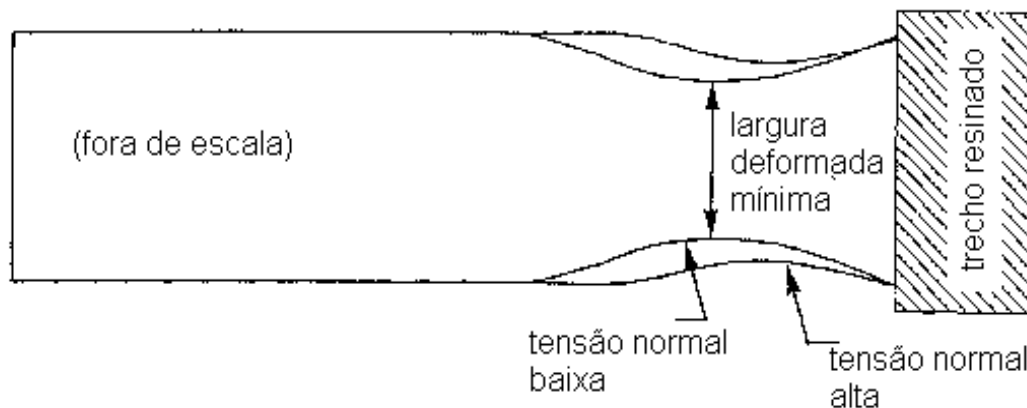


Figura 2.14: Diagrama esquemático das deformações do geotêxtil após os ensaios de arrancamento (FHWA, 1998).

Estudos do FHWA (1998) verificaram este padrão de deformações em ensaios de arrancamento de um geotêxtil não tecido de polipropileno. Na Figura 2.14, a concentração de deformações longitudinais próximas da garra está evidenciada pela estrição do geotêxtil.

2.6 Instrumentação

Conforme sugerido pelo FHWA (1990), pode-se executar programas de monitoramento dos solos reforçados com os seguintes objetivos:

- Confirmar níveis de tensão assumidos em projeto e monitorar o nível de segurança durante a construção;
- Permitir modificações e inovações nos métodos construtivos visando melhorias na segurança ou na economia;
- Controlar os recursos gastos;
- Aumentar o conhecimento do mecanismo de comportamento dos solos reforçados, propiciando uma referência teórica para futuros projetos, com a possibilidade de reduzir custos e refinar métodos de projeto;
- Permitir o conhecimento das manutenções requeridas pela estrutura ao longo do tempo, por meio de monitoramento de longo prazo.

2.6.1 Seleção de parâmetros a monitorar

Segundo FHWA (1990), deve-se selecionar cuidadosamente os parâmetros de interesse, com o cuidado de identificar os parâmetros secundários que podem influenciar os parâmetros primários.

É necessário prever a magnitude de variação de cada parâmetro para poder definir a precisão e a capacidade de leitura dos instrumentos que serão utilizados. Se as medidas forem tomadas com propósito de acompanhamento da segurança da estrutura, deve-se determinar previamente níveis de alarme, providências a tomar caso cada nível de alarme seja atingido e distribuir responsabilidades para as tarefas de emergência.

2.6.2 Localização da instrumentação

Para selecionar os pontos e seções de medição, FHWA (1990) preconiza que devem ser instrumentadas suficientes “zonas representativas”, isto é, seções cujo comportamento seja considerado como sendo representativo da estrutura como um todo. Deve-se prever, também, uma instrumentação secundária em outras seções para que se possa comparar com as leituras das zonas representativas. Por fim, é necessário instrumentar regiões com características diferenciadas, como níveis de tensão muito elevados ou sobrecargas importantes.

Os instrumentos e seus equipamentos de leitura, é bom lembrar, devem ser instalados de forma a reduzir ao mínimo as possibilidades de vandalismo.

2.6.3 Seleção dos instrumentos próprios a cada parâmetro

A instrumentação deve ser escolhida com base em critérios técnicos de confiabilidade, precisão, facilidade de leitura, disponibilidade ou não de pessoal capacitado para efetuar leituras, adequabilidade à locação desejada para o instrumento e capacidade de leitura suficiente para a tarefa desejada. Também devem ser considerados os possíveis efeitos e conseqüências da presença dos instrumentos no estado de tensões e deformações, durante a construção e vida útil de obra, além da influência nas leituras de outros instrumentos.

Em adição à instrumentação específica para os geotêxteis e para solos reforçados em geral, estruturas de solo reforçado podem receber outras instrumentações corriqueiramente usadas em obras geotécnicas.

Leituras estranhas por si só não significam que um instrumento esteja danificado. Podem simplesmente estar refletindo um comportamento não usual da estrutura. É necessário separar as “boas leituras” das “más leituras” e evitar que leituras erradas produzidas por instrumentos danificados ou que perderam sua calibração gerem erros de interpretação. Para isso deve-se providenciar suficiente redundância, tanto em número quanto em tipo de instrumentos. Isto significa que um mesmo parâmetro deve ser medido por mais de um instrumento, e que deve haver, de preferência, mais de um tipo de instrumento para validar a mesma leitura (FHWA,1990).

A seguir são apresentados os parâmetros mais importantes a monitorar e os instrumentos adequados para cada caso, com uma breve discussão de métodos de instalação, vantagens e deficiências de cada instrumento.

- **Tensões na massa de solo e na base da estrutura:** as medidas de tensão vertical ou horizontal atuante no solo podem ser obtidas por meio de células de pressão total. Apesar desta ser a prática corrente, alguns pesquisadores discutem problemas associados à dificuldade de interpretação das leituras. Brady et al. (1991) relatam que é difícil saber se uma certa diferença entre tensões medidas por duas células é real ou se é produto da variação dos fatores de registro ($R = \text{tensão normal medida} / \text{tensão normal real}$) devido a diferenças de rigidez dos solos dos locais de instalação. Para tirar o maior proveito das medições com células de tensão total, Weiler e Kulhawy (1982) sugerem alguns critérios. Devem ser preferidas células com a menor razão espessura/diâmetro possível, para evitar os efeitos nocivos do arqueamento do solo. É praticamente impossível criar uma célula com a mesma rigidez do solo. Portanto, a célula deve ser mais rígida que o solo, o que gera um fator de registro maior que a unidade, porém constante. Os autores recomendam ainda que se evite alterar a densidade do solo adjacente a célula. Por exemplo, no caso de aterros compactados com solos granulares é melhor colocar a célula direto sobre uma camada recém compactada e prosseguir compactando a próxima camada do que escavar um buraco para colocar a célula e recompactar manualmente o solo ao redor.
- **Deslocamentos horizontais da estrutura ou do faceamento:** de maneira geral, todos os deslocamentos de pontos superficiais não inacessíveis da

estrutura podem ser monitorados por métodos topográficos. Para tanto, são necessários pontos de referência na estrutura, também chamados de marcos, e pontos de referência fixos, fora da estrutura. Deve haver perfeita visibilidade entre os pontos de referência. Os pontos de referência fixos, também chamados *benchmarks*, podem ser localizados em construções próximas, que estejam sabidamente livres de qualquer movimento, como recalques, inclinações, movimentos térmicos, etc. Caso não existam construções assim, pode-se instalar *benchmarks* profundos. Segundo Dunniclif e Green (1998), um *benchmark* profundo consiste de uma haste ancorada no subsolo a uma certa profundidade e protegida dos movimentos do solo adjacente por um tubo, com o qual a haste não tem contato. Deve-se tomar especial cuidado para ancorar o *benchmark* em rocha ou solo a uma profundidade onde não ocorram movimentações devido à cravação de estacas, recalques naturais ou provocados por construções vizinhas. Os marcos podem ser, por exemplo, parafusos inoxidáveis de cabeça boleada inseridos na estrutura. No topo do aterro e nos taludes é conveniente que o parafuso seja inserido em um pequeno bloco de concreto. Se o faceamento for realizado com elementos estruturais, como tijolos ou blocos de concreto, tal providência não é necessária. Dunniclif e Green (1998) recomendam que se procure trabalhar com prestadores de serviços de topografia com experiência em monitoramento. Os topógrafos que trabalham em obras comuns, geralmente tem pouca familiaridade com os requisitos de precisão necessários para um bom monitoramento. Deslocamentos da massa de solo também podem ser medidos internamente por meio de *tell-tails* ou inclinômetros. O *tell-tail* utilizado para este fim é muito semelhante ao descrito no item c. Inclinômetros, segundo Dunniclif e Green (1998) são aparelhos que monitoram as deformações normais ao eixo de um tubo por meio de uma sonda que passa ao longo do tubo.

- **Deslocamentos verticais da estrutura:** os deslocamentos verticais do faceamento de uma estrutura de solo reforçado, assim como os horizontais, podem ser monitorados por meio de levantamento topográfico. Se for necessário monitorar os recalques sofridos pelo aterro compactado e pelos solos da base da estrutura, pode-se empregar placas de recalque com ou sem

benchmark interno. No sistema sem *benchmark* interno, instala-se uma placa metálica quadrada com tipicamente 1 metro de lado e solda-se a ela um tubo de aço que deve subir verticalmente e cuja ponta deve ficar acima do topo do aterro. Por meio de topografia de precisão pode-se determinar os recalques pela posição da ponta do tubo. Para evitar que o tubo seja arrastado para baixo e transmita esforços à placa pode-se instalar também um “tubo manga” independente, externo ao tubo principal. Este sistema geralmente é utilizado para casos em que o terreno natural recalca muito mais que o material do aterro. No caso do sistema com *benchmark* interno, o tubo preso à placa permite a passagem de uma haste. Esta haste é o *benchmark* e é ancorada em uma camada profunda, livre de recalques. Para proteger o *benchmark* de esforços verticais gerados por atrito com o solo que recalca, emprega-se o mesmo sistema de “tubo manga” descrito acima. A vantagem deste sistema é que a leitura dos recalques ocorridos pode ser feita pela diferença na distância entre o *benchmark* e o tubo preso à placa, sem necessidade de topografia.

- **Deslocamentos e deformações do geotêxtil:** pode-se obter a deformação média sofrida por um certo trecho de um geotêxtil, sabendo seu comprimento e os deslocamentos de seus pontos inicial e final. Também é possível medir-se diretamente a deformação ocorrida em um certo ponto. São inúmeros os instrumentos de medida reportados na literatura. Rowe e Gnanendran (1994) apresentam três tipos de instrumentos. Um deles é totalmente mecânico, chama-se genericamente de *tell-tail*. Consiste de uma presilha que prende um fio ao geotêxtil. Esse fio corre dentro de um delgado tubo lubrificado e é mantido sempre esticado por mola ou peso, sob uma tensão constante. A medição dos movimentos do peso indica diretamente os movimentos do geotêxtil no seu ponto de fixação (Sayão et al., 1999). O segundo instrumento apresentado é chamado de *ring gage* e é eletromecânico. Duas cantoneiras metálicas são presas ao geotêxtil. As cantoneiras são soldadas a um anel metálico ao qual são colados *strain gages*. Qualquer movimento das cantoneiras provoca uma deformação no anel e os *strain gages* respondem, alterando suas leituras. Por meio de calibração em laboratório, pode-se calcular a deformação do geotêxtil, com base na deformação do anel. A terceira alternativa é o uso de *strain gages* colados diretamente no geotêxtil,

conforme reportam Lee et al. (1990). Sluimer e Risseeuw (1982) apresentam um roteiro detalhado para colagem dos *strain gages*. Os autores ainda salientam que podem ocorrer dois problemas de interpretação das leituras. Devido à rigidez relativamente baixa dos geotêxteis, a relação entre rigidez do *strain gage* e rigidez do substrato, que normalmente é desprezada, pode se tornar significativa e gerar erros de interpretação. Também é muito importante o método de instalação, pois métodos diferentes certamente conduzirão a resultados diferentes. A camada de cola empregada, por exemplo, deve ser tão fina quanto possível, para evitar que ela “absorva” as deformações do geotêxtil. Por outro lado, é necessário considerar que a ponte de *Wheatstone*, normalmente empregada para as leituras, passa a apresentar não linearidade para grandes deformações, tipicamente maiores que 5%. FHWA (1990) propõe que, para aumentar a redundância e a confiabilidade das leituras, mais de um tipo de instrumento seja empregado simultaneamente. Por exemplo, pode-se definir os pontos de fixação dos *tell-tails* no geotêxtil e distribuir *strain gages* entre eles.

- **Condições térmicas:** o aumento de temperatura acelera a fluência dos geotêxteis (Müller-Rochholz & Reinhard, 1990). Por isso o monitoramento da temperatura do ambiente e no interior da massa de solo é fundamental. Para este caso os melhores sistemas de monitoramento da temperatura são aqueles que permitem aquisição automática de dados, de forma que se possa acompanhar a variação térmica ao longo do dia e durante grandes períodos de tempo, sem necessidade de leituras periódicas. Dunnicliff e Green (1998), por exemplo, citam o *thermistor*, isto é, *thermally sensitive resistor* ou resistor termicamente sensível, que é composto de um material semicondutor cuja resistência varia sensivelmente com a temperatura. A leitura do *thermistor* é realizada aplicando-se um potencial elétrico e medindo-se a corrente que se estabelece no circuito. Tem-se a resistência e, portanto, a temperatura. Para obter uma correlação entre a temperatura em certos pontos do aterro e a temperatura ambiente, pode-se instalar alguns *thermistors* dentro do solo e outros fora do aterro, em local protegido.

2.6.4 Coleta e processamento de dados

O sucesso de um programa de monitoramento depende, entre outros fatores, dos métodos de coleta e processamento de dados. Todo um investimento em instrumentação pode ser prejudicado por um mau planejamento ou procedimentos deficientes de coleta e processamento de dados.

Cuidado especial deve ser dispensado às leituras iniciais, pois a maioria dos dados é referenciada a elas. Cada leitura tomada deve ser imediatamente comparada à anterior para assegurar que qualquer mudança significativa no comportamento da estrutura ou defeito nos instrumentos seja rapidamente identificado.

Todas as leituras realizadas devem ser transcritas das planilhas de campo para uma forma de armazenagem segura o mais cedo possível, para permitir rápido processamento e evitar extravio de dados.

Deve-se garantir que todos os dados coletados possam ser processados em tempo hábil para tomada de providências, execução de planos de segurança emergenciais, alteração de modelos teóricos de interpretação de resultados, ou o que for necessário. Dados processados tarde demais podem esconder informações importantes, e até mesmo ser perigosos ou inúteis. Não se deve prever mais instrumentação ou mais leituras do que se pode analisar.

Planilhas de “Fatos Ocorridos” ou diários de obra e de coleta de dados podem ser muito importantes para explicar medições “estranhas” ou comportamentos anômalos da estrutura. Nestes registros devem constar detalhes da instalação de cada instrumento, detalhes e prazos de construção, atividades próximas à instrumentação, etc. Tais registros devem ser documentados de forma segura e metódica.

2.7 Considerações finais

A literatura não apresenta um consenso a respeito da influência do confinamento por solo no comportamento dos geotêxteis.

No caso das propriedades mecânicas de curto prazo a maioria dos autores concorda que o efeito é benéfico para os geotêxteis de estrutura

complexa. Entretanto, pouco se considera estas recomendações nos critérios de projeto.

Em relação ao efeito do solo sobre o comportamento de fluência, as discordâncias são ainda maiores. Apesar dos resultados apresentados por alguns autores demonstrando a importância do confinamento, outro grupo de autores simplesmente desconsidera esta possibilidade. Novamente, não há registro do uso destas informações para projeto.

Os ensaios mais utilizados na literatura para obtenção de parâmetros de resistência de interface são o cisalhamento direto e o arrancamento.

Deve haver redundância na instrumentação sempre que possível, mas é preciso evitar que a quantidade de dados gerada seja maior que a capacidade de processamento.

Há uma quantidade relativamente grande de resultados de ensaios de laboratório disponíveis na literatura, diferentemente dos resultados de ensaios de campo que são menos freqüentes.

O estudo da fluência dos geotêxteis é complexo e ainda está em fase incipiente, o que explica o conservadorismo dos métodos de projeto. Espera-se que a realização de pesquisas contínuas nesta área aumente o corpo de conhecimento teórico de forma suficiente para que seja possível aplicar as novas informações diretamente às obras de solo reforçado.

3 MONTAGEM DO ATERRO EXPERIMENTAL

Foi construído um aterro experimental com três metros de altura para avaliar a influência do confinamento por solo no comportamento de fluência de geotêxteis não tecidos. O aterro foi erguido com areia compactada em camadas.

Foram dispostas e instrumentadas, em profundidades diferentes, duas amostras do geotêxtil GEOFORT G300 (Figura 3.1).

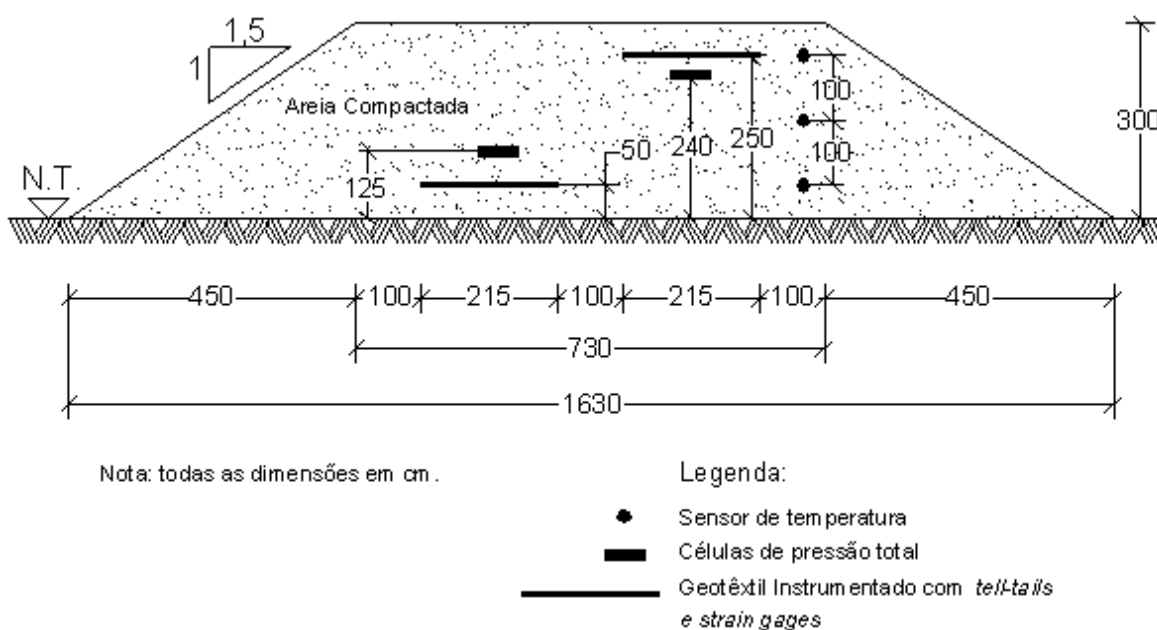


Figura 3.1 – Corte transversal do aterro experimental.

Para aplicar os carregamentos às amostras, foram construídas duas estruturas metálicas em forma de pórtico espacial, acompanhadas de dois estrados para suporte de pesos de concreto e duas garras para fixação dos geotêxteis. Os pesos empregados foram corpos de prova de concreto para verificação de qualidade em ensaio de compressão uniaxial, já utilizados pela usina da Construtora Sultepa S.A.

3.1 Materiais escolhidos

O solo empregado foi uma areia lavada de rio, utilizada para produção de concreto. Sua escolha baseou-se em dois fatores determinantes.

Primeiro, era necessário que fosse um material de fácil obtenção, entrega rápida e disponível em grandes volumes, para permitir a execução da obra no menor tempo possível, economizando os gastos em mão de obra.

Segundo, deveria ser um material facilmente caracterizável, de comportamento mecânico simples e granular, de recalques mínimos sem geração

de excessos de poro pressão durante a construção do aterro e os ensaios de fluência.

O geotêxtil escolhido para este trabalho é o Geofort G300 fabricado pela Ober S.A. Indústria e Comércio, a qual participa desta pesquisa através de convênio firmado entre a empresa e o Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. O Geofort G300 é do tipo não tecido agulhado, feito com filamentos de polipropileno. Esta escolha se baseou no fato dos não tecidos agulhados serem os geotêxteis mais suscetíveis a melhorias de comportamento mecânico por confinamento. Além disto, o polipropileno é um dos polímeros mais sensíveis à fluência, conforme demonstrado em ensaios não confinados.

A gramatura escolhida foi de 300 g/m². Este valor foi escolhido por ter uma resistência suficiente para que se pudesse desprezar qualquer efeito de dano de instalação. Por outro lado, a resistência não poderia ser muito elevada para não tornar inviáveis os sistemas de aplicação de carregamento.

3.2 Local de ensaio

Tendo em vista as peculiaridades dos ensaios propostos foi necessário encontrar um local que permitisse a execução do aterro, montagem das estruturas de carregamento, preparação dos geotêxteis, instalação da instrumentação e realização dos ensaios da forma mais vantajosa possível.

As diversas etapas prévias ao ensaio de campo propriamente dito consumiriam períodos de tempo potencialmente longos. Além disto, para cada ensaio de fluência foi prevista uma duração de 1000h. Durante todo esse tempo o carregamento tem de ser constante e as leituras periódicas. A instrumentação empregada é muito delicada e um simples ato de vandalismo pode prejudicar ou até mesmo inutilizar um ensaio. Grandes volumes de areia seriam necessários para erguer o aterro, fazendo da logística deste material uma questão fundamental.

O local do ensaio, portanto, teria de ter as seguintes características:

- vigilância constante, para desencorajar atos de vandalismo ou roubo de materiais;

- disponibilidade de energia elétrica para os equipamentos de compactação, para a instrumentação elétrica e para os sistemas de aquisição de dados;
- espaço suficiente para erguer o aterro, assentar as estruturas de carregamento e armazenar a areia antes de compactar;
- terreno firme, não sujeito a recalques que pudessem prejudicar ou alterar os resultados do ensaio.
- facilidade para o transporte da areia.

Uma área disponível dentro da usina de concreto pré moldado da Construtora Sultepa S.A., na zona norte de Porto Alegre, preencheu todos os requisitos acima. A utilização de areia pertencente aos estoques para a produção de concreto, resolveu o problema de logística e transporte. O espaço disponível era amplo, o acesso a energia elétrica fácil e o local se encontra sob vigilância permanente. Apesar de o subsolo da região ter uma camada de argila mole, o aterro foi erguido sobre uma área que funcionou por décadas como depósito de refugos de concreto, não estando mais sujeita a recalques de fundação que pudessem prejudicar o andamento dos ensaios.

3.3 Estruturas de carregamento

A duração prevista para os ensaios de fluência era de 1000h cada. Durante todo este intervalo seria necessário manter constantes os carregamentos, da ordem de algumas toneladas. Devido às suas próprias características, às possíveis interrupções no fornecimento de energia elétrica e à natureza do ensaio, os sistemas de carregamento baseados em equipamentos hidráulicos ou elétricos foram descartados. A opção restante foi o uso de algum sistema de gravidade.

Para tanto foi concebido um aparato baseado na transferência de esforços gerados por pesos, por meio de cabos e roldanas para a direção horizontal de modo a tracionar as amostras de geotêxtil. Foram aproveitados como pesos, corpos de prova cilíndricos de concreto utilizados pela usina de pré moldados para verificação e controle de resistência do concreto.

Foram projetadas duas estruturas semelhantes em perfis estruturais de aço laminado, tipos I e C, uma para cada geotêxtil. Os croquis destas estruturas são apresentados nas Figuras 3.2, 3.3 e 3.4. A soldagem e a montagem foram executadas nas oficinas da Construtora Sultepa S.A. em Estância Velha – RS.

