

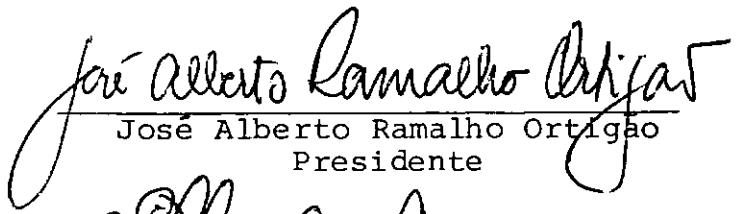
UTILIZAÇÃO DE GEOTÊXTEIS COMO REFORÇO

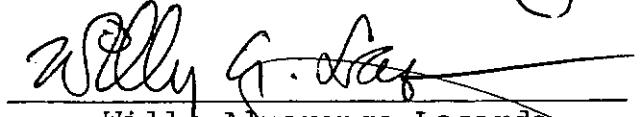
DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

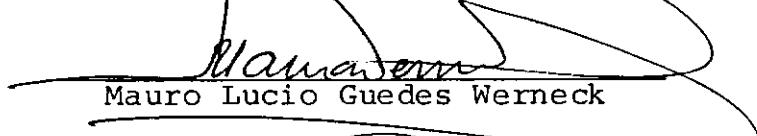
Ennio Marques Palmeira

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS
DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL
DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS
PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.)

Aprovada por:


José Alberto Ramalho Ortigão
Presidente


Willy Alvarenga Lacerda


Mauro Lucio Guedes Werneck


Jacques de Medina

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

JULHO DE 1981

PALMEIRA, ENNIO MARQUES

Utilização de Geotêxtil como Reforço de
Aterros sobre Solos Moles - Rio de Janeiro
1980

VIII, 282 p., 29.7cm (COPPE-UFRJ, M.Sc.,
Engenharia Civil, 1980)

Tese - Univ. Fed. Rio de Janeiro Fac.
Engenharia

1. Assunto I. COPPE/UFRJ TÍTULO (série)

Dedico este trabalho a:

- Fernanda M. Palmeira
- Antonio Marques
- Celeste Marques
- Eloy R. Palmeira

AGRADECIMENTOS

O autor do presente trabalho deixa registrado seus agradecimentos ao Prof. José Alberto Ramalho Ortigão pela entusiasmada orientação da tese, pelas sugestões e correções feitas no trabalho original e pela extensa bibliografia posta à disposição.

Ao Prof. Willy Alvarenga Lacerda o autor agradece pelo convite para exercer a função que tornou possível a realização deste trabalho bem como pelas sugestões e incentivo prestados ao longo do mesmo.

São prestados agradecimentos, também, ao Instituto de Pesquisas Rodoviárias do DNER pelo apoio financeiro prestado através da firma TRAFECON-Consultoria e Projetos de Engenharia Ltda.

À RHODIA S/A ficam registrados os agradecimentos pelo interesse dispensado pela pesquisa e pelo fornecimento do material geotêxtil necessário.

Aos colegas abaixo, o autor expressa a sua profunda gratidão e reconhecimento pela colaboração que tornou possível a realização deste trabalho:

Engº Adalsino Valentim Gonçalves - pela ajuda nos ensaios de laboratório com o Perfilômetro de Recalques do IPR;

Tecnóloga Ana Kátia Romero Nicolino - pela colaboração no processamento do programa BISPO para análise de estabilidade de taludes;

Tecnóloga Célia Regina França Guimarães - pela col

boração na realização dos ensaios de caracterização do material de aterro da estrada de acesso;

Engºs Fernando e Bernadete Danziger - pelo auxílio no processamento de programa LORANE;

Prof. Jacques Medina - pelas sugestões prestadas;

Engº Haroldo Braune Collet - pelas sugestões feitas ao longo do trabalho;

Engº José Carlos Vertematti - pelas sugestões e informações prestadas;

Engº Júlio Verne de Mattos - pelo apoio na tentativa de utilização do programa de computador NONSAP da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro;

Engº José Eduardo Mercier Medina - pelas informações sobre o andamento das obras da estrada de acesso;

Tecnólogo Miguel da Silva Grossi - pela entusiasma da colaboração na instalação da instrumentação, medições de campo, cálculo das medições, manutenção dos instrumentos e ensaios de laboratório realizados no material de aterro da estrada;

Prof. Márcio S.S. Almeida - pelas sugestões na análise teórica por Elementos Finitos;

Prof. Nelson F. Ebeckem - pela colaboração no processamento do programa LORANE;

Sr. Roberto Augusto - pela colaboração nos trabalhos de campo;

Srta. Sonia Maria Amaral - pela revisão do texto original, datilografia e ajuda na montagem da tese; Tecnólogo Sérgio Trotta - pelo desenho da maioria das figuras da tese;

Engº Salomão Pinto - pelas sugestões apresentadas nos ensaios de laboratório;

Vilma Alves - pelo serviço de datilografia.