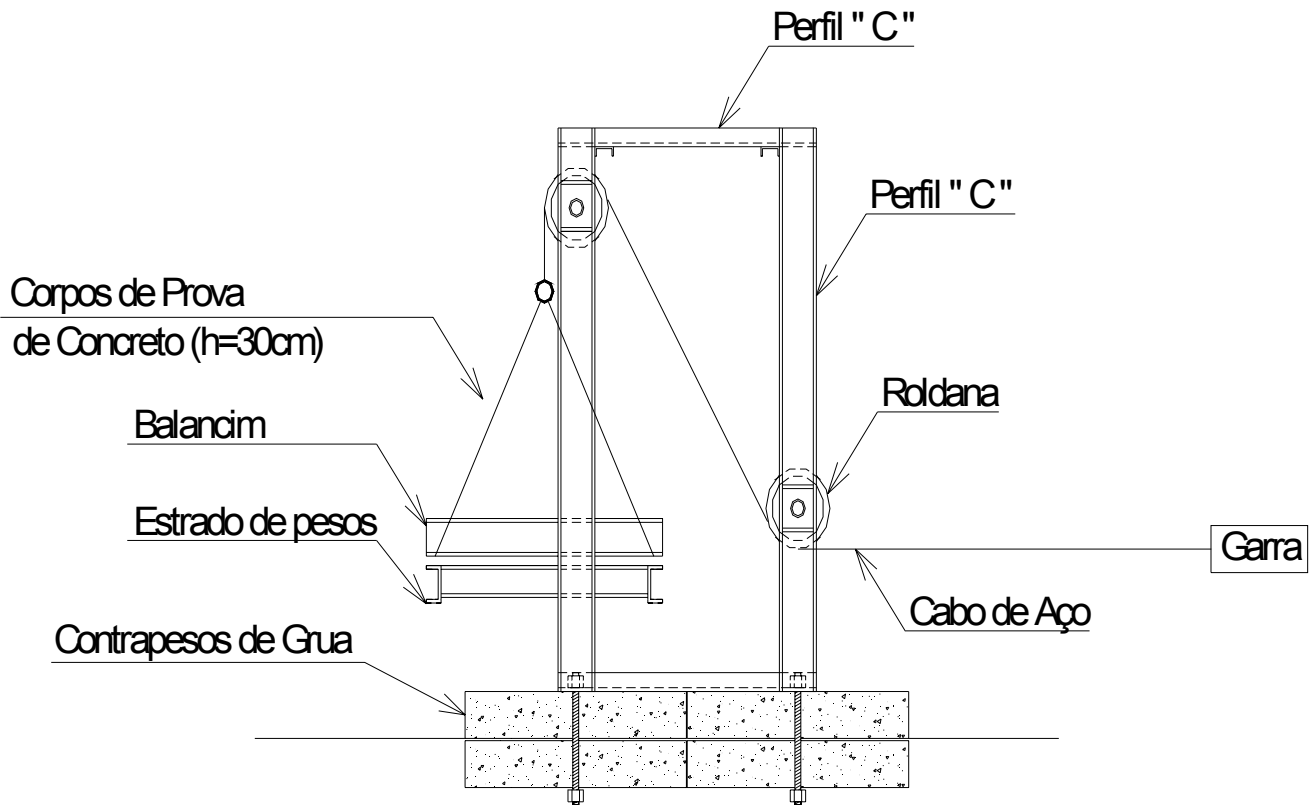


Figura 3.2 – Vista lateral da estrutura de carregamento.

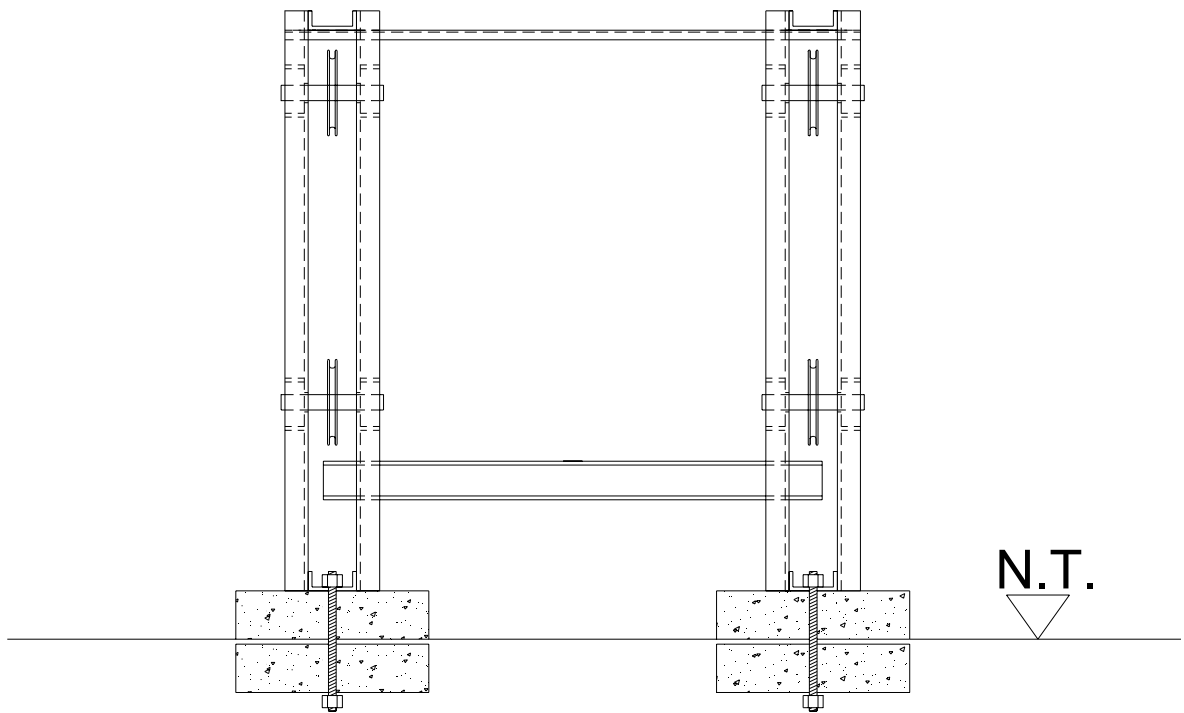


Figura 3.3 – Vista frontal da estrutura de carregamento.

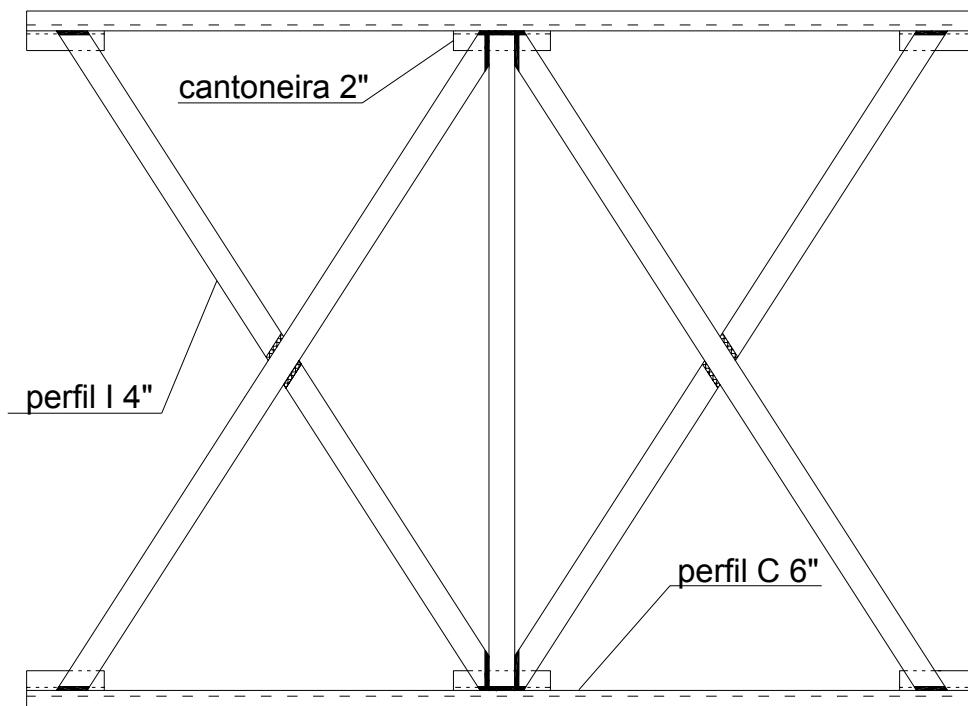


Figura 3.4 – Vista superior do estrado de pesos.

Os esforços gerados pelos pesos, na direção vertical, são transferidos para a direção horizontal e levados até os geotêxteis por meio de cabos de aço e roldanas especialmente projetadas e usinadas para este fim (Figura 3.5).

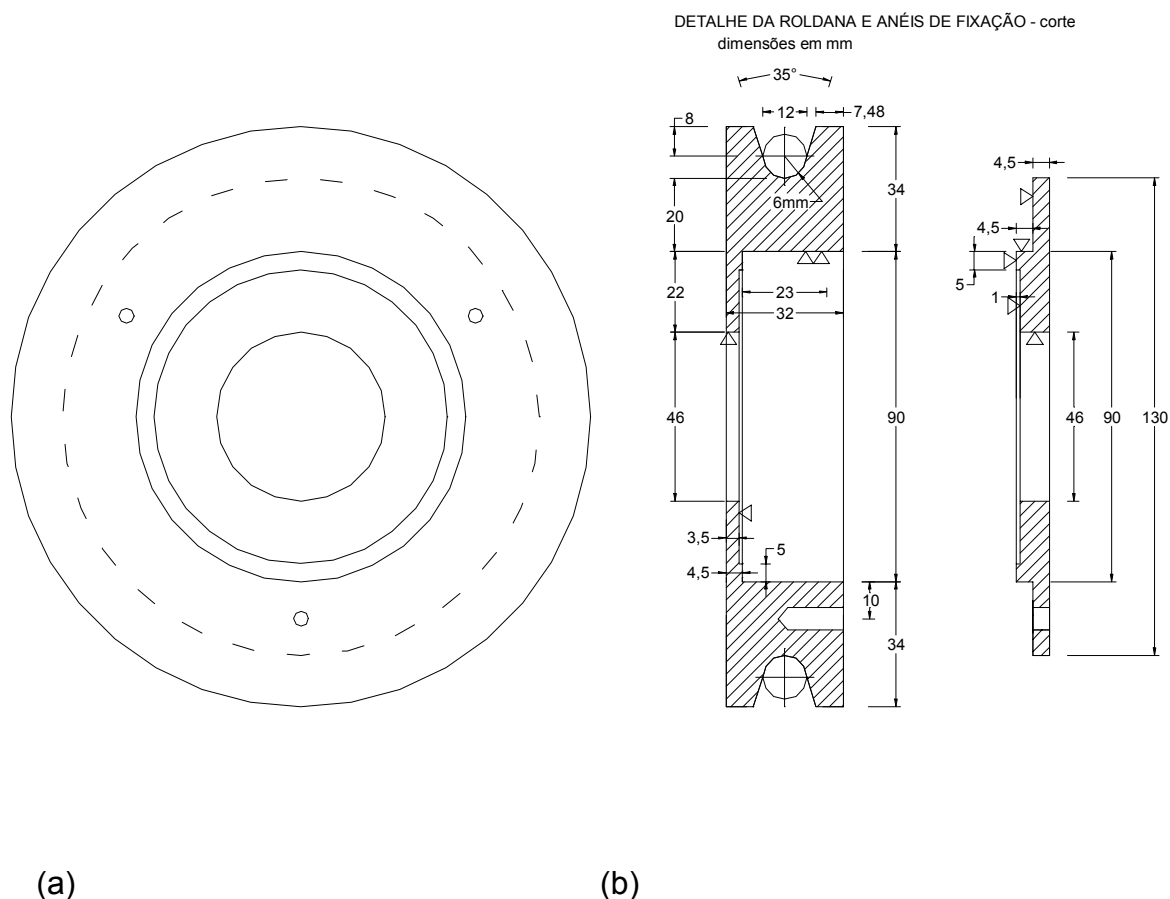


Figura 3.5 – Projeto da roldana do sistema de carregamento: (a) vista frontal e (b) corte.

As estruturas foram transportadas prontas até o local do ensaio, onde foram assentes sobre as suas fundações. As fundações consistiram de contrapesos de uma grua desativada, cada um com massa de aproximadamente 800kg. Sob cada um dos quatro vértices de cada estrutura, foram colocados dois contrapesos totalizando uma massa de 6,4 ton, necessária para evitar o tombamento ou o deslizamento da estrutura. As Figuras 3.6 e 3.7 apresentam fotos das estruturas de carregamento em dois momentos distintos, antes do início dos ensaios.



Figura 3.6 – Estruturas de carregamento montadas sobre oito contrapesos de grua cada, antes da compactação da primeira camada do aterro.



Figura 3.7 – Estruturas de carregamento e estrados. O estrado de pesos correspondente ao geotêxtil superior está apoiado sobre tonéis, pronto para ser preso pelos cabos de aço.

3.4 Sistema de garra e membranas engraxadas

Devido aos taludes de extremidade do aterro, boa parte do geotêxtil foi submetida a tensões verticais não uniformes. Para que o trecho ensaiado tivesse uma tensão vertical uniforme, optou-se por um geotêxtil relativamente longo, no qual a parte do geotêxtil sob a saia do aterro foi resinada e envolta em uma membrana plástica engraxada, de forma a garantir a transferência do carregamento para a parte não resinada.

A Figura 3.8 apresenta esquematicamente o sistema aterro-geotêxtil e a transmissão de esforços. O geotêxtil efetivamente ensaiado, isto é, trecho não resinado, situa-se na região CD, onde as tensões verticais podem ser consideradas uniformes. Os esforços que chegam até ele são transmitidos pela garra a um trecho de geotêxtil reforçado com resina epóxi (ABC), atravessando a região de tensões não uniformes. Ao longo da região ABC, o geotêxtil resinado está entre duas membranas plásticas engraxadas que reduzem o atrito com o solo adjacente.

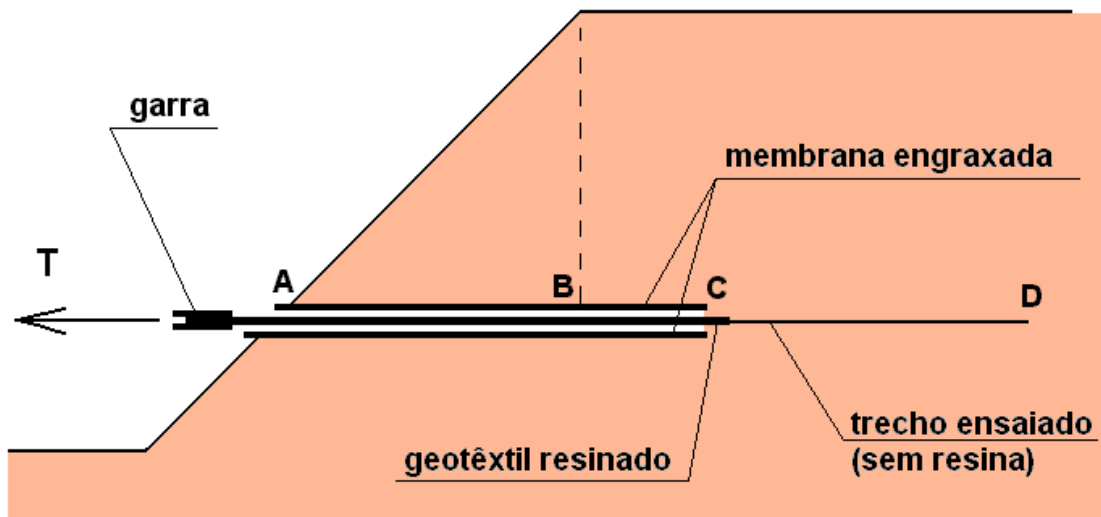


Figura 3.8 – Esquema de transmissão de esforços entre a garra e o trecho ensaiado.

Desta forma, o trecho ensaiado encontra-se sob uma tensão vertical uniformemente distribuída e, além disto, há uma minimização do esforço perdido por atrito ao longo de ABC devido às membranas engraxadas.

A utilização destas membranas é prática bastante reportada na literatura (McGown et al., 1982; Azambuja, 1993; Boyle et al., 1996; Wu e Helwany, 1996; FHWA, 1998).

O geotêxtil reforçado foi impregnado com resina epóxi Araldite GY-260 e endurecedor HY-951. Azambuja (1993) relata que a impregnação de corpos de prova do tipo faixa larga de um geotêxtil não tecido agulhado de poliéster de gramatura 300 g/m^2 com a mesma resina produziu um material com módulo cerca de 150 vezes maior que o geotêxtil original. A resistência à tração também aumenta, mas o autor não levou os corpos de prova à ruptura.

As garras responsáveis pela tração do geotêxtil resinado (Figura 3.9) foram projetadas e construídas especificamente para este fim. Foram utilizadas chapas de aço com parafusos passantes. A protensão dos parafusos gera uma compressão entre as chapas que garante a aderência entre a garra e o trecho resinado apenas por atrito.

As garras foram providas de rolamentos de forma a deslizarem sobre trilhos, não transmitindo esforço vertical para o geotêxtil. Os trilhos são caibros de madeira posicionados no local após a completa compactação e construção do aterro.

O carregamento chega às garras através de dois cabos de aço paralelos (Figura 3.9a). Para evitar que uma eventual diferença de tensão entre os cabos perturbe o ensaio foi criado um sistema de roldanas que distribui as forças. Uma célula de carga é posicionada no centro do trecho dos cabos entre as roldanas. O valor medido pela célula representa metade da carga transferida ao trecho resinado, conforme indicado na Figura 3.9b e serve como uma indicação de carga mais fiel que o controle de pesos colocados no estrado do sistema de carregamento.

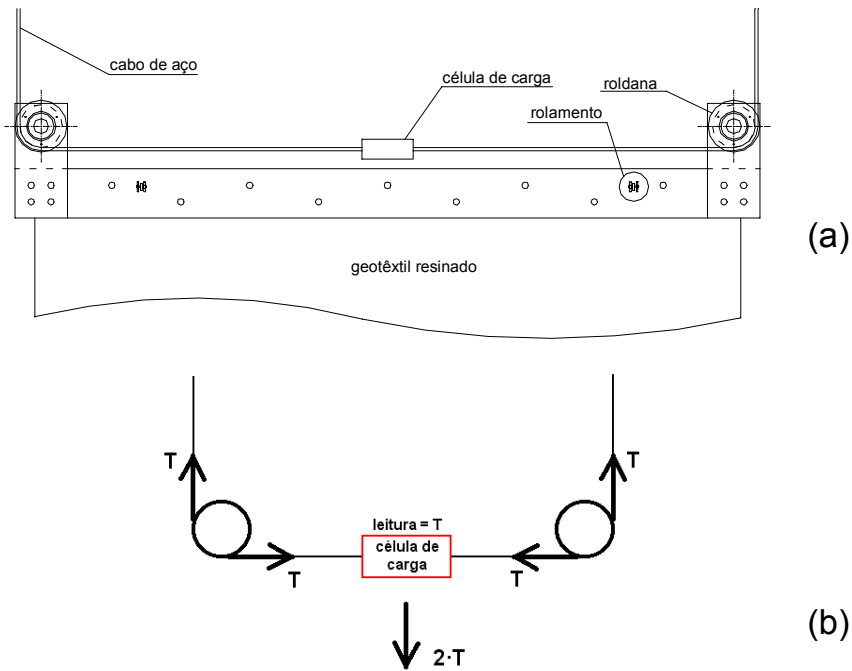


Figura 3.9 – Esquema da garra de tração: (a) vista superior e (b) equilíbrio estático de forças.

O valor medido pela célula de carga não representa a metade do peso colocado no estrado, o qual tensiona os cabos junto à estrutura de carregamento. Devido ao esforço necessário para esticar o trecho horizontal dos cabos, a garra recebe um carregamento sempre maior que a soma dos pesos dos corpos de prova de concreto e das peças do estrado e balancins. Quanto maior a quantidade de pesos no estrado, mais esticados estarão os cabos e maior o acréscimo de tensão gerado pelo seu esticamento.

3.5 Instrumentação empregada

Foram previstos vários tipos de instrumentação destinados a acompanhar os parâmetros mais importantes durante o ensaio, por meio de leituras periódicas ao longo das 1000 horas previstas para cada geotêxtil.

3.5.1 Deslocamentos e deformações dos geotêxteis

Os deslocamentos foram monitorados por um sistema mecânico conhecido genericamente como *tell-tail* ou *telltale*. Foram empregadas linhas

metálicas de pesca, pesos de chumbo e presilhas com ganchos utilizados em equipamento de pesca para fixar a linha ao geotêxtil. As linhas foram inseridas em tubos rígidos de PVC com diâmetro 12,7 mm para manterem-se retas e não sofrerem atrito com o solo.

A Figura 3.10 apresenta um *tell-tail* recém instalado, detalhando-se a fixação da linha metálica ao geotêxtil, por meio de uma presilha de aço, e sua entrada no tubo de PVC.



Figura 3.10 – Detalhe de fixação do *tell-tail* ao geotêxtil, próximo ao fim do trecho resinado, e posicionamento do fio no tubo de PVC.

Com a distância entre pontos de fixação de dois *tell-tails* consecutivos e os valores de deslocamento, pode-se obter a deformação ocorrida na manta mediante a utilização da seguinte fórmula, válida para a região compreendida entre dois *tell-tails*:

$$\varepsilon_{i/i+1} = (\Delta H_i - \Delta H_{i+1}) / L_{i/i+1} \quad (\text{eq. 3.1})$$

onde,

$\varepsilon_{i/i+1}$ = deformação média do geotêxtil na região i (entre os *tell-tails* i e i+1);

$\Delta H_i, \Delta H_{i+1}$ = diferença entre a leitura atual e a leitura inicial para os *tell-tails* i e i+1;

$L_{i/i+1}$ = distância entre os *tell-tails* i e i+1.

Uma vez que as maiores deformações devem ocorrer sempre próximas à região inicial de aplicação do carregamento, foi prevista uma maior densidade de instrumentação próxima ao trecho resinado. As regiões mais afastadas foram sendo progressivamente menos instrumentadas até a ponta livre. A Figura 3.11 apresenta o esquema de distribuição dos *tell-tails* e *strain gages* ao longo do geotêxtil inferior e superior.

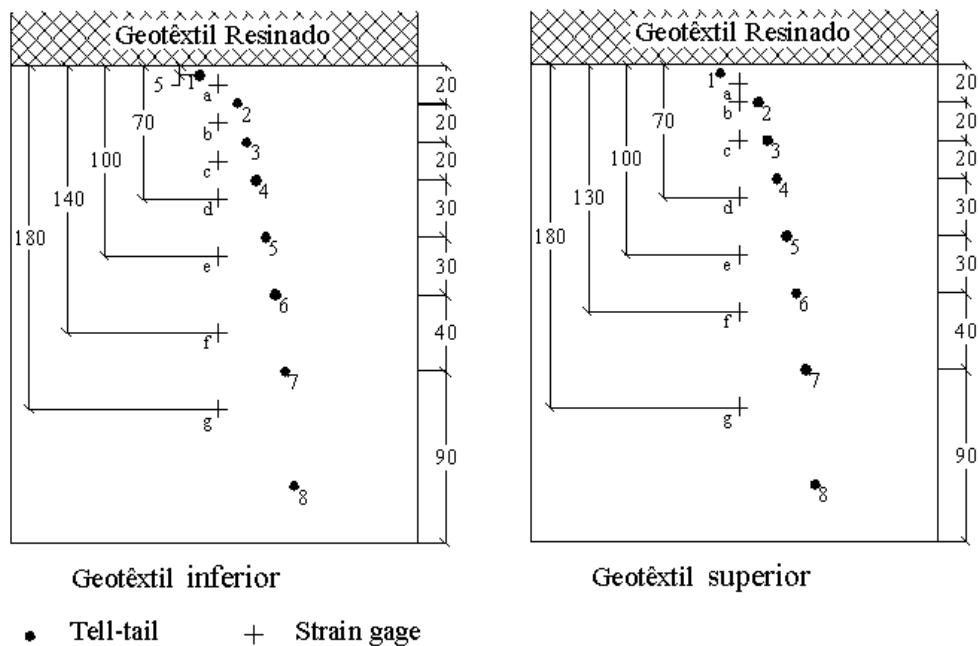


Figura 3.11 – Esquema de posicionamento dos *tell-tails* e *strain gages* nos geotêxteis.

Nas regiões entre os *tell-tails* foram instalados *strain gages* para proporcionar redundância nas leituras. Foram utilizados *strain gages* especiais para grandes deformações tipo EP-08-250BF-350, fabricados pelo *Micro Measurements Group* dos Estados Unidos.

No intuito de evitar os problemas citados por Sluimer e Risseeuw (1982) acerca da diferença de rigidez entre a cola do *strain gage* e o geotêxtil, optou-se por colar o *strain gage* somente nas pontas, deixando livre o seu trecho central (Figura 3.12).

Para tanto foi utilizado o artifício de colar-se fita adesiva especial na manta, junto ao trecho central do *strain gage*, antes de colar as extremidades. Desta forma garantiu-se que a cola não atingiria a região central.

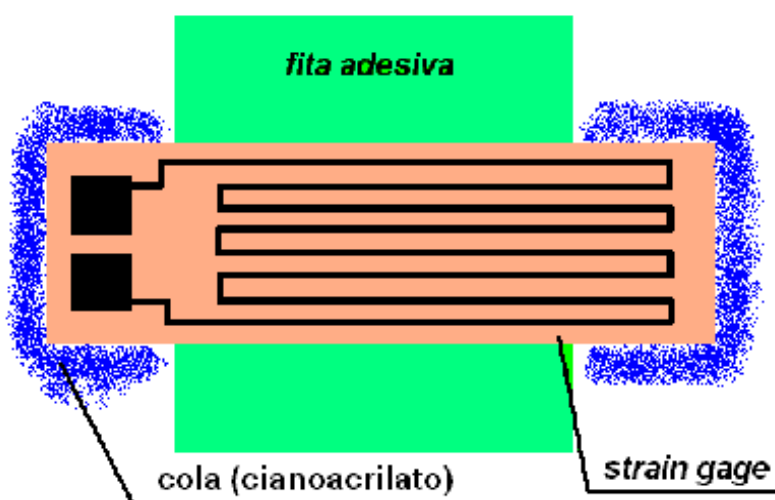


Figura 3.12 – Colagem do *strain gage* no geotêxtil.