O autor estende os agradecimentos ao pessoal e corpo de professores da COPPE/UFRJ e ao pessoal do Núcleo de Computação Eletrônica da UFRJ (NCE) .

APRESENTAÇÃO

O presente trabalho se refere a parte do programa de pesquisas conduzido pelo Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR) relativo à construção sobre solos moles. Nesse trabalho, tratou-se do estudo da utilização de mantas geotêxteis como reforço de aterros rodoviários de baixa altura sobre solos de elevada compressibilidade. Esse tipo de obra é frequente como estradas de acesso para a construção de obras de grande porte, estradas vicinais para escoamento de produção agrícola, etc. O desenvolvimento do trabalho envolveu os seguintes tópicos: (1) descrição dos diversos tipos de geotêxteis existentes; (2) revisão bibliográfica a respeito do comportamento mecânico dos geotêxteis; (3) previsão do comportamento de aterros reforçados com geotêxtil por métodos teóricos; (4) detalhamento das 6 seções instrumentadas na estradas de acesso para a construção do Aterro II da Pesquisa de Aterros sobre Solos Compressíveis; (5) discussão e interpretação dos resultados obtidos através da instrumentação instalada.

O trabalho foi possível graças ao contrato celebrado entre o Instituto de Pesquisas Rodoviárias do DNER e a firma TRAFECON-Consultoria e Projetos de Engenharia Ltda. Esse contrato é supervisionado pelos Engenheiros Pedro Martorell e Carmem Sylvia Ferreira, da Divisão de Pesquisas do IPR.

SUMÁRIO

No presente trabalho estudou-se a utilização de mantas geotêxteis como reforço de aterros rodoviários de baixa altura sobre solos moles.

Inicialmente, são apresentados os tipos de geotêxteis usualmente empregados em obras de engenharia sendo, também, apresentados e discutidos os processos de confecção e as propriedades físicas e mecânicas dos geotêxteis relevantes para esse tipo de problema.

A previsão, por métodos teóricos, da influência da presença do geotêxtil na interface aterro x fundação, quer seja no aumento do fator de segurança contra a ruptura generalizada, quer seja na redução dos recalques superficiais da fundação é, também, analisada.

A seguir, é apresentada e comentada a instrumentação instalada nas seções testes da estrada de acesso para a construção do Aterro II da Pesquisa de Aterros sobre Solos Compressíveis, do Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR/DNER). Em quatro das seis seções instrumentadas foi utilizado o geotêxtil do tipo não-tecido da marca Bidim fabricado pela RHODIA S/A, em diversas formas de instalação sobre a superfície da fundação.

Finalmente, os resultados obtidos através da instrumentação foram analisados e comparados às previsões teóricas. Dessa análise pode-se concluir que a influência do geotêxtil na redução do consumo de material de aterro empregado é mais marcante quanto maiores forem as condições de ancoragem da manta geotêxtil. Isto ficou evidenciado pelas economias de

9.6% de material de aterro na seção com menor capacidade de ancoragem do geotêxtil e de 22.6% na seção com maior ancoragem do geotêxtil. Entretanto, constatou-se que, para as condições presentes na estrada de acesso, a utilização de geotêxtil como reforço só seria economicamente viável caso a redução de material de aterro atingisse valores superiores a 26%.

ABSTRACT

This thesis presents a study on geotextile application for stabilizing low embankment roads constructed on weak foundation soils.

A bibliography review on the main characteristics of some commercially available geotextiles, their physical and mechanical properties, usual manufacturing process and standard geotextile testing methods is presented. A review on geotextile application as reinforcement under the base of low embankment road is also made.

A case history is presented on the construction of an instrumented field trial to evaluate geotextile efficiency as reinforcement under the base of an access road on soft ground. The field trial was carried out along the access road for the construction of a second large trial embankment on vertical drains. This experimental program was a part of a large research program sponsored by the Highway Research Institute (Brazil). Six text sections, in which geotextile type and installation method varied, were constructed. Measurements were compared with a section with no reinforcement and also compared with theoretical predictions.

Measured geotextile performance, expressed in per cent reduction in volume of fill material consumption, seems to vary between 9.6% to 22.6%, depending on the way the geotextile was laterally fixed. An economic evaluation considering fill material and fabric cost at test site, has shown that such a geotextile application would not be economically advantageous unless fill material savings were in excess 26% in volume.