Os *strain gages* foram lidos por um sistema de aquisição de dados composto por uma placa de aquisição com oito canais de leitura, uma fonte ajustável para corrente contínua e um computador portátil. As leituras foram realizadas por meio de pontes completas de *Wheatstone*, coladas nas mantas junto aos *strain gages* (Figura 3.13). Foi utilizada uma ponte para cada *strain gage*. As pontes foram construídas com resistores soldados e impermeabilizadas por adesivo epóxi.

É importante salientar que neste tipo de instrumentação, deve-se minimizar os riscos de ação da água nos resistores. Para tanto, cada conjunto *strain gage*-ponte de *Wheatstone* foi individualmente impermeabilizado. Além disto, após a instalação dos fios elétricos, toda a área foi impermeabilizada por

silicone, diretamente aplicado nas superfícies superior e inferior do geotêxtil. O silicone foi escolhido devido a sua flexibilidade, capaz de acompanhar as deformações do geotêxtil carregado, sem restrições de rigidez.

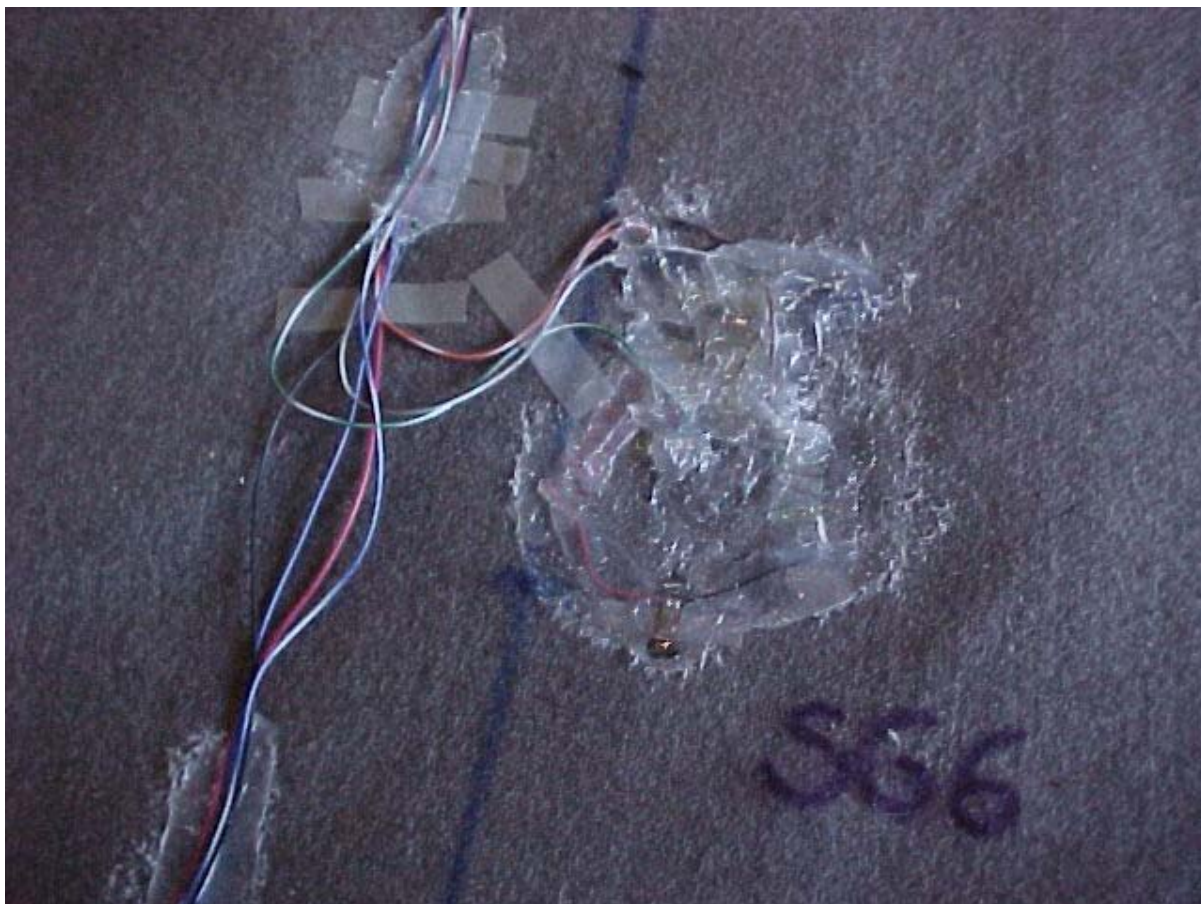


Figura 3.13 – Detalhe de fixação e conexão elétrica do *strain gage* e da ponte de *Wheatstone* no geotêxtil.

3.5.2 Tensões verticais da massa de solo

As pressões de confinamento que o solo exerce nos geotêxteis foram monitoradas por duas células de tensão total hidropneumáticas tipo *Gloetzl* para cada geotêxtil. As células foram instaladas conforme as orientações de Weiler e Kulhawy (1982). No caso do geotêxtil superior, as células foram assentadas diretamente sobre a penúltima camada de solo compactada abaixo do geotêxtil e a seguir foi lançada e compactada a camada que serviu de leito para o geotêxtil, com o cuidado de não se danificar as células. As duas células do geotêxtil inferior

foram assentadas da mesma forma, porém duas camadas acima do geotêxtil. A posição das células é indicada na figura 3.14.

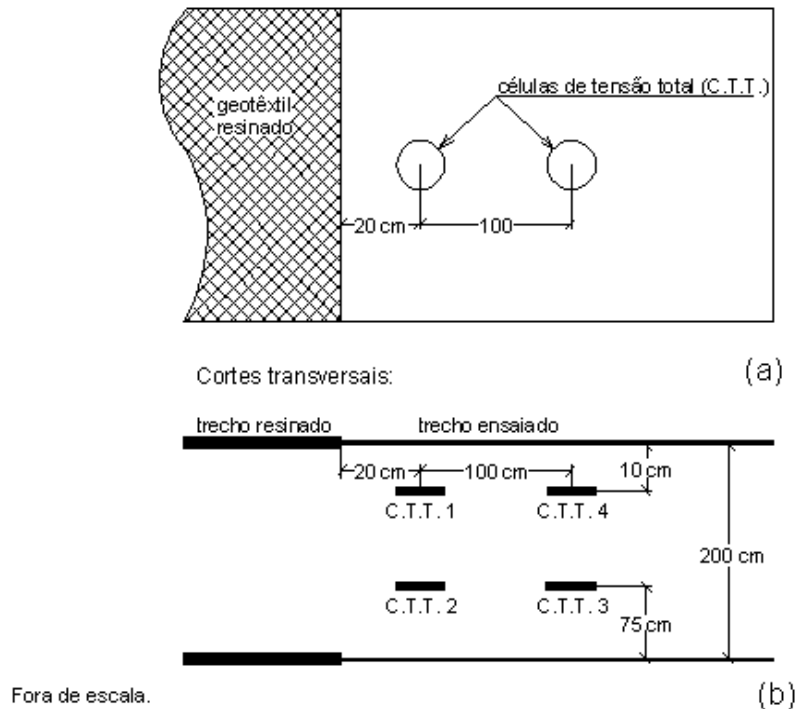


Figura 3.14 - Posição das células de tensão total em relação aos geotêxteis superior e inferior: (a) vista em planta e (b) perfil.

Os dutos condutores de gás sob pressão da unidade de leitura até o diafragma das células foram dispostos de forma folgada e sinuosa para que pudessem resistir aos deslocamentos eventuais da massa de solo sem se romperem.

3.5.3 Cargas aplicadas aos geotêxteis

A carga aplicada aos geotêxteis pelo sistema de carregamento foi monitorada por células de carga de tração da marca KRATOS, tipo KLC com capacidade para 50 kN, instaladas na posição já indicada na Figura 3.9.

As células foram lidas pelo mesmo sistema de aquisição de dados usado para os *strain gages*.

3.5.4 Temperatura e nível d'água dentro da massa de solo

As temperaturas dentro da massa de solo e a temperatura ambiente do local foram acompanhadas por meio de *thermistors*. Três *thermistors* foram enterrados próximos aos geotêxteis. Dois nas mesmas profundidades dos geotêxteis e um terceiro numa profundidade intermediária. As leituras foram realizadas com um multímetro digital.

O nível d'água (N.A.) não foi monitorado, pois o aterro foi construído em terreno plano e com lençol freático suficientemente afastado da superfície. Além disto, a crista e os taludes do aterro foram protegidos com lonas plásticas.

3.6 Seqüência construtiva da execução do aterro

Para a execução do aterro foi empregada uma equipe de compactação composta por dois a quatro operários, uma retro-escavadeira e equipamentos leves de compactação, no caso, placas vibratórias de 70 cm de lado. Os nivelamentos foram executados com nível de mangueira, trenas e linhas de náilon.

As etapas de execução do aterro foram as seguintes:

- Escavação superficial e regularização do terreno adjacente ao local do aterro para colocação dos contrapesos de grua;
- Fixação dos vértices das estruturas de carregamento aos respectivos contrapesos;
- Limpeza e regularização do terreno mediante a colocação de uma camada de brita 3 na área do aterro;
- Lançamento da primeira camada de areia, compactação e nivelamento. A primeira camada serviu para nivelar o terreno e teve espessuras maiores em certas áreas;
- Controle da densidade da areia em cinco pontos da camada;
- Lançamento, compactação e nivelamento da segunda camada. A segunda camada foi nivelada de forma a ter cota 2 cm superior ao nível do cabo de aço inferior da estrutura de carregamento;

- Controle da densidade da areia. Tipicamente de três a cinco pontos de medição por camada, para todas as camadas;
- Alisamento e nivelamento cuidadoso do leito do geotêxtil inferior;
- Colocação da membrana inferior e da graxa;
- Colocação e alinhamento do geotêxtil instrumentado com *strain gages* e com as posições dos *tell-tails* já marcadas;
- Instalação dos *tell-tails*;
- Colocação da membrana superior e da graxa;
- Lançamento, compactação e nivelamento da terceira camada;
- Instalação das células de carga referentes ao geotêxtil inferior;
- Lançamento, compactação e nivelamento das camadas seguintes;
- Colocação das células de tensão total e do geotêxtil superior conforme descrito anteriormente;
- Lançamento, compactação e nivelamento das últimas camadas;
- Cobertura da crista e dos taludes com lona plástica;
- Construção de duas pequenas casas de madeira com teto de zinco para acomodar os instrumentos dos dois geotêxteis;
- Instalação dos trilhos e das garras;
- Erguimento dos estrados e colocação dos cabos de aço.

O controle de compactação do aterro foi feito através do método conhecido como “cone (ou frasco) de areia”, conforme ilustra a Figura 3.15 . A cada camada foram ensaiados de dois a cinco pontos. Nas doze camadas compactadas foram realizados trinta e seis ensaios.



Figura 3.15 – Ensaio de cone de areia para controle de compactação do aterro.

O método do frasco de areia foi executado conforme os seguintes passos:

- Enche-se o frasco com uma areia cuja relação peso/volume é constante e conhecida. O frasco é pesado e seu peso anotado como $W_{F.A.}$. A areia que pode ser contida no cone e no espaço correspondente à espessura da bandeja é pesada e anotada como W_{cone} ;
- coloca-se na superfície da camada recém compactada uma chapa de metal com um furo circular coincidente com a abertura do cone. Através deste furo, escava-se o solo na camada compactada. O solo retirado é recolhido e seu peso é anotado como W_B ;
- o frasco é virado de maneira a encaixar o cone cuidadosamente no furo. Abre-se a válvula do cone até que a areia preencha o cone e o espaço escavado. Então a válvula é fechada e o frasco é retirado e pesado novamente como $W_{F.D.}$;

o cálculo da densidade da camada de areia é realizado através das seguintes expressões:

$$V_B = [W_{F.A.} - (W_{F.D.} + W_{cone})] * 1 / \gamma_{calib.} \quad (eq. 3.2)$$

$$\gamma_{\text{cam.úm.}} = W_{\text{B.}} / V_{\text{B.}} * 9,81$$

(eq. 3.3)

$$\gamma_{\text{cam.seca}} = \gamma_{\text{cam.úm.}} / (1 + \omega) * 9,81 \quad (\text{eq. 3.4})$$

onde,

$W_{\text{F.A.}}$: massa do frasco cheio de areia calibrada antes do ensaio (g);

$W_{\text{F.D.}}$: massa do frasco com a areia restante depois do ensaio (g);

W_{cone} : massa da areia calibrada que o cone pode conter (g);

$\gamma_{\text{calib.}}$: peso específico da areia calibrada (kN/m^3);

$\gamma_{\text{cam.úm.}}$: peso específico aparente úmido da areia compactada na camada (kN/m^3);

$\gamma_{\text{cam.seca}}$: peso específico aparente seco da areia compactada na camada (kN/m^3);

$W_{\text{B.}}$: massa da areia compactada retirada do furo escavado (g);

$V_{\text{B.}}$: volume do furo escavado (cm^3);

ω : teor de umidade da areia compactada.

A Tabela 3.1 apresenta os resultados médios obtidos do controle de compactação.

Os resultados obtidos demonstram que apesar das variações do peso específico aparente úmido, provavelmente devido a saturação da areia após chuvas, o peso específico aparente seco manteve-se aproximadamente uniforme nas camadas onde os geotêxteis foram colocados.

Tabela 3.1 – Controle de compactação do aterro.

Quantidade de Amostras	Altura (m)	$\gamma_{\text{nat.}}$ (kN/m^3)	$\gamma_{\text{d}}^{(1)}$ (kN/m^3)
2	0,25	18,4	
3	0,50	20,2	18,0
5	0,75	20,4	18,1

4	1,00	20,2	
5	1,50	18,7	
5	1,75	19,6	
5	2,50	19,6	17,9
3	2,75	18,9	18,1
4	3,00	18,2	

(1) : o peso específico aparente seco foi determinado somente para as camadas próximas aos geotêxteis.

3.7 Considerações finais

Foram necessárias várias etapas para a conclusão do aterro, instalação dos geotêxteis, da instrumentação e das estruturas de carregamento.

Algumas destas etapas apresentaram importantes dificuldades.

A resinagem do geotêxtil é um processo demorado e muito sensível às condições climáticas, pois os tempos de pega e cura da resina dependem da temperatura e umidade ambientes. A resinagem deve ser feita nas duas faces do geotêxtil para garantir a completa impregnação. Entretanto, devido às dimensões, a rotação para troca de lado do geotêxtil já resinado em uma face é difícil e delicada, podendo trincar a resina já curada. O transporte do conjunto geotêxtil resinado e geotêxtil não resinado do local de resinagem até o aterro também é delicado, pelos mesmos motivos.

A montagem das estruturas de carregamento exigiu esforços e equipamentos pesados. Uma das maiores dificuldades encontradas residiu na ancoragem da estrutura às suas fundações devido ao seu peso e tamanho.

Cabe ressaltar que a instrumentação elétrica deve ser instalada no geotêxtil dentro de um recinto protegido das intempéries, antes de levar os geotêxteis para o aterro.

4 CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS UTILIZADOS

Foram realizados diversos ensaios, em campo e em laboratório, para caracterizar os materiais empregados na construção do aterro. Neste capítulo

serão apresentados os resultados destes ensaios, além dos dados fornecidos pelo fabricante do geotêxtil.

4.1 Características da areia

A areia empregada na construção do aterro foi a mesma areia que a Construtora Sultepa S.A. utiliza na sua usina de concreto. É uma areia de rio, com granulometria média a fina e grãos angulosos.

Devido ao grande volume empregado, é possível que tenha havido diferenças na granulometria e propriedades mecânicas entre os vários lotes de carregamentos de areia. Por isso foram tomadas várias amostras, tipicamente uma para cada carregamento. Análises granulométricas (NBR7181, 1984) foram realizadas nos lotes de areia utilizados diretamente próximos aos geotêxteis. Os resultados indicam pouca ou nenhuma variabilidade entre os lotes. A Figura 4.1 e a Tabela 4.1 apresentam os resultados dos ensaios de caracterização.

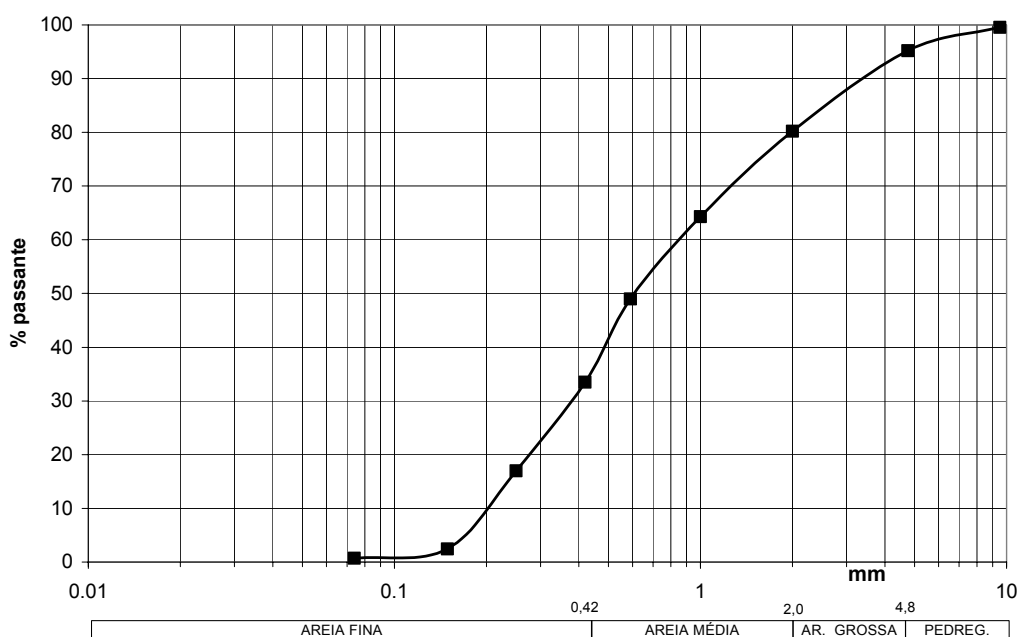


Figura 4.1 – Distribuição granulométrica média da areia do aterro.

Tabela 4.1 – Resultados dos ensaios de caracterização granulométrica e física da areia do aterro.

Frações granulométricas (NBR 7181)

Pedregulho (4,8 – 76mm)	5 %
Areia grossa (2,0 – 4,8mm)	15 %
Areia média (0,42 – 2,0mm)	47 %
Areia fina (0,05 – 0,42mm)	33 %
Peso específico dos grãos que passam na peneira 4,8mm (NBR6508)	25,8 kN/m ³
Coeficiente de uniformidade (C_u)	4,15
Coeficiente de curvatura (C_c)	0,82

As propriedades mecânicas da areia utilizada foram avaliadas por meio de ensaios de cisalhamento direto, realizados em um aparelho convencional de caixa quadrada com 63,5mm de lado.

Devido ao tamanho da caixa foi necessário excluir a fração mais grosseira para os ensaios de cisalhamento. Sendo assim, somente as partículas passantes na peneira 2,0 mm foram ensaiadas.

A areia foi ensaiada seca, com um índice de vazios de 0,44. Esta densidade foi obtida por meio de compactação em três camadas batendo um martelo metálico contra o cabeçote de carregamento. Este índice de vazios corresponde a um peso específico aparente seco de 17,95 kN/m³, próximo do valor médio obtido no aterro de 18,0 kN/m³.

Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto da areia do aterro são apresentados nas Figuras 4.2 e 4.3.

Os resultados apresentados demonstram que a areia compactada sofre uma acentuada perda de resistência no pós-pico, como é típico das areias densas. Os deslocamentos necessários para atingir o pico são relativamente pequenas, da ordem de 0,8 a 1mm. O ângulo de atrito de pico atingido pela areia é bastante elevado e igual a 48,6°. Pode-se observar também que a envoltória apresenta uma pequena curvatura no seu trecho inicial, típica das areias densas.

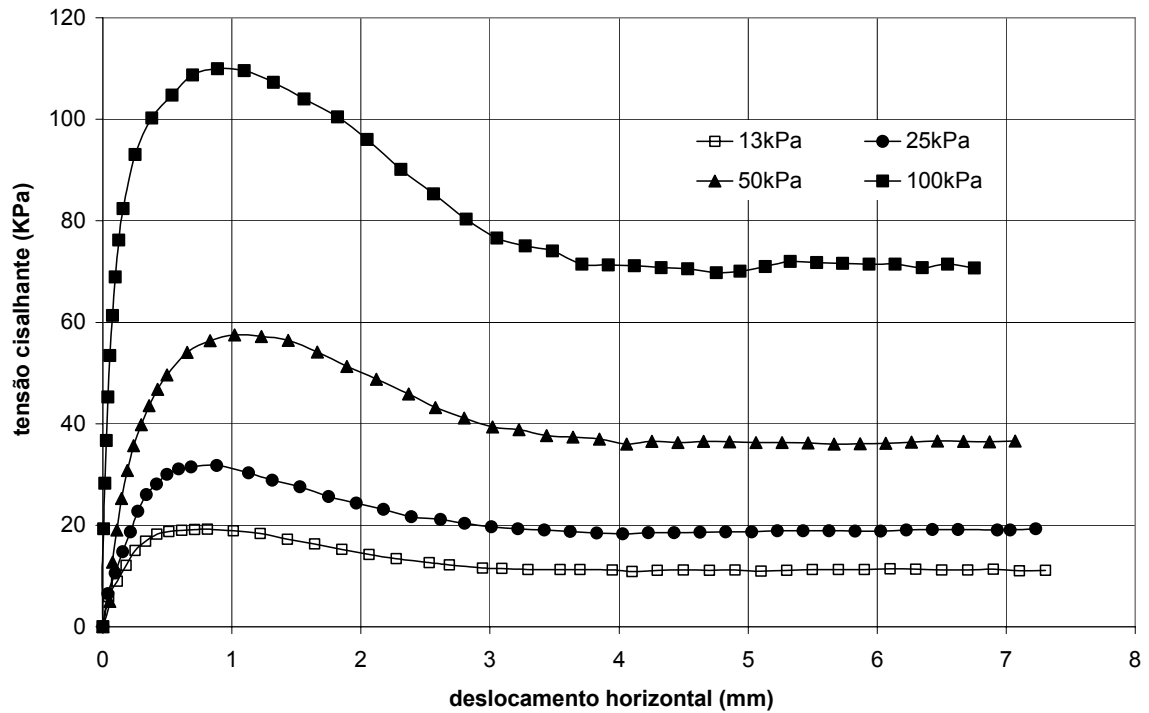


Figura 4.2 – Curvas tensão-deslocamento da areia do aterro em ensaios de cisalhamento direto.

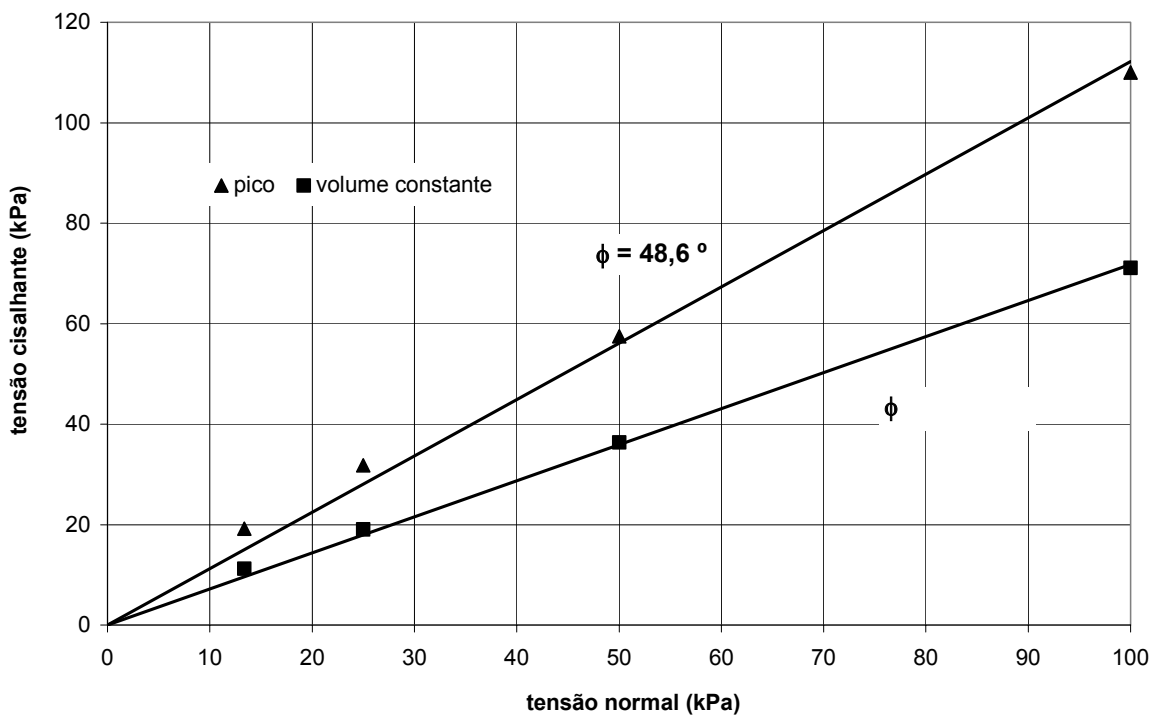


Figura 4.3 – Envoltórias de resistência da areia do aterro obtidas em ensaios de cisalhamento direto.