Í N D I C E

PARTE I - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	1
CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	2
CAPÍTULO 2 - CARACTERÍSTICAS GERAIS DOS GEOTÊXTEIS	6
CAPÍTULO 3 - COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS GEOTÊXTEIS	11
3.1 - Resistência à Tração	13
3.1.1 - Ensaio Monodirecional	13
3.1.2 - Ensaio de Tração Localizada ("Grab Tensile Test")	14
3.1.3 - Ensaio de Deformação Plana Segundo Sissons (1977)	15
3.1.4 - Ensaio Bidirecional Cilíndrico	16
3.1.5 - Ensaio Hidráulico de Tração	18
3.1.6 - Ensaio de Deformação Plana Monodirecional	21
3.2 - Fluênci a e Relaxação de Tensões	22
3.3 - Atrito de Interface	23
3.4 - Ensaio de Penetração	25
3.5 - Resistência ao Estouro	26
3.6 - Resistência ao Rasgo	27
3.7 - Comportamento Mecânico dos Geotêxteis - <u>Comentários Finais</u>	27

CAPÍTULO 4 - UTILIZAÇÃO DE MANTA GEOTÊXTIL COMO REFORÇO DE ATERRO SOBRE SOLOS FRACOS	57
4.1 - Aumento do Fator de Segurança Contra a Rup- tura Generalizada	58
4.2 - Utilização de Geotêxteis como Reforço de Aterros Rodoviários de Baixa Altura: Abor- dagens Teóricas e Observações Práticas	61
4.2.1 - Solução Aproximada de Nieuwenhuis	62
4.2.2 - Previsão do Comportamento pelo Mé- todo dos Elementos Finitos	74
4.2.3 - Conclusões e Críticas sobre a Pre- visão do Comportamento de Aterros de Baixa Altura Reforçados com Geo- têxteis por Métodos Teóricos	82
4.2.4 - Revisão Bibliográfica sobre o Pro- jeto de Estradas Vicinais e Desem- penho de Aterros Reforçados com Geotêxteis	85
CAPÍTULO 5 - CONSIDERAÇÕES À RESPEITO DA INSTALAÇÃO DE MANTAS GEOTÊXTEIS NA BASE DE ATERROS	130
PARTE II - COMPORTAMENTO DA ESTRADA DE ACESSO INSTRUMENTADA	138
CAPÍTULO 6 - CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DOS MATERIAIS ENVOLVIDOS	139
6.1 - Resumo sobre as Características Geotécní- cas da Argila Cinza do Rio de Janeiro	140
6.2 - Características Geotécnicas do Material de Aterro Empregado na Estrada de Acesso	142

6.3 - Características do Geotêxtil Empregado	143
CAPÍTULO 7 - DETALHAMENTO DAS SEÇÕES INSTRUMENTADAS	154
CAPÍTULO 8 - PROJETO DA INSTRUMENTAÇÃO E INSTRUMENTOS UTILIZADOS NA ESTRADA DE ACESSO	163
8.1 - Projeto e Instalação da Instrumentação	164
8.2 - Descrição dos Instrumentos Utilizados	167
8.2.1 - Extensômetro Magnético Horizontal	167
8.2.2 - Perfilômetro de Recalques	169
CAPÍTULO 9 - SOLICITAÇÕES IMPOSTAS À ESTRADA DE ACESSO	182
CAPÍTULO 10 - RESULTADOS OBTIDOS NAS MEDIÇÕES DE CAMPO	186
10.1 - Recalques Superficiais da Fundação	187
10.2 - Deslocamentos Horizontais Superficiais da Fundação	188
10.3 - Deslocamentos Horizontais no Geotêxtil	189
CAPÍTULO 11 - INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS NAS MEDIÇÕES DE CAMPO	196
11.1 - Recalques Superficiais da Fundação	197
11.2 - Deformações Horizontais Superficiais da Fundação	203
11.3 - Deformações Horizontais no Geotêxtil	204
11.4 - Comparação Entre a Previsão por Métodos Teóricos e os Resultados de Campo	205

CAPÍTULO 12 - RESUMO, CONCLUSÕES FINAIS E SUGESTÕES	229
BIBLIOGRAFIA	238
SÍMBOLOGIA	249
LISTA DE FIGURAS	258
DOCUMENTAÇÃO FOTOGRÁFICA	270

1 - INTRODUÇÃO

Entende-se por geotêxtil, de maneira geral, o produto resultante de tratamento físico e químico aplicados a materiais naturais ou sintéticos e que se assemelha no seu aspecto visual ou construtivo, aos produtos oriundos da indústria têxtil.

Até o início da década de 60 a indústria têxtil mundial tinha como matéria prima básica de construção as fibras naturais tais como algodão, lã e seda. Nessa época começou-se a explorar de maneira significativa as fibras sintéticas como o nylon, poliéster, acrílico entre outras. Devido à grande variedade de características que o processo sintético admite, tais fibras vêm se impondo de maneira cada vez mais acentuada ao longo dos anos. Para se ter uma idéia, atualmente 73% da produção da indústria têxtil advém da utilização de fibras sintéticas.