4.2 Características do geotêxtil

O geotêxtil empregado na pesquisa foi o Geofort G300 que é um não tecido agulhado de filamentos de polipropileno, fabricado pela OBER S.A. Indústria e Comércio. O catálogo do fabricante apresenta as informações listadas na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Especificações técnicas do Geofort G300 (Ober, 1999).

Propriedades	Valores nominais
Resistência à tração (carga distribuída)	22 kN/m
Alongamento na ruptura	60%
Abertura de filtração	110 μm
Gramatura	300 g/m^2
Largura do rolo empregado na pesquisa	2,15 m
Espessura nominal	2,8 mm

As características de fluência não confinada do G300 foram avaliadas em ensaios não confinados (Bueno, 2000). O gráfico $\log(\text{tempo})$ vs. deformação é apresentado na Figura 4.4, as isócronas na Figura 4.5 e a curva logaritmo da taxa de deformação vs. deformação (*Sherby-Dorn*) na Figura 4.6.

Nas Figuras 4.4 e 4.5 observa-se que o geotêxtil sofre deformações iniciais bastante elevadas nos ensaios não confinados, da ordem de até 38% para 0,01h a 60% da resistência à tração.

Depois disso, o comportamento é aproximadamente retilíneo para todos os níveis de carregamento, excetuando-se o carregamento de 60%, no qual após 10h nota-se um aumento na taxa de deformação. No gráfico *Sherby-Dorn* (Figura 4.6) pode-se perceber que as taxas de deformação para todos os níveis de carregamento são decrescentes e não há um limite de instabilidade definido até as 1000h.

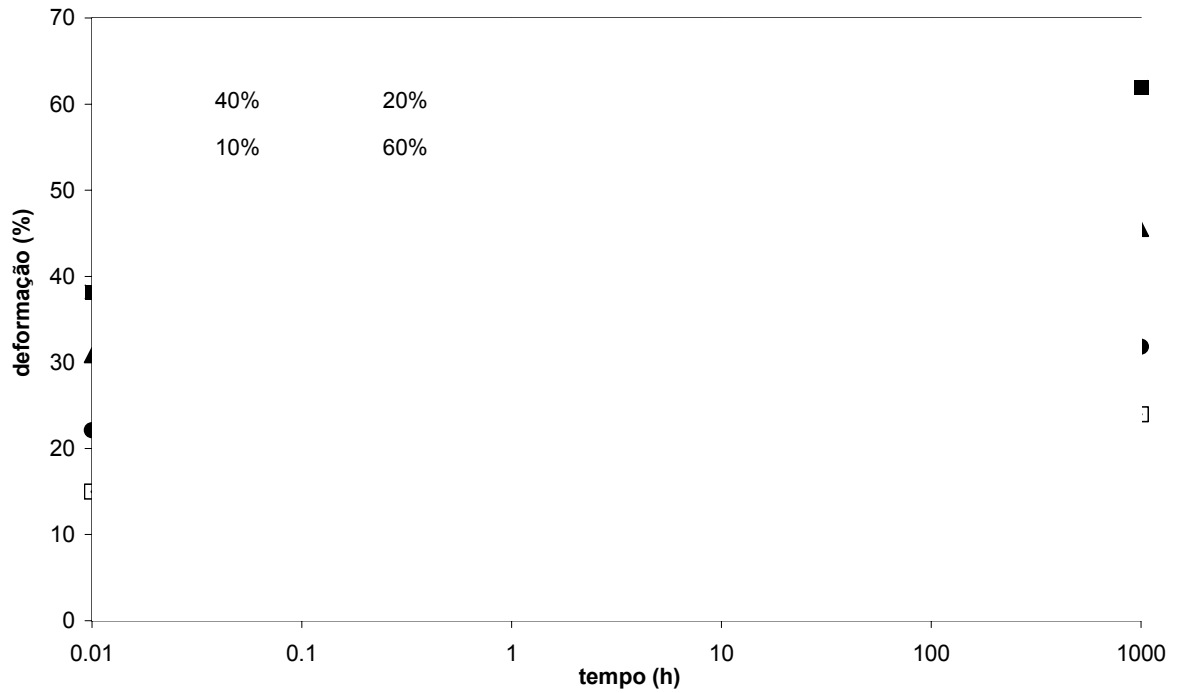


Figura 4.4 – Curvas de fluência log(tempo) vs. deformação para o Geofort G300 (Bueno, 2000).

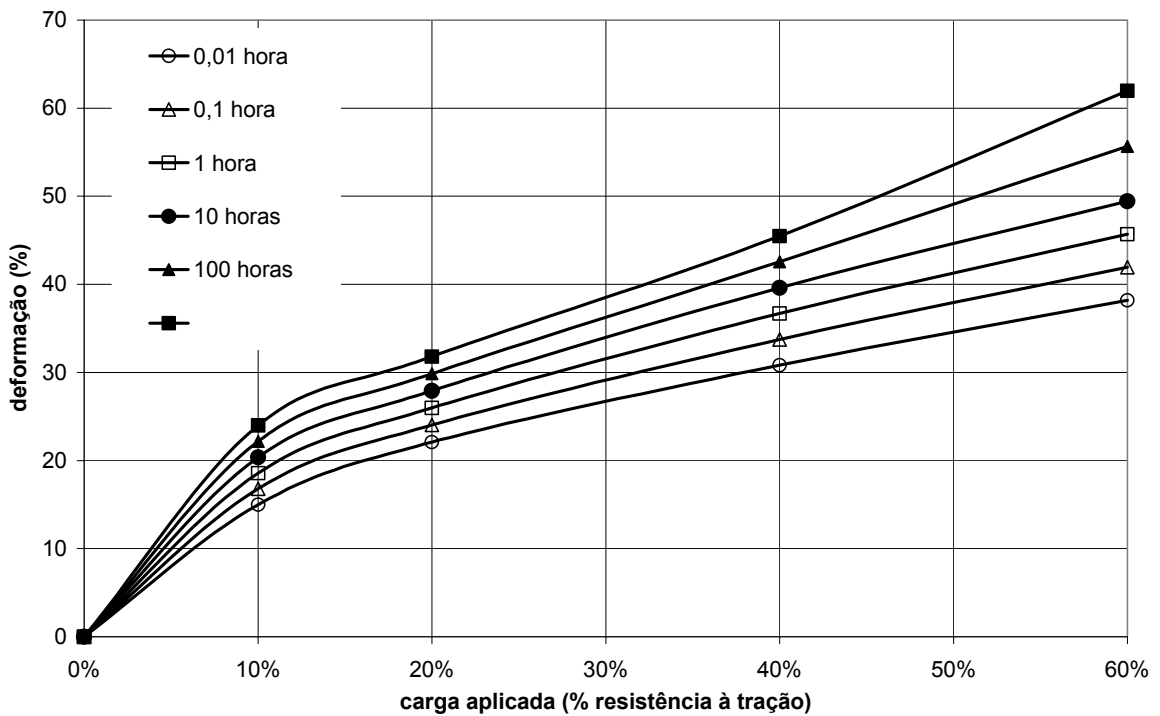


Figura 4.5 – Curvas isócronas de fluência do Geofort G300 calculadas a partir de Bueno (2000).

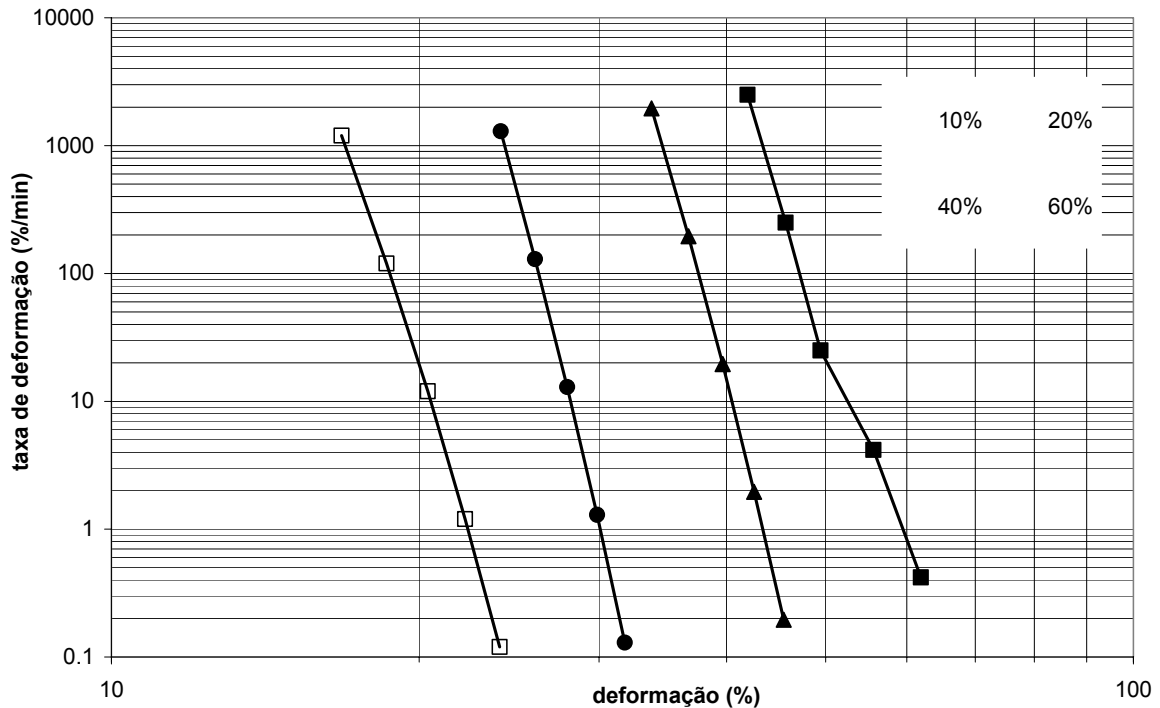


Figura 4.6 – Curvas do tipo *Sherby-Dorn* para o Geofort G300 calculadas a partir de Bueno (2000).

4.3 Características das interfaces

Duas interfaces foram consideradas neste trabalho e suas propriedades mecânicas foram avaliadas. Uma das interfaces é o contato entre a areia e o geotêxtil do trecho ensaiado. A outra interface é representada pelas membranas engraxadas que envolvem o trecho resinado do geotêxtil que fica dentro da areia.

4.3.1 Interface areia-geotêxtil

Para avaliar as propriedades mecânicas da interface areia-geotêxtil foram realizados ensaios de cisalhamento direto. Nestes ensaios foram utilizados o mesmo equipamento e a mesma caixa empregados nos ensaios da areia.

A configuração dos ensaios foi do tipo “caixa fixa” (item 2.5.1). Foram serrados e lixados blocos de madeira com dimensões iguais às da metade inferior da caixa de cisalhamento. Amostras de geotêxtil foram tomadas da parte central da bobina de geotêxtil na direção longitudinal e cortadas em forma de quadrado, com dimensões levemente menores que o bloco de madeira (BS6906:Part 8, 1991). Depois foram coladas ao bloco com adesivo instantâneo a base de

cianoacrilato. Cuidados especiais foram tomados para que a cola aplicada sobre o bloco fosse a mínima necessária, de forma a evitar a impregnação do geotêxtil. As amostras foram assentadas na caixa de forma a coincidir a direção de cisalhamento com a direção longitudinal do geotêxtil. Antes de iniciar o ensaio, a metade superior da caixa foi elevada por meio de parafusos para que o plano de ruptura coincidissem exatamente com a interface.

A fração da areia passante na peneira 2,0 mm foi compactada com martelo até o índice de vazios de 0,44 utilizado nos ensaios de cisalhamento direto do item 4.1. A compactação foi feita em duas camadas, utilizando um martelo metálico e o cabeçote de carregamento. Os ensaios foram realizados na umidade higroscópica.

Os resultados obtidos são apresentados nas Figuras 4.7 e 4.8. Pode-se notar na Figura 4.7 que, na interface areia-geotêxtil, não ocorre pico de resistência pronunciado, como ocorre na areia. Além disto, a interface areia-geotêxtil atinge o patamar de resistência máximo com deslocamentos de 0,74 a 2,24 mm, enquanto a areia atingia seu pico com deslocamentos de 0,81 a 1,02mm. Com o aumento da tensão vertical torna-se mais significativa a perda de rigidez da interface areia-geotêxtil em relação à areia.

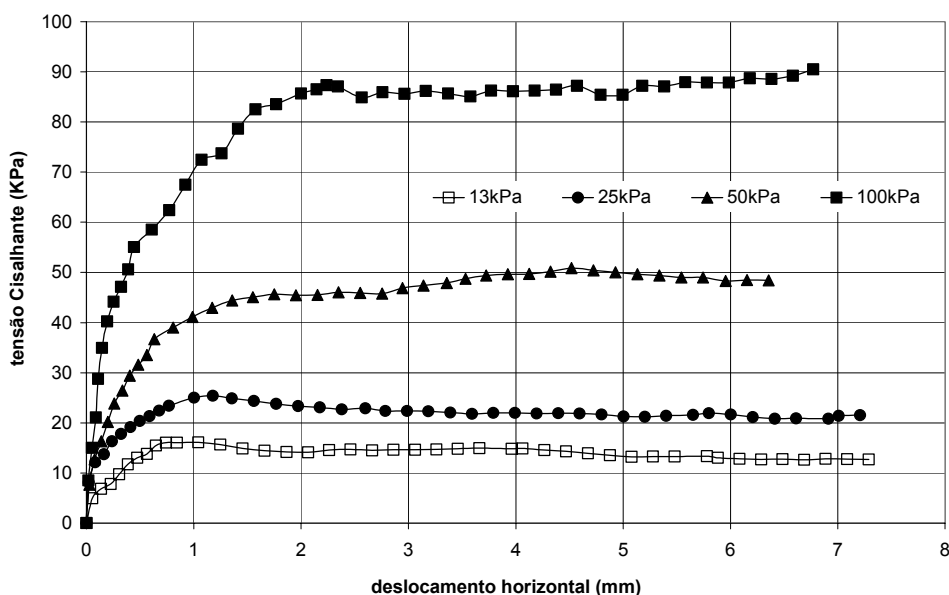


Figura 4.7 – Curvas tensão-deslocamento da interface areia-geotêxtil em ensaios de cisalhamento direto.

As envoltórias de resistência da interface areia-geotêxtil são apresentadas na Figura 4.8. Em relação ao ângulo de atrito da areia ($\phi = 48,6^\circ$), o da interface areia-geotêxtil ($\delta = 43,1^\circ$) apresenta uma eficiência $E_\phi = 82,5\%$, compatível com os valores citados na literatura. Não foi possível detectar descontinuidade na envoltória de resistência entre baixas e altas tensões, provavelmente devido às dimensões da caixa utilizada (Ingold, 1984).

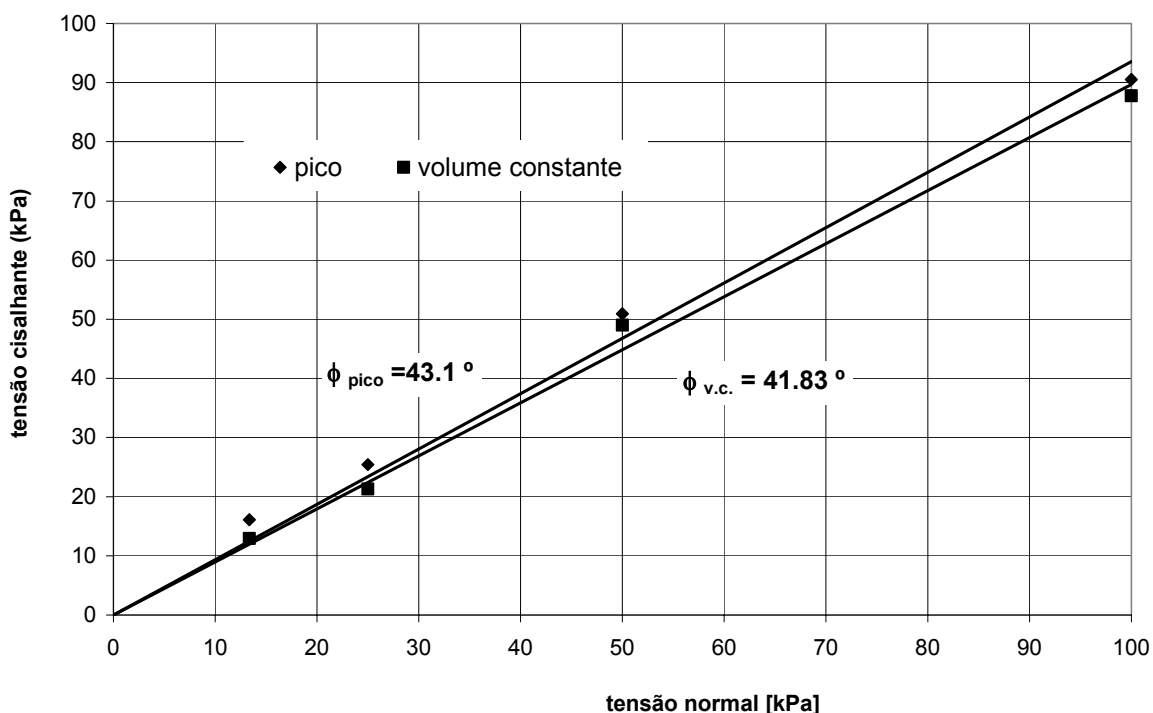


Figura 4.8 – Envoltórias de resistência da interface areia-geotêxtil em ensaios de cisalhamento direto.

4.3.2 Interface membrana engraxada-geotêxtil resinado

Os ensaios para determinar as propriedades mecânicas das interfaces membrana engraxada-geotêxtil resinado foram do tipo “*tilt-test*”, feitos em campo. Este tipo de ensaio é bastante utilizado para o estudo de interface de juntas em rocha (Hudson e Harrison, 1995) e a configuração desenvolvida neste trabalho para a execução do teste é mostrada na Figura 4.9.

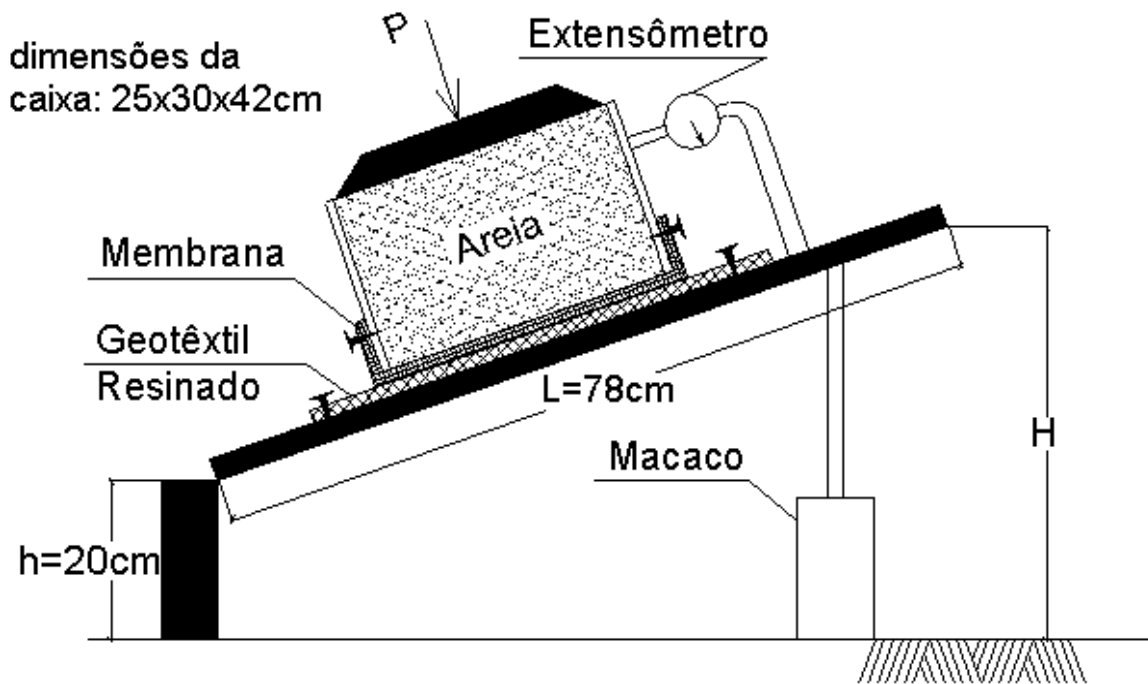


Figura 4.9 – Esquema de montagem do *tilt-test* para ensaio das interfaces geotêxtil resinado-membrana.

Para a execução do ensaio, monta-se o aparato, com a prancha e a caixa na horizontal, tomando-se o cuidado de zerar o extensômetro. Levanta-se lentamente a caixa através do macaco e assim que o extensômetro indicar que houve deslocamento anota-se a altura H.

A inclinação da prancha que provoca o deslizamento da caixa é igual a:

$$\alpha = \arcsen [(H - h) / L] \quad (\text{eq. 4.1})$$

onde,

α : ângulo de atrito da interface no *tilt-test* ;

H, h : alturas da prancha ;

L : comprimento da prancha.

Com o valor de α calcula-se as tensões normais e tangenciais ao plano da prancha pelas seguintes expressões:

$$\tau = (W_{\text{caixa}} + P) * \text{sen} (\alpha) \quad (\text{eq. 4.2})$$

$$\sigma = (W_{\text{caixa}} + P) * \cos (\alpha) \quad (\text{eq. 4.3})$$

onde,

τ : tensão de cisalhamento tangencial à interface (kPa);

σ : tensão normal à interface (kPa);

W_{caixa} : peso da caixa com areia (kN);

P : sobrecarga (kN).

Com os alguns pares de valores de tensões cisalhantes e normais, traça-se a envoltória de ruptura da interface, donde se obtém os valores de adesão e ângulo de atrito.

Foram testadas três condições de interface. Todas as interfaces foram lubrificadas com graxa grafitada a base de cálcio. A primeira foi uma membrana de polietileno de baixa densidade (PEBD), com espessura de 0,3 mm. A segunda foi uma membrana de polietileno de alta densidade (PEAD) com espessura de 1,5 mm. A terceira foi realizada com o mesmo PEAD, mas contaminando a graxa com a areia do aterro. Esta contaminação procurou simular a condição de campo mais provável da membrana do geotêxtil inferior.

A inclinação de ruptura foi considerada como sendo aquela na qual a caixa entra em deslizamento constante a uma taxa de, no mínimo, 0,1mm a cada 10 segundos. Adotando este critério de ruptura foram obtidos resultados com precisão aceitável. As envoltórias de resistência são apresentadas na Figura 4.10, onde cada ponto representa a média dos valores de 10 ensaios consecutivos. A Tabela 4.3 apresenta os valores de adesão e ângulo de atrito das três condições de interface ensaiadas.

Os valores de adesão obtidos para a interface são atribuídos ao efeito da presença da graxa.

Tabela 4.3 – Resultados do ensaios *tilt-test* para diferentes condições de interface.

Condição de Interface	Adesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)
PEBD – espessura 0,3mm	0,20	4,1
PEAD – espessura 1,5mm	0,17	0,8
PEAD – espessura 1,5mm contaminado com areia	0,26	7,7

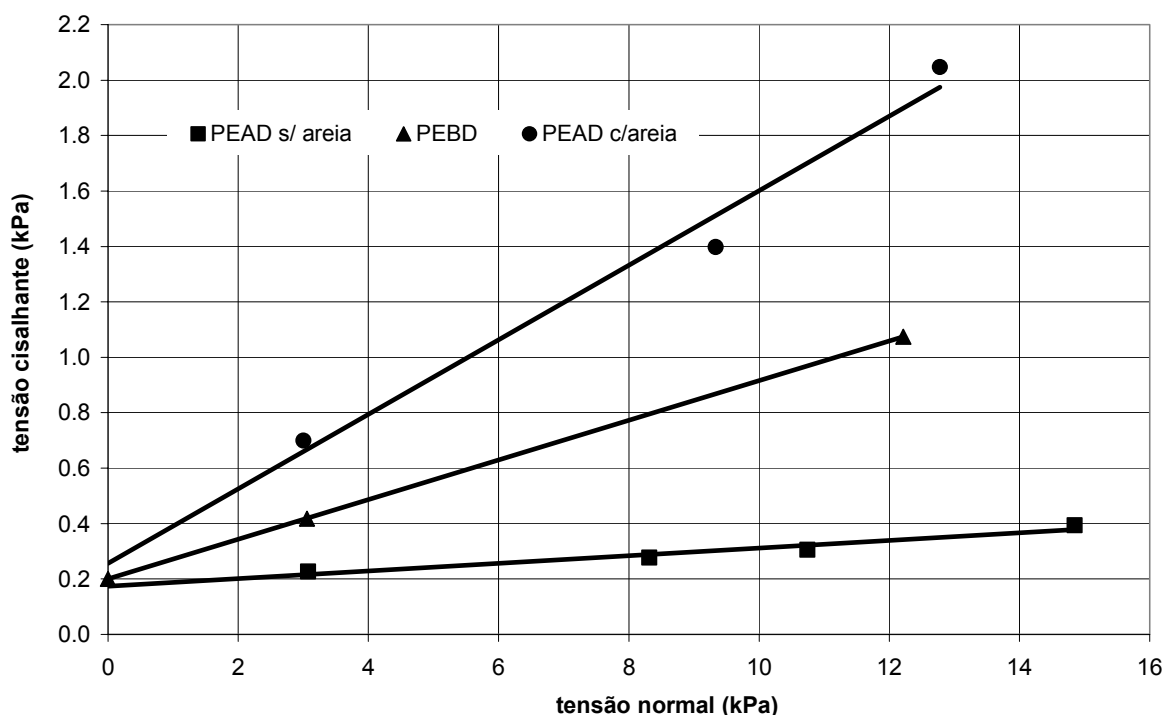


Figura 4.10 – Envoltórias de resistência das três condições de interface obtidas de ensaios tipo *tilt-test*.

4.4 Considerações finais

A areia foi caracterizada física e mecanicamente, apresentando resultados típicos para uma areia densa de grãos angulosos.

A análise dos resultados de fluência não confinada do Geofort G300 realizados por Bueno (2000) apresenta um material bastante suscetível à fluência.

A interface areia-geotêxtil apresentou, nos ensaios de cisalhamento direto, um comportamento dentro dos padrões sugeridos pela literatura, com uma eficiência maior que 80%, evidenciando adequada transmissão de esforços por atrito entre os dois materiais.

Através dos ensaios tipo *tilt-test* realizados, observou-se que o sistema de redução de atrito por membranas engraxadas pode ser altamente eficiente, desde

que se utilize uma membrana suficientemente espessa e rígida e que não se permita a contaminação da graxa por areia.

5 ENSAIOS DE CAMPO E ANÁLISE DE RESULTADOS

Este capítulo descreve como foram realizados os ensaios de campo e apresenta uma discussão dos resultados obtidos.

Cabe ressaltar que o ensaio de fluência realizado no campo não é um ensaio padrão. De fato, nenhuma norma especifica um ensaio padrão de fluência confinada para geotêxtil. Nos ensaios realizados nesta dissertação foi utilizada uma configuração semelhante a dos ensaios de arrancamento, porém mantendo um carregamento constante ao longo do tempo.

Após a conclusão do aterro e instalação das estruturas de carregamento foram necessários mais alguns procedimentos antes de se iniciar os ensaios.

Estes procedimentos incluíram a substituição das membranas, nova instrumentação do geotêxtil superior e algumas alterações da geometria do aterro em relação à configuração apresentada no Capítulo 3.

Concluída esta etapa foram iniciados os ensaios de fluência, primeiro o do geotêxtil superior e depois o do geotêxtil inferior.

5.1 Alterações funcionais do aterro experimental original

Entre a garra e o início do trecho de geotêxtil ensaiado ocorre transferência de carregamento por atrito do geotêxtil resinado para o solo. Para minimizar este efeito foi empregado um sistema de membranas engraxadas que envolvem a parte resinada. Boyle et al. (1996) utilizaram membranas de látex de espessura igual a 0,3 mm para redução de atrito com sucesso. Wu e Helwany (1996) relatam que a utilização de uma membrana de látex com espessura de 0,02mm lubrificada por graxa de silicone reduziu o ângulo de atrito de uma interface areia-vidro para menos de 1°. Azambuja (1993) relata um comportamento coesivo friccional com adesão de 0,15 kPa e ângulo de atrito de 1° para membranas mais espessas.

As propriedades mecânicas desta interface foram avaliadas através da execução de ensaios do tipo *tilt-test*, conforme descrito em 4.3.2. Devido à exigüidade de tempo do cronograma e para aproveitar as boas condições climáticas na época do início da construção, os ensaios de verificação da resistência da interface foram programados para depois da execução do aterro e instalação das estruturas de carregamento.

As estruturas de carregamento e o comprimento da parte resinada do geotêxtil foram dimensionados meses antes da construção do aterro

considerando-se um atrito reduzido, conforme as indicações de Azambuja (1993), Wu e Helwany (1996) e Boyle e Gallagher (1996).

Primeiro foi utilizada uma membrana de polietileno de baixa densidade, com espessura de 0,275 mm, lubrificada com graxa grafitada à base de cálcio. Os *tilt-test* desta interface indicaram parâmetros de resistência mais elevados que o esperado (item 4.3.2), inviabilizando o uso das estruturas de carregamento já construídas.

Estes valores diferem bastante daqueles de Azambuja (1993). Acredita-se que isso ocorre devido ao fato de que o autor utilizou uma membrana mais espessa. No caso dos autores que utilizaram membranas finas, a discrepância deve ser devida à baixa rugosidade dos materiais. O geotêxtil resinado de Azambuja (1993) tinha dimensões pequenas e acabamento superficial bastante regular. Já a resinagem realizada neste trabalho teve um acabamento mais rugoso, devido às dificuldades associadas ao espalhamento e prensagem de resina em uma grande área. Acredita-se que a utilização de uma membrana fina, apesar da graxa, permita um certo embricamento entre os grãos de solo e o geotêxtil resinado (Figura 5.1a). Na tentativa de se resolver o problema foi utilizada uma membrana mais espessa (Figura 5.1b). Novos ensaios do tipo *tilt-test* foram executados em uma membrana de polietileno de alta densidade com espessura de 1,5 mm e a mesma graxa. Como os resultados foram sensivelmente melhores (item 4.3.2), decidiu-se pela substituição das membranas já instaladas.

O geotêxtil superior foi desenterrado, a membrana mais espessa foi instalada nas faces superior e inferior do trecho resinado. Aproveitou-se a situação para efetuar a substituição de alguns *strain gages* que não estavam funcionando. Estes *strain gages* inoperantes foram substituídos por outros do mesmo tipo, colados próximos à região das respectivas pontes de *Wheatstone*.

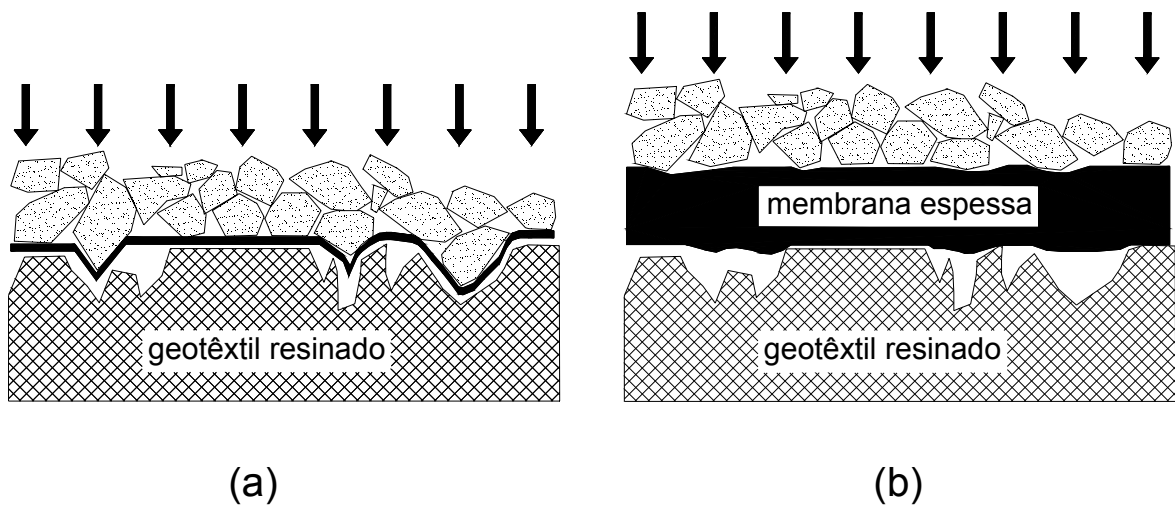


Figura 5.1 – Redução de atrito solo-geotêxtil por: (a) membrana fina engraxada e (b) membrana espessa engraxada.

Concluídos estes procedimentos o geotêxtil foi novamente instalado no aterro e coberto com areia compactada da mesma forma e com a mesma densidade do procedimento original de execução do aterro.

No caso do geotêxtil inferior, devido ao comprimento do trecho resinado ser bastante maior, foi também prevista uma alteração de geometria do talude. Realizou-se um corte com retroescavadeira até 1,0 m de distância do trecho ensaiado. Os *strain gages* não indicaram alterações na leitura, demonstrando que o geotêxtil não foi solicitado durante a operação de corte. Com o trecho resinado exposto, foi instalada a membrana de PEAD com graxa e o talude foi recomposto com inclinação de 1:1 com um trecho de 3,5 m de geotêxtil resinado. Apesar de todas as precauções tomadas não foi possível evitar que ocorresse contaminação da graxa por areia na face inferior. O efeito desta contaminação foi avaliado através da execução de uma série de ensaios do tipo *tilt-test* misturando-se areia na graxa (item 4.4.2).

5.2 Aplicação dos carregamentos

O procedimento de aplicação de carregamento seguiu um método rigoroso para ambas as mantas de geotêxtil, de forma a aplicar o carregamento o mais suave e rapidamente possível.

O procedimento de carregamento consiste dos seguintes passos:

- o estrado é erguido por uma retroescavadeira e colocado sobre suportes e macacos hidráulicos na altura desejada para o início do ensaio;
- os cabos que vão até a garra são fixados e esticados;
- baixa-se os pistões dos macacos de modo que o estrado fique suspenso pelos cabos, acima dos suportes. Os suportes e macacos são retirados do local;
- bandejas de madeira com armação metálica são colocadas sobre o estrado para formar uma superfície plana;
- sobre as bandejas são colocados manualmente corpos de prova de concreto (cada um pesando 12,7kg) até que a célula de carga instalada na garra atinja o valor desejado.

Todo este procedimento é acompanhado por leituras *dos strain gages*, células de carga e *tell-tails* para detectar deslocamentos do geotêxtil e qualquer anormalidade durante a aplicação do carregamento.

A avaliação do carregamento que efetivamente solicita o geotêxtil não resinado é realizada através da consideração da perda de carga por atrito no trecho resinado, em função do valor da força indicado pela célula de carga, ou seja, da força com que a garra traciona o início do trecho resinado. A Figura 5.2 apresenta o esquema do talude - geotêxtil superior, adotado como genérico, onde estão representados os elementos da geometria que são considerados no cálculo da perda de carga.

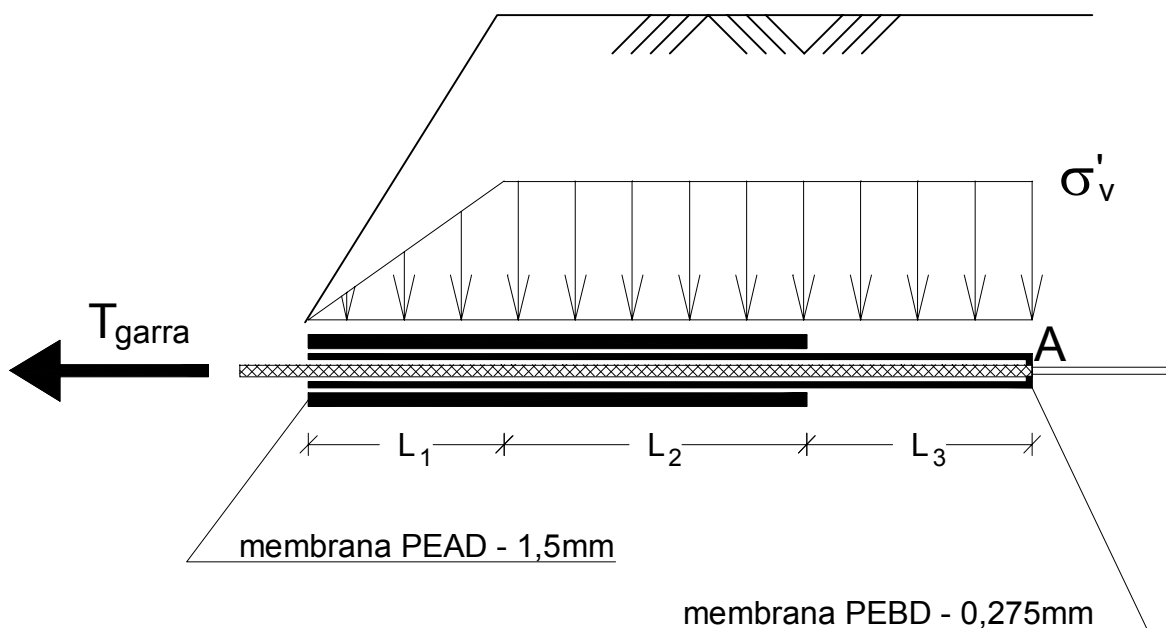


Figura 5.2 – Perda de carregamento por atrito ao longo do trecho resinado.

A carga de tração que chega ao trecho ensaiado, no ponto A, pode ser definida como:

$$T = T_{\text{garra}} - T_{\text{atrito}} \quad (\text{eq. 5.1})$$

$$T_{\text{atrito}} = 2B \left\{ [\sigma'_v \tan(\delta_1) + a_1] L_1 d_1 + [\sigma'_v \tan(\delta_2) + a_2] L_2 d_2 + [\sigma'_v \tan(\delta_3) + a_3] L_3 d_3 \right\} \quad (\text{eq. 5.2})$$

onde,

T : carga de tração atuante no início do trecho ensaiado do geotêxtil (kN);

T_{garra} : carga transmitida ao início do geotêxtil resinado pela garra (kN);

T_{atrito} : carga de tração perdida por atrito ao longo do geotêxtil resinado (kN);

σ'_v : tensão vertical efetiva (kPa);

B : largura do geotêxtil (m);

L₁ : comprimento do trecho entre a garra e a projeção vertical da crista do talude;

L_2 : comprimento do trecho entre a projeção vertical da crista do talude e o fim da membrana de PEAD;

L_3 : comprimento do trecho entre o fim da membrana de PEAD e o início do trecho ensaiado;

$\delta_1, \delta_2, \delta_3$: ângulos de atrito nos trechos L_1, L_2 e L_3 , respectivamente;

a_1, a_2, a_3 : adesão nos trechos L_1, L_2 e L_3 , respectivamente;

d_1, d_2, d_3 : fator de correção da distribuição de tensão vertical (1,0 para distribuição homogênea e 0,5 para distribuição triangular).

Conforme indicado na Figura 5.2, foi assumido que os trechos do geotêxtil resinado sob a crista do aterro e sob o talude estão submetidos a tensões verticais homogênea e triangular, respectivamente.

Neste trabalho utilizou-se um carregamento nominal de 60% da resistência à tração no início do trecho de geotêxtil não resinado, ou seja, o trecho efetivamente estudado. Este valor foi escolhido afim de proporcionar condições aceleradas de fluência. Além disto, considerando a perda de carregamento ao longo do geotêxtil, carregamentos mais elevados maximizam a dimensão do trecho efetivamente solicitado e a intensidade das deformações monitoradas. Em termos práticos, um único ensaio a 60% da resistência à tração no início do trecho ensaiado permitiu a análise de diferentes estágios de carga no mesmo geotêxtil ao longo das 1000 horas de ensaio.

5.2.1 Carregamento do geotêxtil superior

A aplicação das cargas foi feita seguindo o procedimento padrão listado acima, considerando-se a geometria específica do talude e das interfaces do geotêxtil superior (Figura 5.2). O item 5.3.1 apresenta os cálculos de perda de carga por atrito. Neste caso, o carregamento total foi aplicado suavemente em 1,5 hora e o ensaio de fluência ocorreu sem problemas ao longo das 1000 horas previstas.

5.2.2 Carregamento do geotêxtil inferior

O geotêxtil inferior, confinado a uma tensão de 47,8kPa, foi solicitado pela mesma força do geotêxtil superior. Entretanto, para obter-se uma força de tração

nominal no valor de 60% da resistência à tração do geotêxtil seria necessária uma carga considerável, devido ao maior confinamento e às propriedades mecânicas da interface.

A etapa de aplicação de carregamentos deste geotêxtil foi marcada por diversos incidentes.

Quando da realização do ensaio, antes de se atingir o carregamento previsto, ocorreu a ruptura do geotêxtil resinado junto à garra (Figura 5.3). A ruptura ocorreu para uma carga em torno de 47 kN. A ruptura foi associada a uma possível flexão excessiva da garra e do geotêxtil resinado durante a aplicação do carregamento. Esta flexão seria responsável pelo aparecimento de trincas no geotêxtil próximas a uma das extremidades da garra. A propagação destas trincas provocou a ruptura por rasgo do geotêxtil resinado. É interessante observar que a carga de ruptura se aproxima do valor prescrito pelo fabricante para a resistência à tração do geotêxtil não resinado.

Para a segunda tentativa, foi retirado um volume de aproximadamente 1,5 m³ do talude de modo a expor um trecho de geotêxtil resinado que estivesse intacto. Este trecho foi lavado com água e sabão em pó e pulverizado com um produto desengraxante para retirar a graxa que havia sido aplicada. A parte lavada foi presa à garra para a aplicação de um novo carregamento. A garra foi reforçada soldando-se a ela um perfil metálico tipo I de 15 cm de altura. Novamente o geotêxtil rompeu em uma carga próxima a 47 kN. Desta vez, entretanto, o modo de ruptura foi diferente (Figura 5.4). Ao invés do rasgo próximo à face posterior da garra ocorreu uma nítida concentração de tensões junto aos parafusos passantes, evidenciando que, desta vez, ocorreu deslizamento do geotêxtil resinado pois o atrito não foi suficiente. O problema provavelmente deve-se ao fato de que o trecho preso à garra ainda conservava resquícios de graxa.

Na terceira tentativa de ensaio a geometria do talude foi alterada de modo a diminuir as cargas necessárias para vencer o atrito. A Figura 5.6 indica a configuração do talude após o último corte. Ao final do carregamento, entretanto,



Figura 5.3 – Ruptura do geotêxtil resinado junto à garra na primeira tentativa de carregamento do geotêxtil inferior.



Figura 5.4 – Ruptura do geotêxtil resinado na segunda tentativa de carregamento do geotêxtil inferior.

ocorreu uma ruptura na face do talude. Esta ruptura provocou deformações importantes no geotêxtil, tendo em vista os deslocamentos indicados pelos *tell-tails*.



Figura 5.5 – Ruptura na face do talude durante a terceira tentativa de ensaio do geotêxtil inferior.

Os *strain gages* se tornaram inoperantes, uns por excesso de deformações e outros por terem seus cabos e ligações de terminais rompidos. A ruptura ocorreu quando a célula de carga indicava uma carga de 38 kN, quase o carregamento previsto, que seria de 38,5kN. Apesar da ruptura do talude, o ensaio não foi interrompido e o carregamento alcançado foi mantido nas 1000 h seguintes.

A Figura 5.6 indica esquematicamente a configuração do talude no início da terceira tentativa de ensaio e no item 5.3.1 é calculada a perda de carga por atrito com esta configuração.

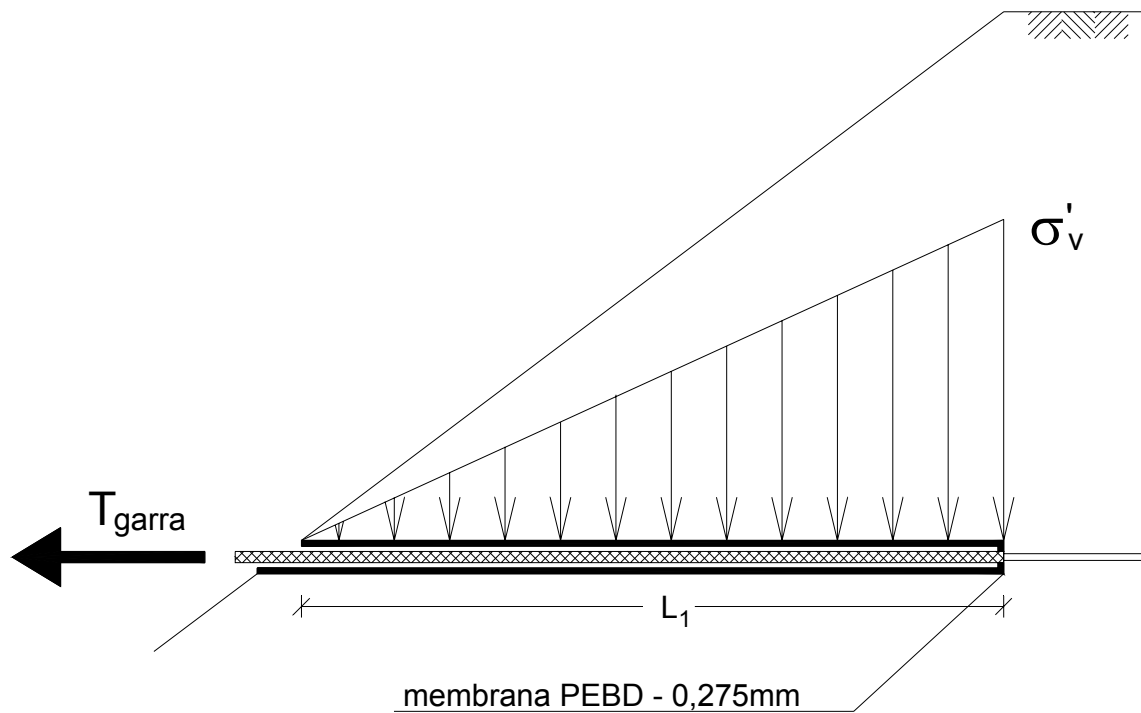


Figura 5.6 – Geometria do talude no início da terceira tentativa de carregamento do geotêxtil inferior.

5.3 Análise dos resultados

A seguir são apresentados e analisados os resultados obtidos dos ensaios de fluência *in situ*.

5.3.1 Leituras de carregamento

As leituras das células de carga ao longo dos ensaios são apresentadas nas Figuras 5.7 e 5.8. Pode-se constatar que o carregamento é mantido constante, com uma variação máxima de mais ou menos 2%. No geotêxtil inferior as variações são um pouco maiores, provavelmente devido à ruptura e posteriores acomodações do talude.

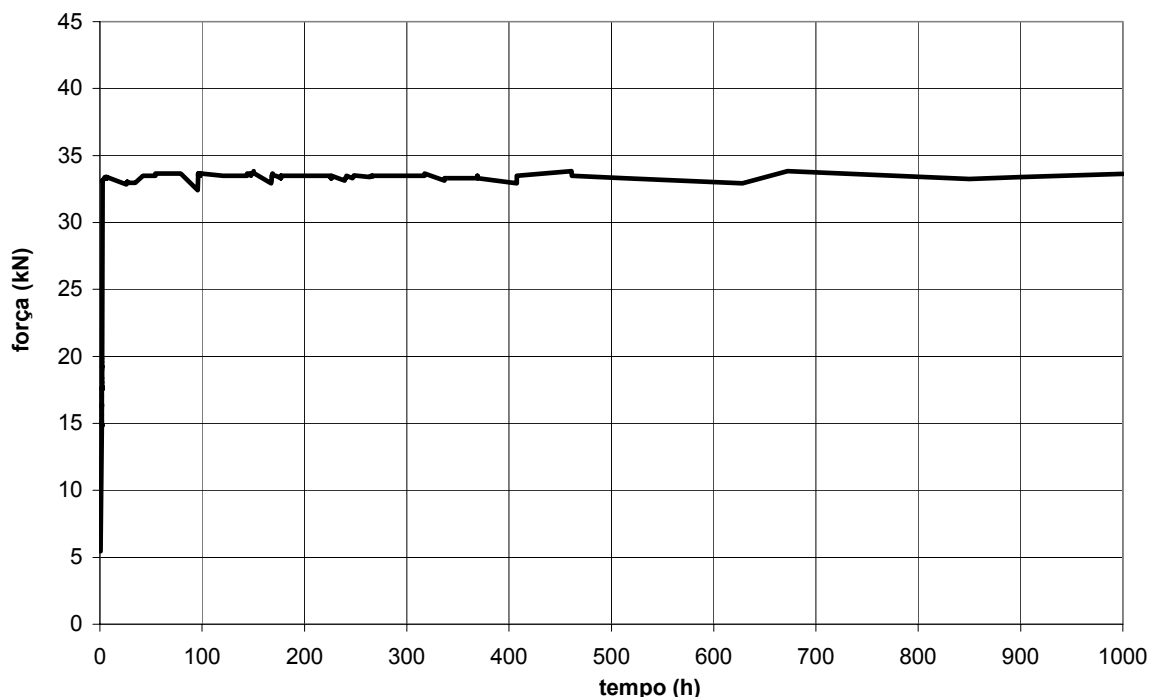


Figura 5.7 – Variação do carregamento aplicado ao início do trecho resinado, conforme célula de carga – geotêxtil superior.