A partir do início da década de 70, a indústria têxtil passa a se voltar diretamente para a aplicação de seus produtos, oriundos de fibras sintéticas, à indústria de construção. Surgem, então, os geotêxteis. Materiais de uma grande gama de aplicação, os geotêxteis podem ser aplicados desde como elementos de decoração até como parte estrutural de obras de contenção de encostas. Devido, principalmente, à sua facilidade de aplicação e versatilidade, as mantas geotêxteis vêm tomando, gradativamente, o lugar de materiais que, até então, eram utilizados tradicionalmente em construções (por exemplo a areia, de filtros). Na figura 1.1 pode-se ver o notável crescimento do consumo de geotêxteis, nas suas diversas áreas

de aplicação, nos Estados Unidos a partir de 1970 em que consta ta-se a importância dada a esse novo material (sintético) de construção (KOERNER & WELSH, 1980).

Ao longo dos últimos anos, vários fabricantes têm feito esforços no sentido de suprir os geotêxteis de características que o tornem um elemento efetivamente ativo quando instalado em uma obra. No que diz respeito à utilização de mantas, como elemento de reforço, o requisito de elevados módulos de deformação e elevadas resistências à tração têm se imposto como desafio básico ao seu emprego. Todavia, atualmente já existem geotêxteis especialmente indicados para esta finalidade.

Nos capítulos seguintes serão apresentadas as características mecânicas e o comportamento de mantas quando utilizadas como reforço de aterros sobre solos moles.

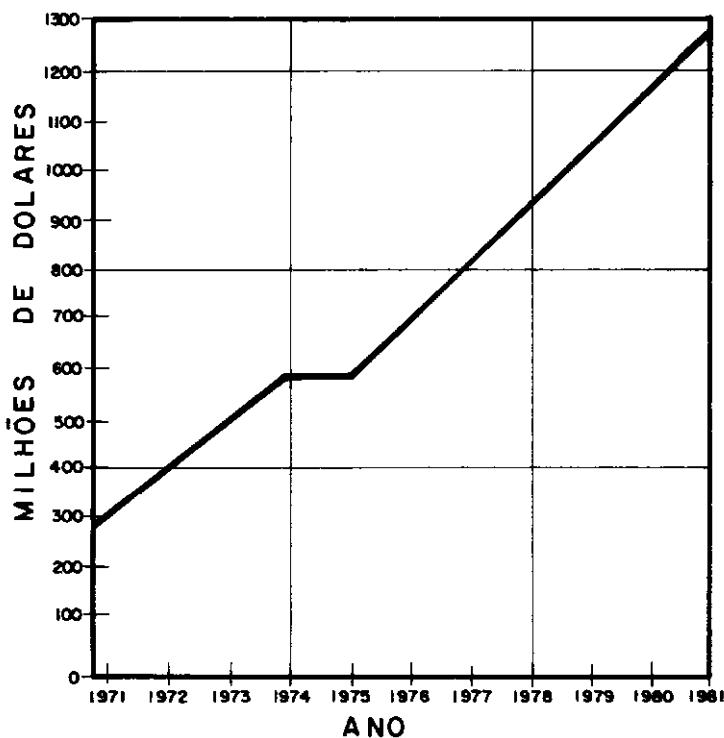


FIG. I.1 - CONSUMO TOTAL DE GEOTEXTEIS NÃO
TECIDOS NOS ESTADOS UNIDOS — APUD
KOERNER & WELSH (1980)

CAPÍTULO 2**CARACTERÍSTICAS GERAIS DOS GEOTÊXTEIS**

2 - CARACTERÍSTICAS GERAIS DOS GEOTÊXTEIS

Para entender-se completamente a fabricação de uma manta geotêxtil, deve-se tomar conhecimento de todas as partes que envolvem o processo, o que será abordado resumidamente.

Inicialmente, a substância que dará origem à fibra sintética, e que se encontra no estado sólido, é transformada ao estado líquido quer seja por adição de solvente ou aplicação de calor. A seguir, a substância viscosa formada é tratada por um processo de extrusão (semelhante ao processo de passagem da água por um chuveiro). Os filamentos que emergem desse processo de extrusão são, então, solidificados ou por aplicação de ar quente ou por resfriamento. Após a solidificação, as fibras formadas são tensionadas e com isso seus diâmetros são diminuídos. Em seguida, as fibras serão arranjadas de maneira convenientes a possibilitar a formação do tipo específico de geotêxtil desejado. Comumente tais arranjos são os que aparecem na fig. 2.1 (Koerner & Welsh, 1980).