As Figuras 5.7 e 5.8 já se encontram corrigidas para apresentarem o dobro dos valores indicados pelas células de carga. Conforme citado no item 3.4, as células medem metade da carga que é transferida pela garra ao início do trecho resinado do geotêxtil. Os valores de carregamento foram selecionados de modo a transmitir, ao início dos trechos ensaiados, uma carga distribuída nominal de 60% da resistência à tração não confinada.

Para calcular a carga que chega ao início do trecho ensaiado são aplicadas as equações 5.1 e 5.2 utilizando os valores apresentados na Tabela 5.1, que corresponde às características geométricas do talude sobre as interfaces e seus comprimentos, bem como a adesão e o ângulo de atrito de cada trecho das interfaces dos geotêxteis superior (Figura 5.2) e inferior (Figura 5.6).

A Tabela 5.2 apresenta os valores de tensão vertical, força de tração na garra, força perdida por atrito ao longo do trecho resinado e força de tração atuante no início do trecho ensaiado, obtidas através das expressões 5.1 e 5.2, considerando uma resistência à tração nominal de 22 kN/m para o Geofort G300.

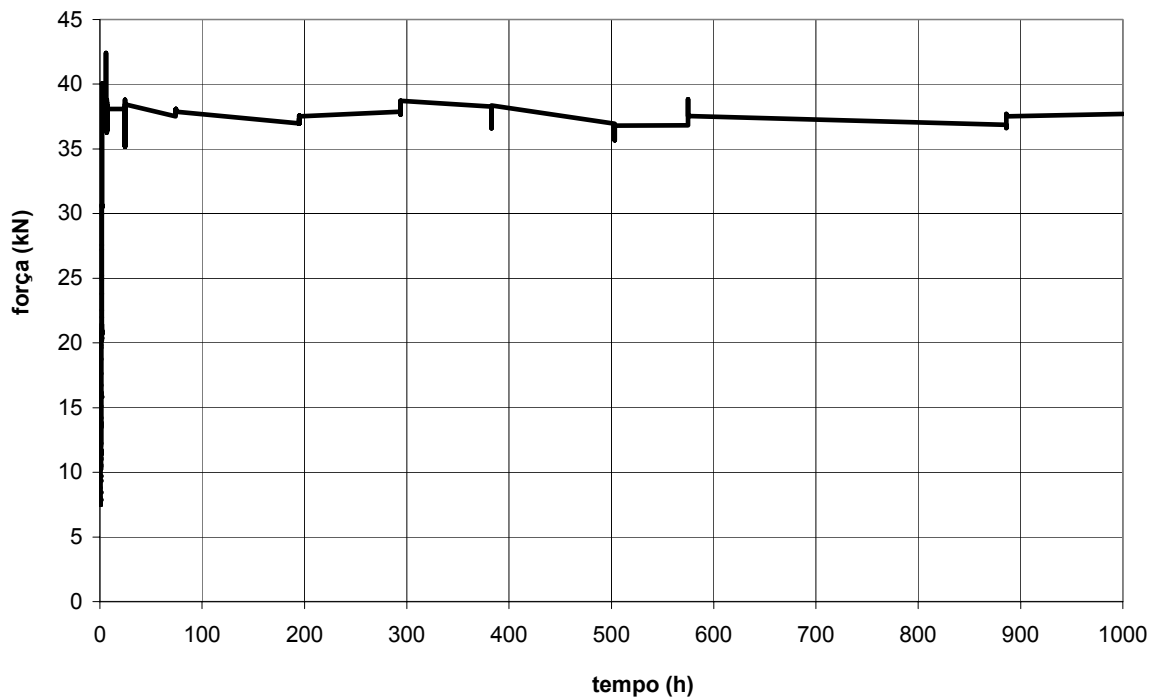


Figura 5.8 – Variação do carregamento aplicado ao início do trecho resinado, conforme a célula de carga – geotêxtil inferior.

Tabela 5.1 – Geometria do talude e das interfaces de geotêxtil resinado – geotêxtil superior.

Trecho	δ (°)	a (kPa)	L_i (m)	d_i
1 – geotêxtil superior	0,8	0,17	0,5	0,5
2 – geotêxtil superior	0,8	0,17	0,82	1,0
3 – geotêxtil superior	4,1	0,20	0,55	1,0
1 – geotêxtil inferior	4,1	0,20	1,15	0,5

Tabela 5.2 – Esforços atuantes nos geotêxteis superior e inferior.

Geotêxtil	σ'_v (kPa)	T_{garra} (kN)	T_{atrito} (kN)	T (kN)	% $T_{rup.}$
Superior	9,6	33,0	3,5	29,5	62,4
Inferior	47,8	38,0	9,0	29,0	61,4

Cabe ressaltar que os valores de perda de carga por atrito calculados para o geotêxtil inferior podem ter sofrido alterações durante o ensaio devido à ruptura da face e conseqüente mudança de geometria do talude.

5.3.2 Tensões verticais

As tensões verticais confinantes de cada geotêxtil foram medidas pelas pressões no fluido das células de tensão total tipo *Gloetzl* e são indicadas nas Figuras 5.9 e 5.10. A Figura 3.14 mostra as posições de instalação das células.

Os resultados da célula de tensão total CTT 2, instalada junto ao geotêxtil inferior, não são apresentados na Figura 5.10 pois esta célula apresentou defeito de funcionamento após a execução do aterro e antes do início dos ensaios, impossibilitando a sua substituição.

A pressão do fluido não corresponde exatamente à tensão vertical total atuante no plano de instalação da célula. Weiler e Kulhawy (1982) alertam que diferenças de rigidez locais do solo podem afetar a medição de tensões. Os autores ressaltam também que a tensão horizontal pode provocar um sobre registro, ou seja, o valor da pressão do fluido será maior que a tensão vertical. A própria inserção da célula no solo já representa uma perturbação do campo de tensões. Para minorar a maioria deste efeitos é importante que a célula seja bastante fina, ou seja, a razão entre a espessura e o diâmetro da célula (*aspect ratio*) deve ser baixa. Seria ideal que a célula tivesse a mesma rigidez do solo para não perturbar o campo de tensões. Como fabricar uma célula com a exata rigidez do solo é impraticável, recomenda-se que a célula seja mais rígida que o solo, o que acarretará algum sobre-registro.

As células de *Gloetzl* empregadas neste trabalho tem um *aspect ratio* de 0,06 e como são discos de metal com o interior preenchido por óleo, têm uma rigidez muito maior que o solo.

A Tabela 5.3 demonstra que as medições iniciais das células antes do início do ensaio foram bastante adequadas, em função dos valores previstos a partir de suas profundidades de instalação e do peso específico do solo.

Tabela 5.3 – Pressão do fluido das células de tensão e as tensões verticais totais esperadas.

Célula de tensão	Tensão vertical prevista (kPa)	Pressão de fluido antes do ensaio (kPa)	Pressão de fluido média durante o ensaio (kPa)
C.T.T. 1	11,5	11,5	6,5
C.T.T. 4	11,5	13,4	15,0
C.T.T. 3	33,5	30,5	43,2

Antes do início dos ensaios, as pressões de fluido apresentam concordância satisfatória com as tensões verticais previstas. Entretanto, há diferenças significativas durante os ensaios para as células CTT1 e CTT4 (Figura 5.9). Atribui-se este aumento às trincas surgidas durante o ensaio do geotêxtil superior, à ruptura do talude no ensaio do geotêxtil inferior e à alteração no campo de tensões próximo aos geotêxteis devido a mobilização do atrito areia-geotêxtil.

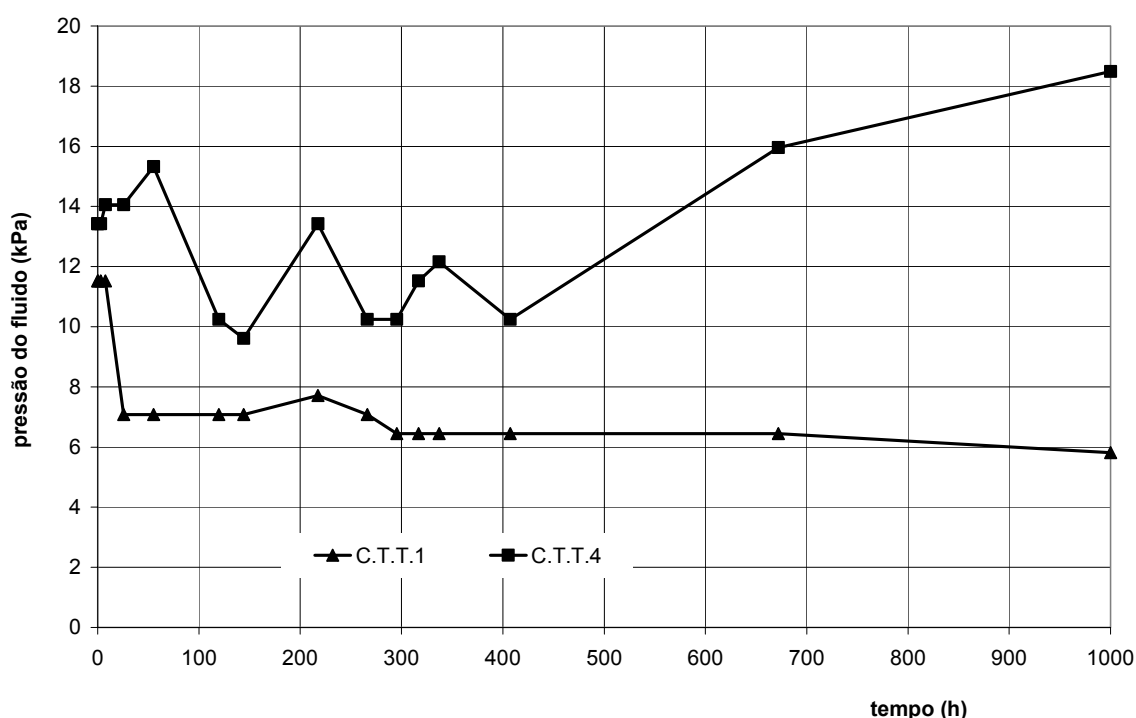


Figura 5.9 – Variação da pressão do fluido das células de tensão total com o tempo – geotêxtil superior.

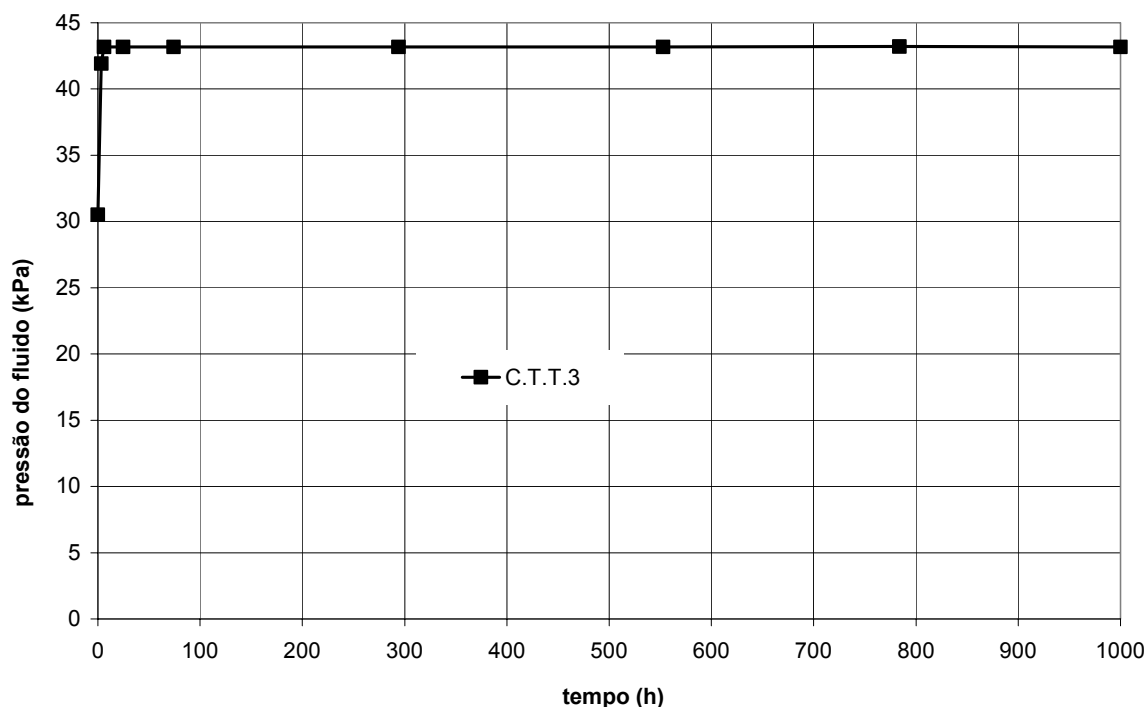


Figura 5.10 – Variação da pressão do fluido da célula de tensão total com o tempo – geotêxtil inferior.

5.3.3 Temperatura

Quatro sensores térmicos foram utilizados. Três dentro da massa de solo e outro ao ar livre para medir a temperatura ambiente. Dois estavam enterrados próximos aos geotêxteis ensaiados e nas mesmas profundidades. Havia ainda um sensor instalado em uma profundidade intermediária.

A temperatura no interior da massa de solo depende da temperatura ambiente, da insolação e da hora do dia. O solo reflete as variações térmicas do ambiente de forma amortecida, pois é necessário mais tempo para que a massa de solo esquente ou esfrie de forma a acompanhar as variações de temperatura do ar, que são muito mais bruscas. Assim, antes que o solo possa se aquecer ao ponto de aproximar-se da temperatura máxima da tarde, já é noite. Quanto maior a profundidade no aterro, maior o amortecimento e mais desprezíveis tornam-se as variações de temperatura.

Durante as 1000h de ensaio do geotêxtil superior, a temperatura ambiente máxima registrada foi de 29 °C. No dia em que foi registrada esta temperatura ambiente, a temperatura máxima medida no interior do aterro atingiu 23 °C, na profundidade de 50cm. A mínima temperatura medida nesta profundidade foi de

18 °C, gerando uma amplitude térmica máxima de 5 °C. Entretanto, para a maioria dos dias, a variação da temperatura ambiente foi menos significativa e a amplitude térmica menor.

Na época do ensaio do geotêxtil inferior, mais de um mês depois do início do ensaio do geotêxtil superior, as médias de temperatura diária foram bastante mais elevadas. Entretanto, as medições na profundidade de 250cm demonstram um amplitude térmica muito baixa, de apenas 2 °C, devido ao amortecimento das variações pela massa de solo.

5.3.4 Deslocamentos e deformações

Dois tipos de instrumentos foram instalados nos geotêxteis. Os *strain gages* proporcionam leituras das deformações nos pontos onde foram instalados e os *tell-tails* dos deslocamentos.

As Figuras 5.11 e 5.12 apresentam os deslocamentos dos pontos de fixação dos *tell-tails* ao longo dos ensaios dos geotêxteis. Observa-se que para ambos os geotêxteis, os *tell-tails* localizados nas regiões central e final do trecho efetivamente ensaiado (TT4, TT5, TT6, TT7 e TT8) praticamente não indicam deslocamentos. Os geotêxteis deformam-se apenas no primeiro terço do comprimento analisado; os dois últimos trechos não são solicitados pelo carregamento.

O primeiro *tell-tail* dos dois geotêxteis (TT1) é aquele que apresenta os maiores deslocamentos. Para os *tell-tails* seguintes, quanto mais longe do fim do trecho resinado, menores os deslocamentos apresentados.

A partir da equação 3.1 pode-se estimar as deformações médias ocorridas em uma região entre dois *tell-tails* considerando seus deslocamentos e a distância entre ambos.

Para tanto foram definidas regiões de influência para cada dois *tell-tails* consecutivos. A Figura 5.13 apresenta as regiões de influência para os dois geotêxteis.

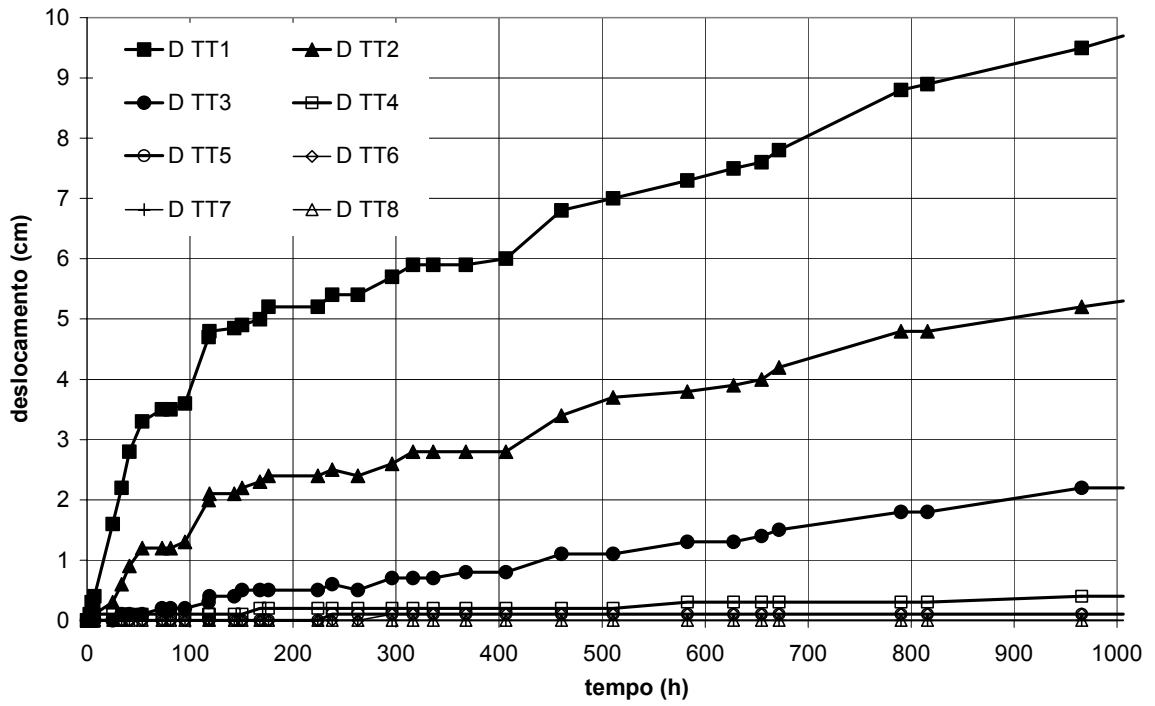


Figura 5.11 – Curvas deslocamento vs. tempo dos *tell-tails* – geotêxtil superior.

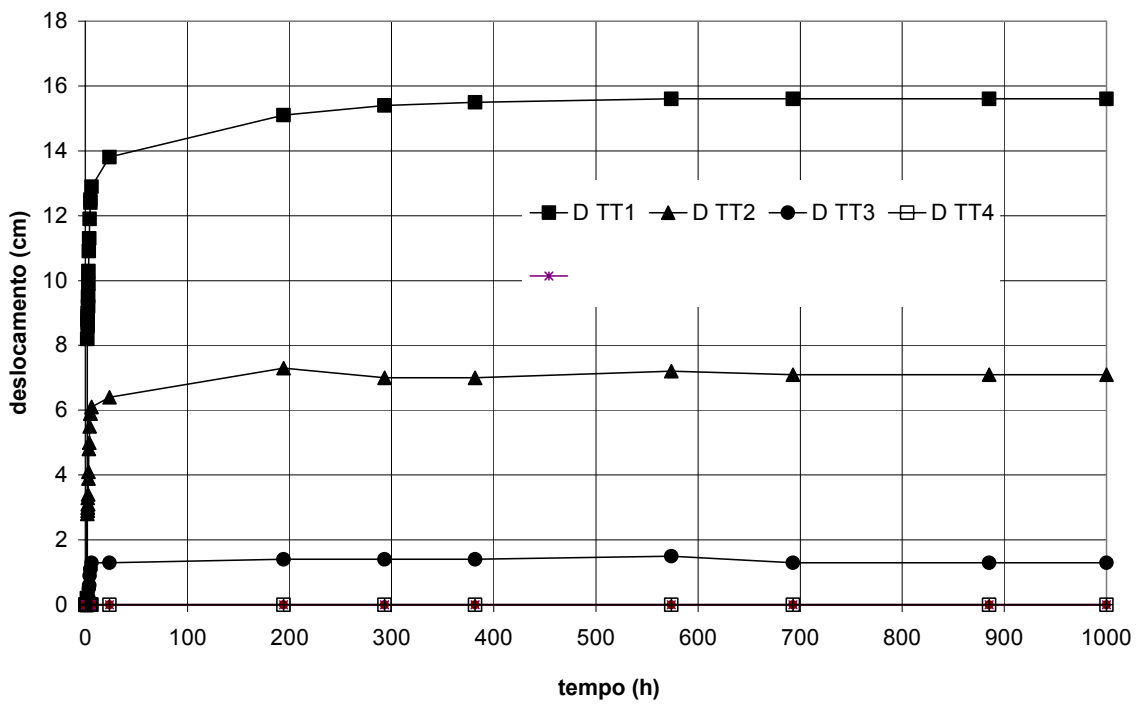


Figura 5.12 – Curvas deslocamento vs. tempo dos *tell-tails* – geotêxtil inferior.

As deformações assim obtidas para as diferentes regiões do geotêxtil superior contra o logaritmo do tempo são apresentadas na Figura 5.14. As regiões 5, 6, 7 e 8 não são apresentadas por apresentarem deformações nulas. Todas as regiões apresentam um trecho retilíneo no gráfico monolog. É interessante salientar que as deformações iniciais são praticamente nulas. Este efeito pode ser atribuído à restrição dos deslocamentos dos filamentos do geotêxtil pelas partículas da areia. Pode-se notar uma depressão nas curvas das regiões 1 e 2 entre aproximadamente 60 e 100h. Este é o momento em que foi observado o início de uma série trincas na superfície da crista do aterro. A projeção vertical da primeira trinca cai exatamente sobre o fim do trecho resinado, conforme indica a Figura 5.15.

Outra forma de se apresentar as deformações é o gráfico *Sherby-Dorn*, que relaciona o logaritmo da taxa de deformação com a deformação. A Figura 5.16 apresenta um gráfico *Sherby-Dorn* do geotêxtil superior. Pode-se notar que para todas as regiões, as curvas são decrescentes. Entretanto, a curva da região 1 apresenta uma tendência de crescimento no fim do ensaio. É possível que o geotêxtil estivesse atingindo a deformação de instabilidade de fluência.

A taxa de deformação sofre uma redução gradual com o passar do tempo de ensaio conforme indica a Figura 5.17 onde se apresenta as curvas logaritmo da taxa de deformação vs. logaritmo do tempo. Diferentemente do *Sherby-Dorn*, neste gráfico, todas as regiões mostram aproximadamente a mesma tendência de inclinação.

A Figura 5.18 apresenta as deformações medidas pelos *strain gages* durante o ensaio do geotêxtil superior. Só estão indicados os *strain gages* b e c, uma vez que os outros *strain gages* não apresentaram leituras confiáveis. Observou-se também que o *strain gage* b torna-se inoperante em 100h, enquanto o *strain gage* c funciona até 400h.

Os *strain gages* b e c estão nos limites inicial e final da região 2 (Figura 5.13). Admitindo-se que a deformação obtida para a região 2 pelos *tell-tails* é a deformação real, quando se compara com a média das deformações dos *strain*

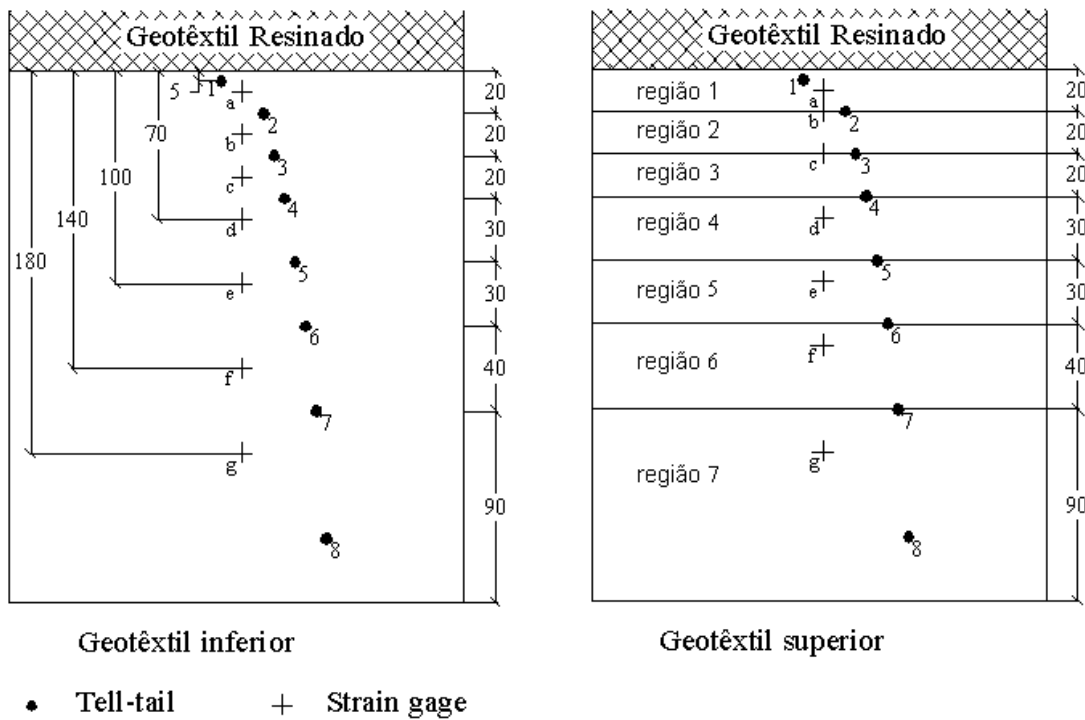


Figura 5.13 – Regiões de influência dos *tell-tails*.