De posse das fibras arranjadas de uma das quatro maneiras indicadas na figura 2.1 passa-se à confecção da manta geotêxtil que, de acordo com o processo de fabricação adotado, poderá ser enquadrada em um dos seguintes grupos: grupo dos tecidos ou grupo dos não-tecidos. Estes dois se diferenciam na forma de ordenação estrutural dos fios sintéticos. A manta pertencente ao grupo dos tecidos assume a configuração estrutural ordenada, semelhante a maioria dos tecidos utilizados em vestimentas. Os geotêxteis não-tecidos englobam as mantas com uma configuração estrutural dos fios totalmente aleatória.

Entre os tecidos, a forma mais simples de arranjo dos fios é a indicada na figura 2.2. Tal arranjo possibilita grande variedade de valores de permeabilidade em função do espaçamento entre fios.

Outras configurações de arranjo de fios possíveis nos geotêxteis tecidos são utilizadas em roupas de sarja de algodão (por exemplo, roupas de brim), que resultam em grande porosidade e as utilizadas em roupas de seda, que conduzem a uma grande capacidade filtrante. Sendo assim, a configuração dos fios da manta de geotêxtil do tipo tecido influencia de forma marcante várias grandezas físicas e mecânicas da manta tais como permeabilidade, capacidade filtrante e resistência ao rasgo.

A manta não-tecido, como já foi dito, se caracteriza por um arranjo aleatório dos seus fios. Na confecção de uma manta não-tecido, após o preparo dos emaranhados sintéticos, entra-se na fase de solidarização destes emaranhados que pode ser feita pelos seguintes processos (Koerner & Welsh, 1980): agulhagem ("Needle Punched"), rotativo ou misto ("Spun-Bonded") , derretimento ou calor ("Melt-Bonded") , aplicação de resinas ("Resin Bonding") e outros.

No processo de agulhagem, os emaranhados passam por agulhas especialmente projetadas para dar a configuração final à manta. No processo rotativo, a configuração dos fios é conseguida através de rotação, indução elétrica ou fluxo controlado de ar. No processo de ligação por calor, altas temperaturas associadas a processo mecânicos ou químicos são utilizadas. O processo de ligação por resinas é conseguido impregnando-se os emaranhados com resinas sintéticas (usualmente de

acrílico).

Nos capítulos seguintes são apresentados e comentados os diversos ensaios existentes para avaliar as propriedades mecânicas dos geotêxteis. Comparações de resultados para diversos geotêxteis são, também, apresentadas.

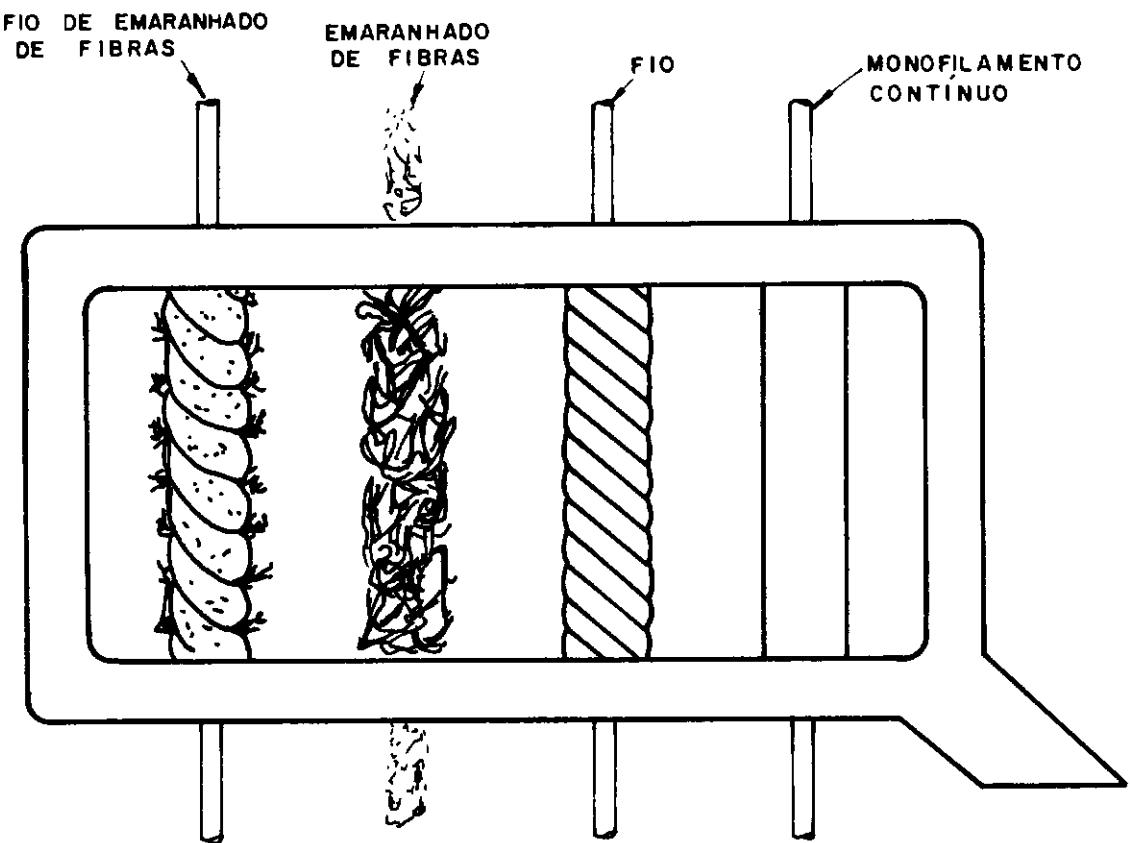


FIG. 2.1 – ARRANJOS POSSÍVEIS DAS FIBRAS SINTÉTICAS – APUD KOERNER & WELSH (1980)

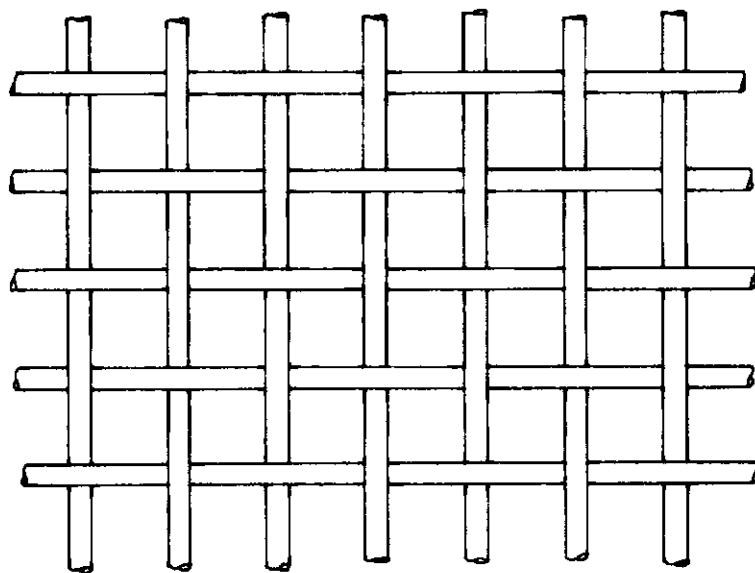


FIG. 2.2 – FORMA MAIS SIMPLES DE ARRANJO DOS FIOS NOS GEOTÊXTEIS DO TIPO TECIDO – APUD KOERNER & WELSH (1980)

3 - COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS GEOTÊXTEIS

O comportamento mecânico dos geotêxteis depende fundamentalmente do tipo de material sintético utilizado na sua confecção bem como do processo de fabricação da manta. Devido a serem vários os tipos e formas de fabricação de geotêxteis pelo mundo afora, de produto a produto haverá uma certa variação numa ou outra característica mecânica.

De um modo geral, as características mecânicas mais importantes nas mantas de geotêxteis quando aplicadas como reforço à base de aterros são:

- Resistência à tração;
- Fluência e relaxação de tensões;
- Atrito manta x solo;
- Resistência à penetração;
- Resistência ao estouro;
- Resistência ao rasgo;
- Características drenantes;
- Características filtrantes.

No presente trabalho, dar-se-á maior ênfase às seis primeiras características enunciadas. Serão apresentados dados sobre essas características para a maioria dos geotêxteis empregados em engenharia, quer sejam tecidos ou não-tecidos. Em capítulo posterior será apresentada maior quantidade de dados sobre o geotêxtil empregado nas seções testes.

3.1 - RESISTÊNCIA À TRAÇÃO

Neste item serão comentados os ensaios de tração mais usualmente empregados em geotêxteis.

3.1.1 - ENSAIO MONODIRECIONAL

No ensaio monodirecional uma tira de geotêxtil com dimensões 50 x 200mm é solicitada à tração na direção da sua maior dimensão conforme mostra a figura 3.1.

Estes ensaios obedecem ao procedimento empregado na norma AFNOR-G-07.001, cujas recomendações são:

- Dimensões da tira: 50 x 200mm;
- Número de ensaios: 10 ensaios em cada direção;
- Velocidade de ensaio: 100mm/min.;
- Condições atmosféricas com temperatura de 20°C e 65% de umidade relativa.

Neste tipo de ensaio ocorre uma excessiva contração na direção da menor dimensão da tira em ensaios com não-tecidos. Tais ensaios, feitos segundo várias direções ao longo da manta, mostrarão os não-tecidos como se comportando quase isotropicamente e os tecidos com uma forte anisotropia como indica a figura 3.2.