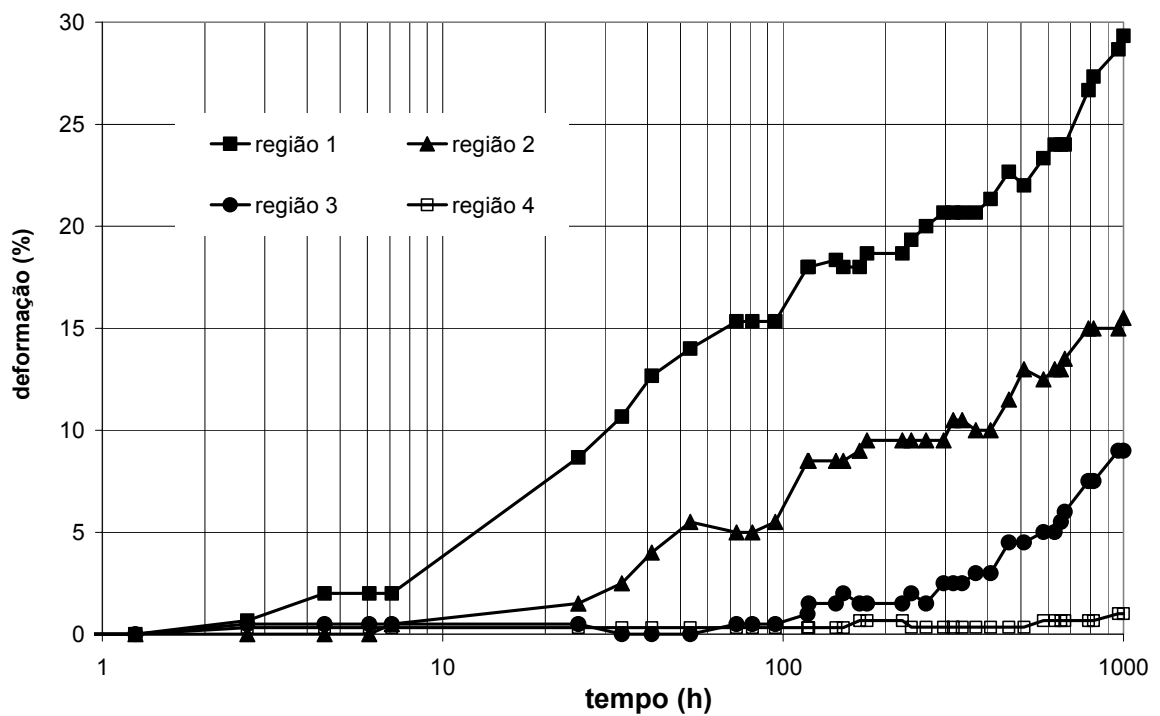


Figura 5.14 – Curvas deformação vs. logaritmo do tempo obtidas dos *tell-tails* para as regiões do geotêxtil superior.

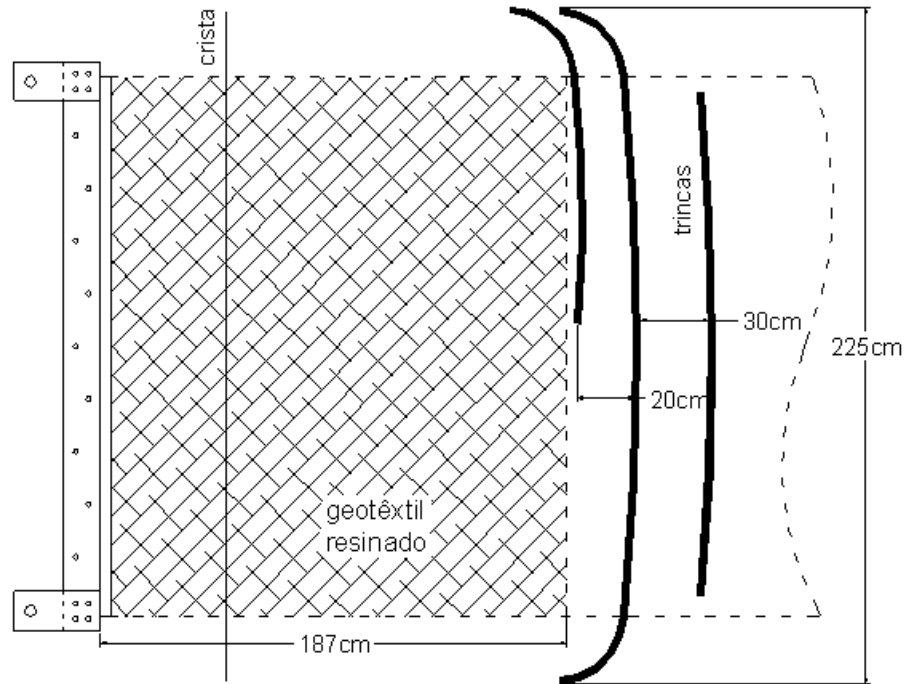


Figura 5.15 – Vista superior da localização das trincas em relação ao geotêxtil superior.

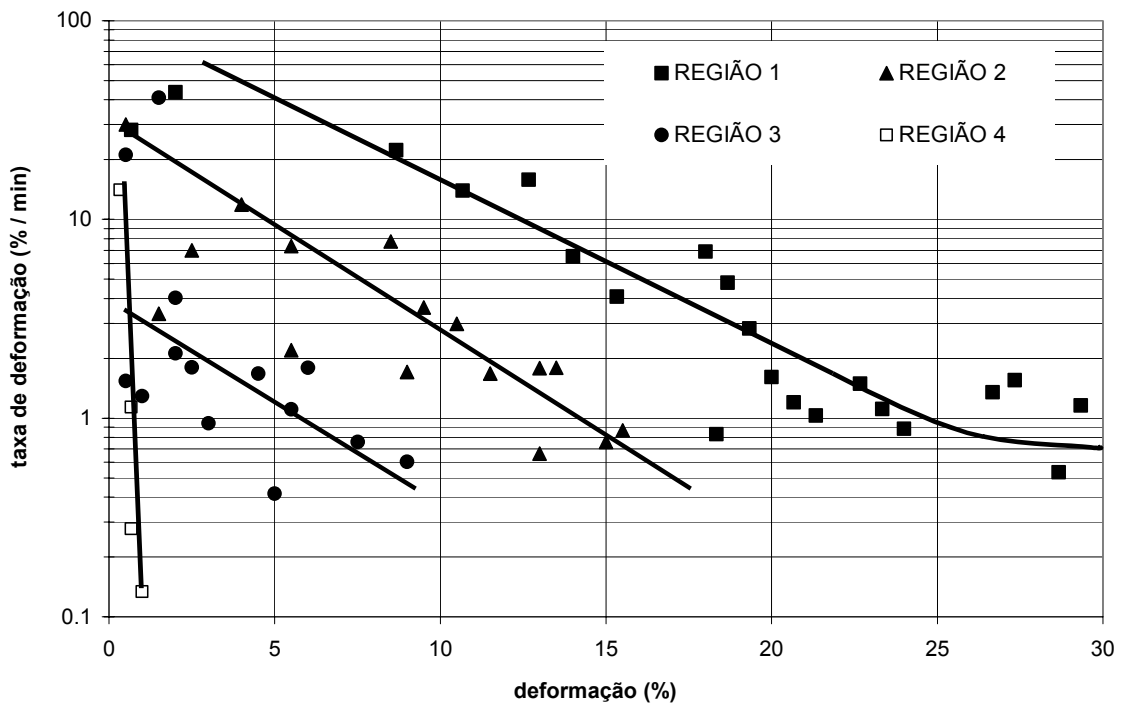


Figura 5.16– Curvas *Sherby-Dorn* de taxa de deformação (log.) vs. deformação obtida dos *tell-tails* para o geotêxtil superior.

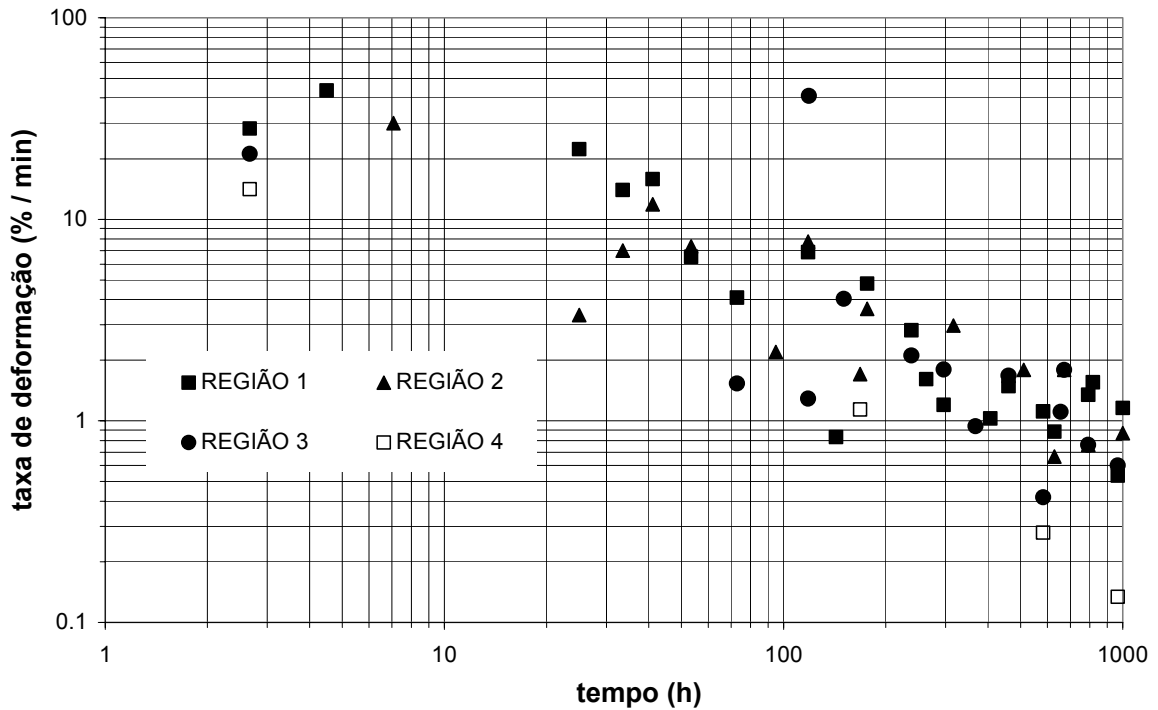


Figura 5.17– Curvas de taxa de deformação (log.) vs. tempo (log.) para o geotêxtil superior.

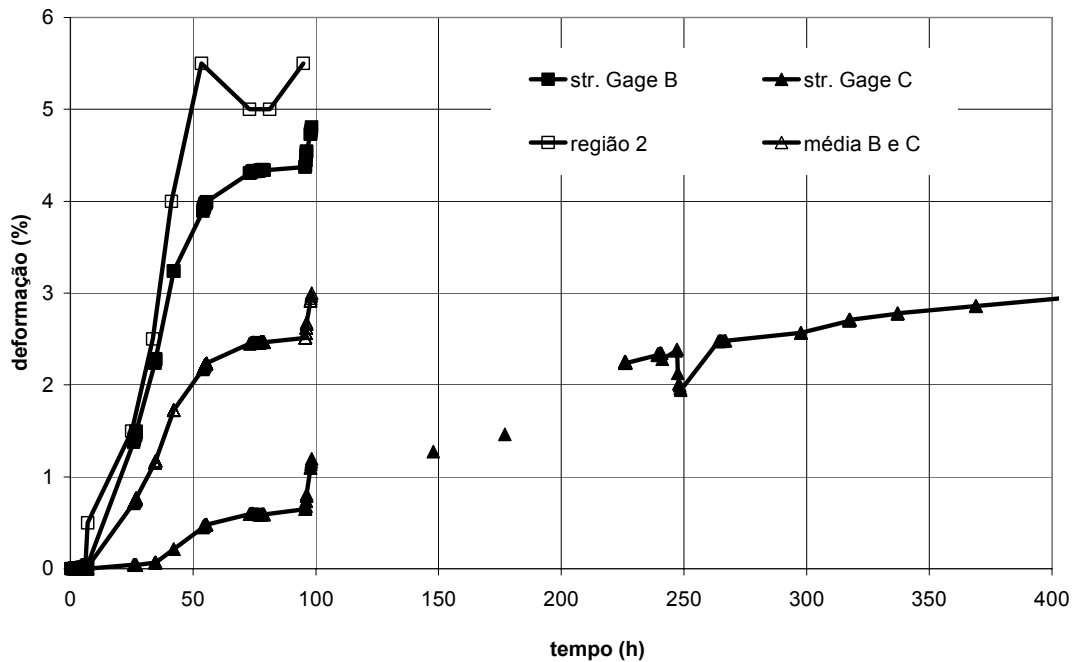


Figura 5.18 – Deformações medidas pelos *strain gages* e *tell-tails* durante o ensaio de fluência do geotêxtil superior.

gages b e c nota-se que estes registram uma parcela da deformação real. É possível, portanto, definir uma taxa de sub-registro:

$$\text{T.S.R.} = \varepsilon_{\text{strain gage}} / \varepsilon_{\text{real}} * 100 \quad (\text{eq. 5.4})$$

Onde,

T.S.R. : taxa de sub-registro das leituras dos *strain gages* (%);

$\varepsilon_{\text{strain gage}}$: deformação registrada pelo *strain gage* (%);

$\varepsilon_{\text{real}}$: deformação real da região (%).

A Figura 5.19 mostra a variação da taxa de sub-registro em relação ao tempo. Observa-se que, entre 70 e 90 horas, ocorre um aumento na taxa de registro, talvez causado pelas perturbações geradas nos instrumentos pelo surgimento das trincas.

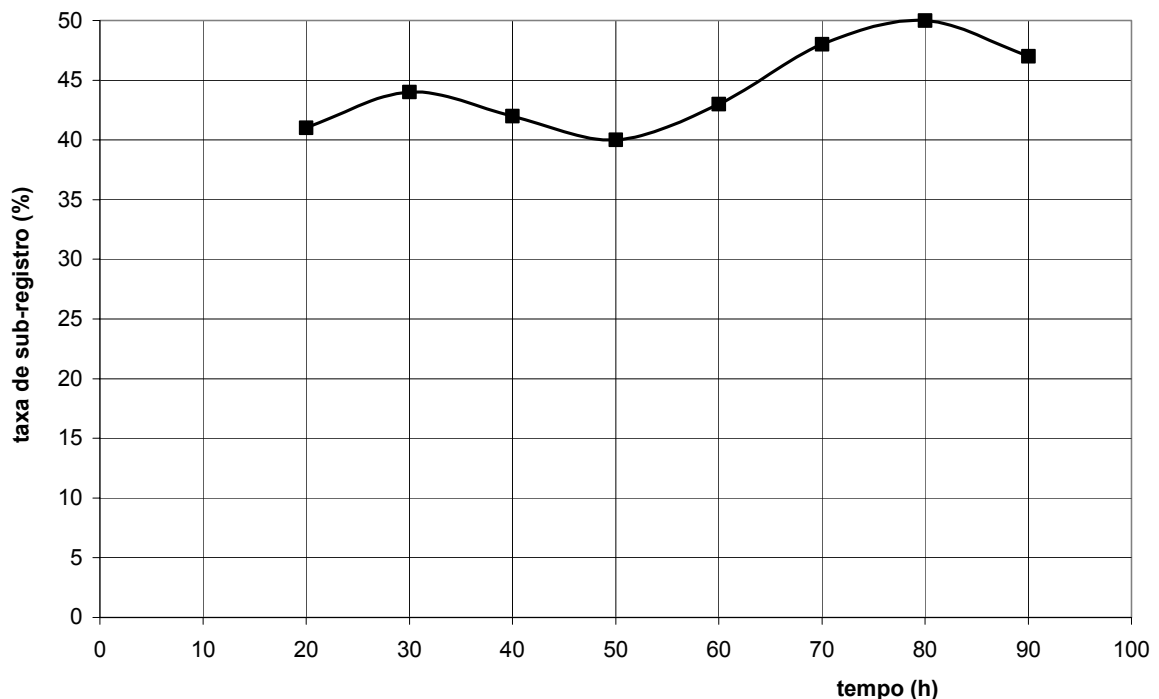


Figura 5.19 – Taxa de sub-registro vs. tempo para a região 2 do geotêxtil superior.

O geotêxtil superior foi instrumentado com sete *strain gages*, dos quais quatro já apresentavam problemas antes do início do ensaio e um quinto deixou de funcionar durante a aplicação do carregamento. O índice de sobrevivência dos *strain gages* do geotêxtil inferior foi um pouco maior, da ordem de 40%. Acredita-

se que o problema da perda dos *strain gages* relaciona-se à impermeabilização deficiente.

A impermeabilização dos *strain gages* colados ao geotêxtil apresenta algumas exigências de desempenho além das usuais. Como o geotêxtil é um substrato de baixa rigidez e que sofre grandes deformações, o material utilizado para impermeabilizar tem que ser suficientemente flexível para não enrijecer o trecho onde está colado o *strain gage*, nem trincar quando o geotêxtil sofrer alongamento. Também é necessário que o material seja capaz de penetrar na estrutura do geotêxtil, de forma a que se possa impregnar toda a região do *strain gage* e ponte de *Wheatstone*.

O material escolhido para realizar a proteção e impermeabilização dos *strain gages* foi o silicone. Espalhou-se quantidade abundante de silicone diretamente sobre o *strain gage* e a ponte de *Wheatstone* em ambas as faces do geotêxtil. Apesar de todos os cuidados tomados para que a impregnação do geotêxtil com o silicone fosse completa, a exumação dos geotêxteis depois dos ensaios demonstrou que a impermeabilização não funcionou a contento em vários casos. Alguns *strain gages* apresentaram sinais visíveis de corrosão indicando que o silicone não foi capaz de evitar a entrada de umidade nos circuitos elétricos.

Nos *strain gages* operacionais da parte inicial do geotêxtil superior, que sofreram deformações maiores que 5%, supõe-se que o silicone tenha trincado após algum tempo de ensaio, permitindo a entrada de umidade e inutilizando o *strain gage*. Essa é, provavelmente, a causa pela qual os *strain gages* b e c do geotêxtil superior pararam de funcionar após 100 e 400h, respectivamente. Vale mencionar ainda que nos primeiros dois dias após o início do ensaio do geotêxtil superior, Porto Alegre sofreu chuvas torrenciais de longa duração.

A Figura 5.20 apresenta as leituras dos *strain gages* do geotêxtil inferior. Somente são apresentados os quatro *strain gages* que funcionaram (b, d, f e g indicados na Figura 5.13). Infelizmente, a ruptura do talude em muito prejudicou o ensaio como pode ser evidenciado a partir dos valores de deformação apresentados pelos *strain gages* do geotêxtil inferior. Os *strain gages* acusam picos de deformação de até 12% nos instantes iniciais do ensaio, quando ocorreu a ruptura da saia do aterro.

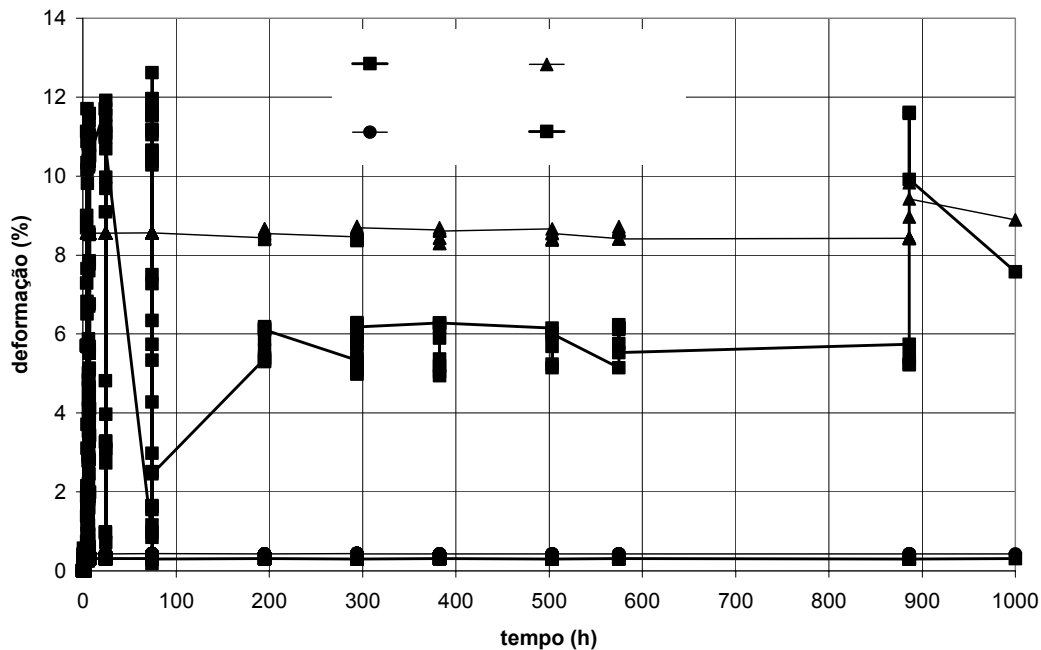


Figura 5.20 – Deformações medidas pelos *strain gages* e *tell-tails* durante o ensaio de fluência do geotêxtil superior.

5.4 Transferência de tensões por atrito

A tensão de tração não é constante ao longo do geotêxtil pois ele transfere carga por atrito para a areia adjacente. No Capítulo 4, a Figura 4.8 indica que para deslocamentos da ordem de 2mm, a resistência ao cisalhamento da interface é completamente mobilizada. Considerando a ângulo de atrito da interface areia-geotêxtil de $41,8^\circ$, pode-se supor uma distribuição linear das tensões de tração governada pela equação a seguir:

$$t_{\text{atrito}} = 2 \cdot B \cdot \sigma'_v \cdot \tan(\delta) \quad (\text{eq. 5.5})$$

Onde,

t_{atrito} : carga distribuída de tração perdida por atrito ao longo do geotêxtil (kN/m);

σ'_v : tensão vertical efetiva (kPa);

B : largura do geotêxtil (m);

δ : ângulo de atrito areia-geotêxtil.

O comprimento necessário para a completa transferência das tensões de tração do geotêxtil para a areia é:

$$L_{\text{transf.}} = T / t_{\text{atrito}} \quad (\text{eq. 5.6})$$

Onde,

$L_{\text{transf.}}$: comprimento do geotêxtil para o qual toda a tensão de tração foi transferida ao solo por meio do atrito (m);

T : carga de tração existente no início do trecho ensaiado (kN).

A Tabela 5.4 apresenta os valores de força de tração perdida por atrito (T_{atrito}) e o comprimento no qual se dá a transferência ($L_{\text{transf.}}$) para os geotêxteis superior e inferior.

Tabela 5.4 – Valores de transferência de carga do geotêxtil para a areia por atrito.

	Geotêxtil superior	Geotêxtil inferior
B	2,15m	2,15m
σ'_v	9,56kPa	47,80kPa
δ	41,8 °	41,8 °
T_{atrito}	36,7kN/m	183,8kN/m
L_{transf.}	0,80m	0,16m

As regiões dos geotêxteis não têm, portanto, uma tensão de tração constante. Por isso, para a interpretação dos ensaios de fluência, definiu-se uma tensão de tração média para cada região, tomada como sendo a média entre as tensões no início e no fim da região:

$$T_{\text{fim}} = T_{\text{início}} - t_{\text{atrito}} \cdot L_{\text{região}} \quad (\text{eq. 5.7})$$

Onde,

T_{fim} : carga de tração no final de uma região (kN);

$T_{\text{início}}$: carga de tração no início de uma região (kN);

$L_{\text{região}}$: comprimento de uma região (m).

As cargas e tensões de tração das regiões estão apresentadas na Tabela 5.5. Os valores estão expressos como forças e como porcentagens da resistência a tração do geotêxtil, para a largura considerada.