Todavia, isto se deve ao arranjo dos fios sintéticos, já descritos para os tecidos, fazendo com que, para estes tipos de geotêxteis, estes ensaios se justifiquem somente nas direções de lançamento dos fios.

A figura 3.3 mostra a curva de tensão x deformação

típica para este tipo de ensaio onde a ruptura ocorre, em geral, a elevadas deformações (da ordem de 50 a 70%) para os não tecidos.

Depreende-se da figura 3.3 que os módulos de deformação, nestes ensaios, variam bastante em função do tipo de geotêxtil e do nível de tensões.

Embora os ensaios monodirecionais sejam de bastante facilidade de execução, os mesmos não reproduzem de maneira correta as solicitações impostas à uma manta sob um aterro. Um ensaio muito utilizado e que reproduz um pouco melhor estas solicitações é o ensaio de Tração Localizada que é comentado a seguir.

3.1.2 - ENSAIO DE TRAÇÃO LOCALIZADA ("GRAB TENSILE TEST")

Um outro ensaio de tração em geotêxteis, embora agora, com o intuito de medir a resistência à tração localizada no interior da manta é o Ensaio de Tração Localizada ("Grab Tensile Test") que visa simular solicitações localizadas como as provocadas por rodas de veículos ou pedras. Como pode ser visto na figura 3.4, o ensaio se baseia no tracionamento, por duas garras de 25.4mm (1") de comprimento, do trecho central de um pedaço quadrado de manta com 200mm de lado.

Como se depreende da figura 3.4, este ensaio se aproxima mais de um ensaio de deformação plana uma vez que as bandas de geotêxtil laterais às garras contribuem para o aumento da rigidez do trecho efetivamente ensaiado.

Sissons (1977) apresenta resultados de resistência

à tração localizada para alguns tipos de geotêxteis em que se nota uma ligeira vantagem, neste tipo de ensaio, para um não-tecido com fios ligados por calor e para o tecido. Estes resultados são apresentados na tabela 3.1.

3.1.3 - ENSAIO DE DEFORMAÇÃO PLANA SEGUNDO SISSONS (1977)

Sissons (1977) apresenta um ensaio de tração em condições de deformação plana com o geotêxtil sendo submetido à tração monodirecional. Segundo este autor, o estado de deformação plana é garantido devido à ação de pinos espaçados que transpassam a manta e evitam a deformação transversal do corpo-de-prova. O esquema de ensaio de Sissons é apresentado na figura 3.5.

O ensaio é realizado em corpos-de-prova de 20cm x 20cm a uma taxa de deformação de 10%/min.

Segundo Sissons, o ensaio não é perfeito uma vez que a presença dos pinos não representa as condições de campo. As forças induzidas pelos pinos são pequenas na fase inicial de carregamento do ensaio.

Os resultados deste tipo de ensaio fornecem curvas tensão x deformação com módulos de deformação consideravelmente maiores que os apresentados nos ensaios monodirecionais e dentro dos valores usualmente obtidos por outros ensaios de deformação plana. Na figura 3.6 são apresentados resultados típicos dos ensaios de deformação plana por Sissons para diversos geotêxteis.

3.1.4 - ENSAIO BIDIRECIONAL CILÍNDRICO

Este ensaio se baseia na solicitação bidirecional de uma superfície cilíndrica de geotêxtil, como mostra a figura 3.7.

Para o ensaio bidirecional são definidas as seguintes grandezas, de acordo com a figura 3.8:

- Deformação vertical: ϵ_z
- Tensão de tração na direção vertical: σ_z
- Deformação tangencial: ϵ_θ
- Tensão de tração na direção tangencial: σ_θ

o ensaio é feito de maneira a manter-se uma das grandezas constante e as outras variando. No caso em que $\epsilon_z = 0$, que conduz a um ensaio de deformação plana ("Plane Strain"), devem-se anotar as medidas do diâmetro da amostra bem como as pressões interna e externa e a força vertical necessária F_z . Com isso, o procedimento do ensaio seria o seguinte:

- Aumentando-se a pressão interna p_i , tem-se (ver figura 3.8):

$$\sigma_\theta = (p_i - p_e) \frac{D}{2} \quad \epsilon_\theta = -\frac{D}{D_o} - 1$$

$$\sigma_z = \frac{F_z}{l} \quad \epsilon_z = 0$$

onde

ϵ_θ = deformação tangencial

ϵ_z = deformação vertical

σ_θ = tensão tangencial

σ_z = tensão vertical

F_z = força vertical necessária para manter-se $\epsilon_z = 0$

ℓ = comprimento da circunferência do corpo-de-próva ($= \pi D$)

p_i = pressão interna à amostra

p_e = pressão externa à amostra

D = diâmetro da amostra (medido durante o ensaio)