Tabela 5.5 – Cargas e porcentagens da resistência à tração para as regiões dos geotêxteis superior e inferior

Região	Geotêxtil Superior				Geotêxtil inferior
	1	2	3	4	1
L região (cm)	20	20	20	30	20
T início (kN)	29,51	22,17	14,83	7,49	29,03
T fim (kN)	22,17	14,83	7,49	0 ⁽¹⁾	0 ⁽²⁾
%t_{rup.} Início da região	62,4	46,9	31,4	15,8	61,4
%t_{rup.} Fim da região	46,9	31,4	15,8	0	0
%média t_{rup.}	54,6	39,1	23,6	5,3 ⁽³⁾	24,6 ⁽³⁾

⁽¹⁾ : 10 cm antes do fim da região 4 do geotêxtil superior, a carga de tração já foi toda transferida para a areia por atrito;

⁽²⁾ : 4 cm antes do fim da região 1 do geotêxtil inferior, a carga de tração já foi toda transferida para a areia por atrito;

⁽³⁾ : médias ponderadas para regiões nas quais a carga de tração anula-se antes do final.

As Figuras 5.21 e 5.22 apresentam a distribuição das deformações ao longo dos geotêxteis superior e inferior, respectivamente. Percebe-se que a deformação, para qualquer tempo, é máxima na primeira região e decresce de forma aproximadamente linear em direção à extremidade livre do geotêxtil.

FHWA (1998) ressalta, entretanto, que a máxima deformação se dá logo após o início do trecho ensaiado, devido aos efeitos restritivos provocados pelo trecho resinado. Os autores baseiam esta conclusão no formato da estricção observada nas amostras exumadas. Nesta pesquisa foi encontrado o mesmo padrão de estricção.

No geotêxtil superior, confirmam-se as hipóteses de cálculo para $L_{transf.}$, uma vez que para um comprimento de 0,80m (regiões 1 a 4) praticamente toda a tensão de tração foi perdida por atrito com o solo (Tabela 5.5). No geotêxtil inferior os cálculos não podem ser confirmados, provavelmente devido a perturbações geradas pela ruptura do talude.

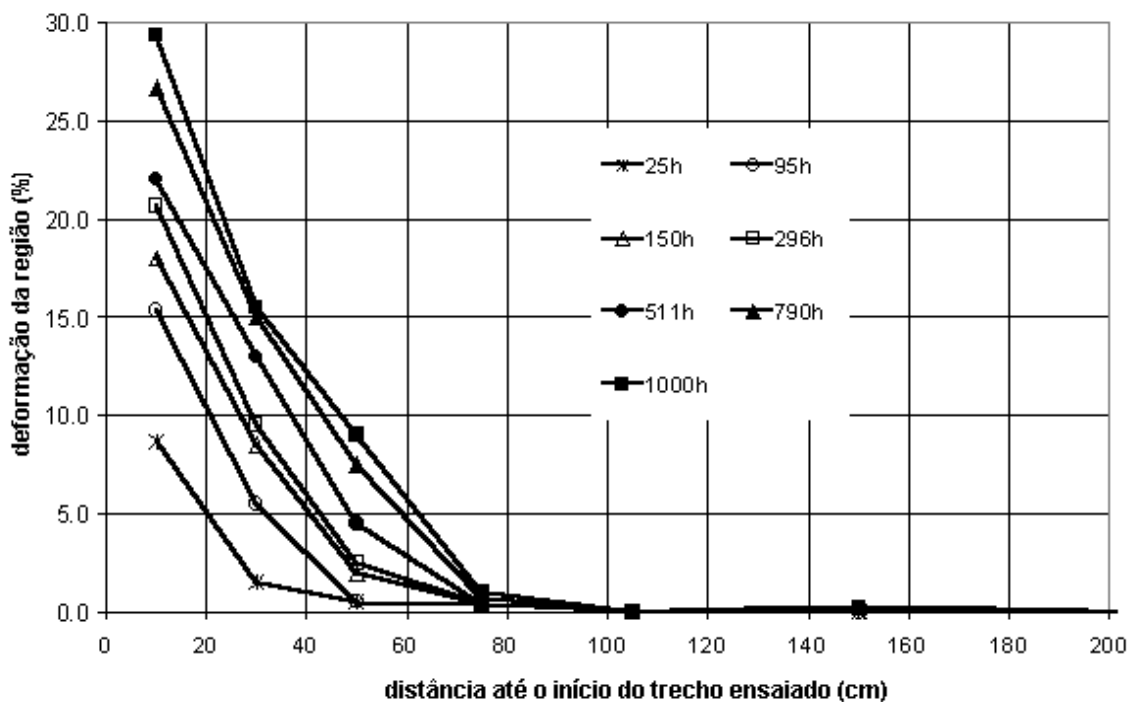


Figura 5.21 – Distribuição de deformações ao longo do geotêxtil superior para vários tempos de ensaio.

Cabe salientar que devido à ruptura do talude ocorrida durante o ensaio do geotêxtil inferior não é possível estabelecer comparações válidas para este ensaio.

5.5 Comparação entre comportamentos de fluência confinada e não confinada

Comparando-se os resultados de fluência não confinada obtidos por Bueno (2000) com os resultados de fluência confinada das regiões 1, 2 e 3 do geotêxtil superior, obtêm-se as curvas apresentadas na Figura 5.23.

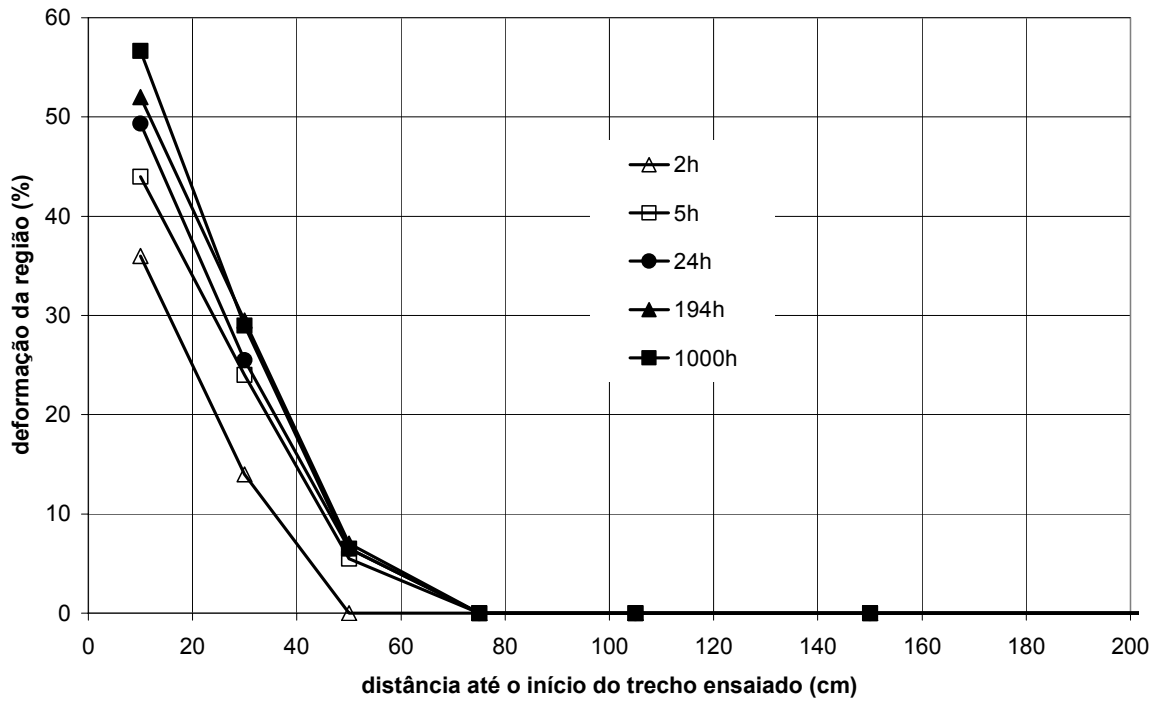


Figura 5.22 – Distribuição de deformações ao longo do geotêxtil inferior para vários tempos de ensaio.

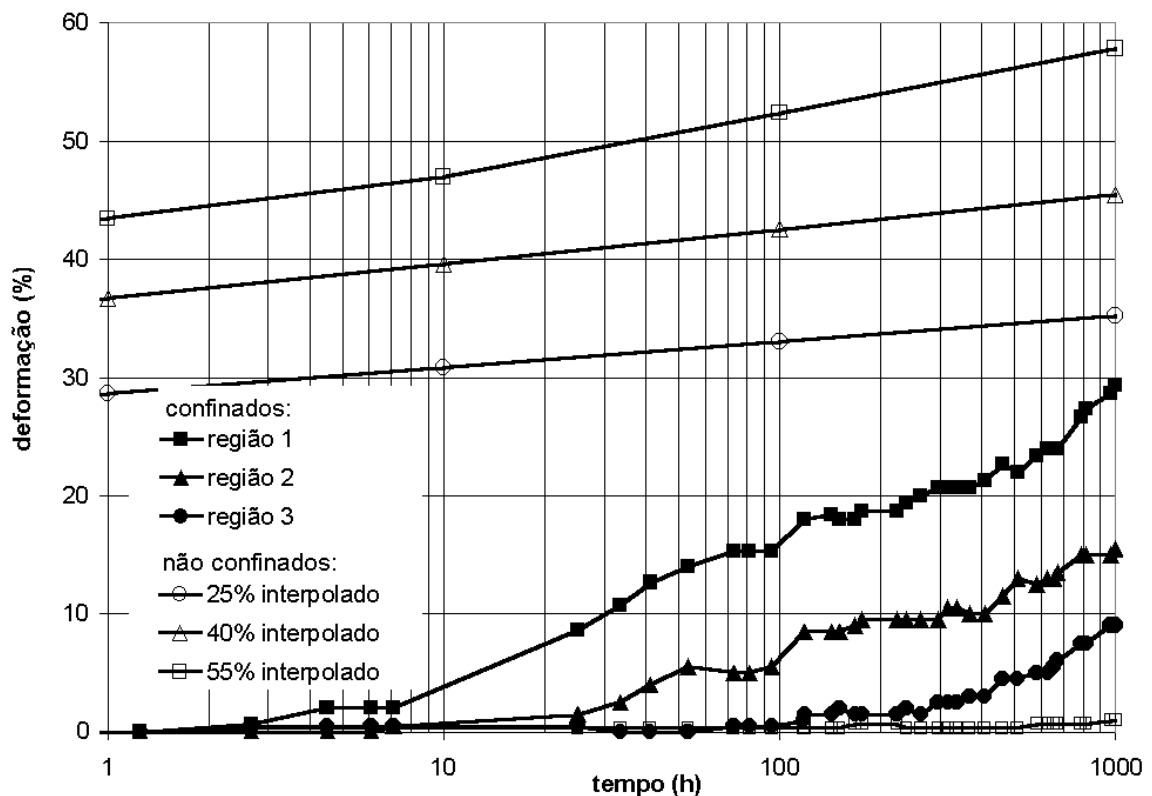


Figura 5.23 – Comparação entre os comportamentos de fluência confinada (para uma tensão confinante de 9,6 kPa) e não confinada.

Observa-se que o confinamento por solo altera o comportamento de fluência do geotêxtil. As deformações iniciais, que são muito elevadas no ensaio não confinado, são praticamente nulas no ensaio confinado. McGown et al. (1982) também observaram que o confinamento reduz sensivelmente a fluência primária. Os autores informam ainda que as taxas de fluência secundária foram substancialmente reduzidas, fato não observado nesta pesquisa. Provavelmente este fato deve-se à restrição aos movimentos e alongamentos dos filamentos causada pelas partículas do solo. É importante ressaltar que para todos os níveis de carregamento e em qualquer tempo, até o fim do ensaio, os ensaios confinados apresentam deformações equivalentes a, no máximo, 50% das deformações dos ensaios não confinados.

As taxas de fluência apresentadas no ensaio confinado são decrescem com o tempo para o período de 1000 horas, mas apresentam-se mais elevadas que as taxas dos ensaios não confinados de laboratório.

5.6 Considerações finais

A comparação entre os resultados de fluência confinada e não confinada demonstra que o confinamento por solo pode alterar o comportamento do geotêxtil estudado. As deformações iniciais e totais de fluência são reduzidas.

O caráter extensível do geotêxtil fica evidente através da análise de distribuição de deformações ao longo do comprimento. As maiores deformações ocorrem próximas ao início do trecho ensaiado e reduzem-se em direção à extremidade livre.

Os parâmetros mecânicos da interface areia-geotêxtil obtidos no ensaio de cisalhamento direto e a hipótese de distribuição linear de deformações ao longo do reforço são compatíveis com os resultados do ensaio de campo.

As medições de temperatura confirmaram que a massa de solo é um ambiente que reflete de forma bastante amortecida as variações térmicas do meio externo. Observou-se que, quanto maior a profundidade, menores as variações de temperatura.

De maneira geral as instrumentações funcionaram eficientemente. Alguns *strain gages*, entretanto, foram prejudicados por problemas de infiltração de

umidade, evidenciando que o processo de impermeabilização não foi suficiente. A comparação dos resultados dos *strain gages* com os *tell-tails* indica que os primeiros registram uma parcela aproximadamente constante da deformação real.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Para esta dissertação foi realizada uma revisão bibliográfica a respeito de propriedades físicas, mecânicas e de fluência dos geotêxteis, além de técnicas de ensaio e instrumentação. Foram avaliadas as propriedades mecânicas de uma interface areia-geotêxtil e de três tipos de interfaces membrana-geotêxtil resinado através de ensaios em campo e laboratório. Foi construído um aterro instrumentado em escala real para realização de ensaios de fluência confinada de geotêxteis. A partir dos resultados obtidos em toda a campanha experimental, algumas conclusões podem ser salientadas:

- 1) O sistema de carregamento por gravidade mostra excelente desempenho para ensaios de campo de longa duração. O carregamento constante aplicado é pouco sensível a fatores climáticos e/ou agentes externos e ainda permite ampla faixa de trabalho;
- 2) As células de carga de tração apresentam funcionamento adequado e são indispensáveis para o controle do carregamento aplicado ao geotêxtil, devido aos acréscimos de carga gerados pelo esticamento dos trechos horizontais dos cabos de aço;
- 3) As células de tensão total podem ser utilizadas desde que cuidados sejam tomados na instalação. As leituras deste tipo de aparelho são intrinsecamente pouco precisas, uma vez que podem ser afetadas pelo método de instalação e compacidade do solo, entre outros;
- 4) Os *tell-tails* são excelentes transdutores de deslocamento para geotêxteis. Além de imunes às condições agressivas encontradas *in situ*, são de fácil instalação e representam uma instrumentação de baixíssimo custo;
- 5) Os *strain gages*, ao contrário dos *tell-tails*, são mais onerosos e difíceis de serem instalados, exigindo técnicas especiais de colagem e uma perfeita impermeabilização dos circuitos e do substrato;
- 6) O emprego de termopares é recomendável para acompanhamento das variações de temperatura no interior do aterro com geossintéticos;

- 7) A compactação do solo por placa vibratória demonstrou ser eficiente e rápida, além de não prejudicar as instrumentações;
- 8) Os ensaios tipo *tilt-test* para interfaces membrana-geotêxtil resinado apresentaram boa reprodutibilidade e são capazes de avaliarem a resistência ao cisalhamento em escalas maiores do que as usuais de laboratório;
- 9) A perda de carregamento por atrito pode ser reduzida através da utilização de membranas nos trechos resinados do geotêxtil. Membranas espessas e razoavelmente rígidas são mais eficientes para redução do atrito do que as membranas finas e flexíveis;
- 10) Os resultados obtidos durante a fluência indicam que somente uma região dos geotêxteis é solicitada devido a transferência de tensões para o solo por atrito;
- 11) A comparação entre ensaios de fluência com e sem confinamento demonstra que a presença do solo altera o comportamento de fluência, principalmente por meio da redução das deformações iniciais;
- 12) Nota-se que o ensaio de fluência confinada apresentou taxas de deformação decrescentes com o tempo, porém maiores que as taxas dos ensaios não confinados.

A pesquisa desenvolvida neste trabalho despertou diversos questionamentos e aspectos que poderiam ser abordados em futuras pesquisas para as quais permite-se algumas sugestões, tais como:

- 1) Realização de ensaios de fluência confinada com outros tipos de solos;
- 2) Realização de ensaios de fluência confinada com outros tipos de geotêxteis não tecidos;
- 3) Utilização de diferentes níveis de tensão confinante;
- 4) Concentração dos transdutores de deformação/deslocamento na parte inicial do trecho ensaiado, não sendo necessário instrumentar todo o comprimento do geotêxtil;

- 5) Uma menor distância entre *tell-tails* permite regiões com tensão de tração menos variável, atentando-se somente para o fato de que uma distância muito pequena pode induzir a erros no cálculo das deformações, devido à resolução das leituras;
- 6) Finalmente, em relação aos aspectos construtivos, vale ressaltar que em ensaios com maiores tensões confinantes, uma compactação menos exigente da areia conduzirá a um menor ângulo de atrito e um maior comprimento de transferência.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Allen, T. M. determination of long term tensile strength of geosynthetics – a state of the art review. In: Geosynthetics '91 Conference, 1991, Atlanta, **Proceedings...** St. Paul, IFI, p. 351-380, 1991.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTMD 5262-97** Standard test method for evaluating the unconfined tension creep behaviour of geosynthetics. Pennsylvania, 1997.

Andrawes, K. Z. McGown, A. Kabir, H. Uniaxial strength testing of woven and non woven geotextiles. **Geotextiles and Geomembranes**, Amsterdam, n. 1, p. 41-56, 1984.

Anjiang, W. Zhang, B. Lihua, L. Research on influence of test conditions on the tensile strength of geotextile. In: 4th International conference on geotextiles, geomembranes and related products, 1990, The Hague - Netherlands, **Proceedings...** The Hague - Netherlands, p. 782, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR7181**. Solo: análise granulométrica – método de ensaio. Rio de Janeiro , 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR12568** Geotêxteis – determinação da gramatura. Rio de Janeiro , 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR12824**. Geotêxteis: determinação da resistência à tração não confinada – ensaio de tração de faixa larga. Rio de Janeiro , 1993.

Azambuja, E. **Investigação do dano mecânico em geotêxteis não tecidos**, Porto Alegre, dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1993.

Barret, R. K. Geotextiles in earth reinforcement, **Geotechnical fabrics report**, n.3, p. 15-19, 1985.

Bonaparte, R. Berg, R. Long term allowable tension for geosynthetic reinforcement. In: Geosynthetics '87 Conference, 1987, New Orleans, **Proceedings...** New Orleans, p. 55-62, 1987.

Boyle, S. R. Gallagher, M. Holtz, R. D. Influence of strain rate, specimen length and confinement on measured geotextile properties. **Geosynthetics International**, v.3, n.2, p. 205-225, 1996.

Brady, K. C. & McMahon, W. Basset, R. H. Tam, W. S. A. Instrumentation of two reinforced embankments. **Field Measurements in Geotechnics**, Rotterdam, p. 227-240, 1991.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS6906:Part 5**. Methods of test for geotextiles: determination of creep. London, 1991.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS6906:Part 8**. Determination of sand-geotextile frictional behaviour by direct shear. London, 1991.

Bueno, B. S. Isócronas do G300 [mensagem pessoal] . Mensagem recebida por <alaura@cpgec.ufrgs.br> em 15/08/2000.

Cazzuffi, D. Ghinelli, A. Sacchetti, M. Villa, C. European experimental approach to the tensile creep behaviour of high strength geosynthetics. In: Geosynthetic '97 Conference, 1987, **Proceedings...** p. 253-266, 1997.

De Groot, M. T. den Hoedt, G. Nijhdf, A. H. J. Jansen, W.T. Towards a standard tensile test: evaluated results of dutch interlab test programme. In: 4th International conference on geotextiles, geomembranes and related products, 1990, The Hague - Netherlands, **Proceedings...** The Hague - Netherlands, p. 771-776, 1990.

Delmas, P. Ouvrages de Soutènement renforcés par géotextile. **Bulletin des liaison des laboratoires des ponts et chaussées** , n.153, p. 89-102, 1988.

Dembicki, E. Jermolowicz, P. Soil-geotextile interaction. **Geotextiles and Geomembranes**, Amsterdam, n. 10, p. 249-268, 1991.

Den Hoedt, G. Creep and relaxation of geotextile fabrics. **Geotextiles and Geomembranes**, Amsterdam, v. 4, n. 2, p. 83-92, 1986.

Dunnicliff, J. Green, G.E. **Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance**, New York, John Wiley & Sons, 1998.

Federal Highway Administration. **Reinforced Soil Structures – Volume I: Design and Construction Guidelines**. McLean, Virginia, Federal Highway Administration, 1990.

Federal Highway Administration. **Development of Protocols for confined extension/creep**. McLean, Virginia, Federal Highway Administration, 1998.

Hudson, J. A. Harrison, J. P. **Engineering Rock Mechanics – an introduction to the principles**. Amsterdam, Elsevier Science, 456p. 1995.

Ingold, T. S. A laboratory investigation of soil geotextile friction. **Ground Engineering**, Nov. 1984, p. 21-28, 1984.

Koerner, R. M. **Designing with geosynthetics**. New Jersey, Prentice Hall, 1990.

Koerner, R. M. Hsuan, Y. Lord, A. E. Remaining technical barriers to obtaining general acceptance of geosynthetics. **Geotextiles and Geomembranes**, Amsterdam, v. 12, n. 1, p. 1-52, 1993.

Koutsourais, M. Sandri, D. Swan, R. Soil interaction characteristics of geotextiles and geogrids. In: 6th International conference on geosynthetics, **Proceedings...** p. 739-744, 1998.

Lee, S. H. Ruei, E. Tonus, S. The monitoring of non-woven geotextiles by strain gages. In: 4th International Conference on Geotextiles Geomembranes and Related Products, 1990, The Hague, The Netherlands, **Proceedings...** vol.1, p. 97-99, 1990.

Leshchinsky, D. & Field, D.A. In-soil elongation, tensile strength and interface friction of non woven geotextiles. In: Geosynthtic '87 Conference, 1987, New Orleans, **Proceedings...** New Orleans, p. 104-118, 1987.

Ling, H.I. Wu, J.T.H. Tatsuoka, F. Effectiveness of in-membrane test in simulating strength and deformation characteristics of a non woven geotextile under operational conditions. In: Geosynthetics '91 Conference, 1991, Atlanta, **Proceedings...** Atlanta, p. 793-798, 1991.

McGown, A. Andrawes, K. Z. Kabir M. H., Load extension testing of geotextiles confined in soil. In: 2nd International conference on geotextiles, 1982, Los Angeles, **Proceedings...** Los Angeles, v.3, p. 793-798, 1982.

Milligan, G. W. E. Palmeira, E. M. Prediction of bond between soil and reinforcement. In: International Symposium on Prediction and Performance on Geotechnical Engineering, 1987, Calgary, **Proceedings...** Calgary, p. 147-153, 1987.

Müller-Rochholz, J. Reinhard, K. Creep of geotextiles at different temperatures, In: 4th International conference on geotextiles, geomembranes and related products, 1990, The Hague - Netherlands, **Proceedings...** The Hague - Netherlands, p. 657-659, 1990.

Ober S.A. Indústria e Comércio. **Especificações Técnicas do Geotêxtil Geofort.** São Paulo, 1999.

Palmeira, E. M. **The study of soil reinforcement interaction by means of large scale laboratory tests.** Oxford, PhD Thesis, University of Oxford, 1987.

Rowe, R. K. & Gnanendran, C. T. Geotextile strain in a full scale reinforced test embankment. **Geotextiles and Geomembranes**, v.13, p.781-806, 1994.

Sayão, A. S. F. J. Castro, D. C. Medeiros, L. V. Gerscovich, D. M. S. Ensaio de Arrancamento de Materiais Geossintéticos no Campo. In: 3.º Simpósio Brasileiro e 1.º Sul-americano de Geossintéticos, 1999, Rio de Janeiro, **Proceedings...**, Rio de Janeiro, p. 223-229, 1999.

Siel, B. D. Tzong, W. H. Chou, N. N. S. In soil stress-strain behaviour of geotextile. In: Geosynthetic '87 Conference, 1987, New Orleans, **Proceedings...** New Orleans, p. 210-219, 1987.

Sluimer, G. e Risseeuw, P. A strain gage technique for measuring deformations in geotextiles. In: 2nd International Conference on Geotextiles, 1982, Las Vegas, USA, **Proceedings...** p. 835-838, 1982.

Teixeira, M. L. **Considerações sobre o uso de materiais geossintéticos para reforço de aterros sobre solos moles.** Rio de Janeiro, Dissertação de mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 1993.

Watts, G. R. A. Brady, K. C. Greene, M. J. **The creep of geosynthetics – prepared for civil engineering, highways agency.** Transport Research Laboratory Report 319, 40 p., 1998.

Weiler, W. A. & Kulhawy, F. H. Factors affecting stress cell measurements in soil. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 108, n. GT12, p. 1529-1548,1982.

Wu, J. T. H. Helwany, S. M. B. A performance test for assessment of long term creep behaviour of soil geosynthetics composites. **Geosynthetics International**, v.3, n.1, p. 107-124, 1996.