D_0 = diâmetro inicial

Sendo assim, pode-se obter:

$$\epsilon_z = 0 = \frac{\sigma_z}{E} - \frac{\nu \sigma_\theta}{E} \quad \nu = \frac{\sigma_z}{\sigma_\theta}$$

$$\epsilon_\theta = \frac{\sigma_\theta - \nu \sigma_z}{E} = \frac{(1 - \nu^2) \sigma_\theta}{E} \quad E = (1 - \nu^2) \frac{\sigma_\theta}{\epsilon_\theta}$$

onde:

E = módulo de deformação

ν = coeficiente de Poisson

Os outros ensaios possíveis são feitos de maneira análoga.

Os ensaios bidirecionais, quando executados em tecidos, mostram resultados de resistência à tração variando pouco com a direção de solicitação (praticamente isotrópico) e com resultados praticamente iguais ao dos ensaios monodirecionais, onde a resistência dos tecidos na direção de lançamento das fibras não é significativamente afetada pelo estrangulamento. Todavia, há uma anisotropia considerável no que diz respeito a deformação na ruptura. Tais conclusões podem ser tiradas através da figura 3.9 (Van Leeuwen, 1977).

No que diz respeito aos não-tecidos, os ensaios bidimensionais cilíndricos confirmam o seu alto grau de isotropia, constatado nos ensaios monodimensionais, mas as resistências e os módulos de deformação são, para os ensaios bidimensionais, consideravelmente maiores como pode-se ver através da figura 3.10.

Em relação aos não-tecidos, pode-se dizer, de maneira geral, que os ensaios de tração bidimensional apresentam em relação aos monodimensionais (Van Leeuwen, 1977):

- Tensão na ruptura de 30 a 50% maior;
- Deformação na ruptura de 30 a 50% menor;
- Coeficiente de Poisson entre 0.25 a 0.50;
- Módulos de deformação (E) consideravelmente maiores.

O ensaio bidimensional cilíndrico apresenta como desvantagem o sofisticado equipamento necessário a sua execução. Outro problema associado ao ensaio é a presença da costura, necessária para dar a configuração cilíndrica ao corpo-de-provas. Por vezes, caso a costura não seja bem feita, a ruptura pode ocorrer ao longo desta.

3.1.5 - ENSAIO HIDRÁULICO DE TRAÇÃO

Raumann (1979) desenvolveu um ensaio de resistência à tração em geotêxteis que denominou Ensaio Hidráulico de Tração. O ensaio é realizado em estado de deformação plana e consiste em se tracionar uma tira de geotêxtil, com as extremidades presas e impermeabilizada inferiormente por uma membrana de borracha, através da injeção de água sob pressão entre a

membrana e suporte do ensaio, como pode ser visto na figura 3.11.

O equipamento é provido de dispositivos que permitem a execução de ensaios cílicos. O cálculo do ensaio é simples. Admite-se que o geotêxtil se deforma segundo uma superfície cilíndrica, e pode-se demonstrar facilmente as seguintes relações (ver figura 3.11).

$$T = p \cdot R = p \cdot b/a$$

onde:

$$a = \frac{b}{R} = 2b\delta / (b^2 + \delta^2)$$

Se $\delta < b$, a deformação é dada por:

$$\epsilon = \frac{1}{a} \cdot \text{arcsena} - 1$$

Se $\delta > b$, tem-se:

$$\epsilon = \frac{1}{a} (\pi - \text{arcsena}) - 1$$

Para pequenas deflecções, a expansão em série da função arcsena fornece:

$$\text{arcsena} \approx a \left(1 + \frac{a^2}{6}\right)$$

o que leva a:

$$\epsilon = \frac{2\delta^2}{3b^2}$$

$$T = \frac{pb^2}{2\delta}$$

Os ensaios são conduzidos com uma taxa de deformação entre 1 e 5% por minuto. As dimensões recomendadas para a tira de geotêxtil a ser ensaiada são 100mm x 800mm ou 200mm x 800mm, embora outras dimensões possam ser adotadas. Raumann (1977) afirma que a influência de resistência à tração da mem-

brana de borracha utilizada para a transmissão da pressão hidrostática ao geotêxtil (ver figura 3.11) bem como a influência do estado de tensões das bordas, na medida da deflecção, são desprezíveis.

Os resultados deste tipo de ensaio apresentam aumento considerável nos parâmetros de resistência da manta, quais sejam: módulo de deformação e resistência à ruptura. Raumann apresenta resultados comparativos entre ensaios de tração monodirecionais com tiras de diversas dimensões e o ensaio hidráulico para um geotêxtil de poliéster agulhado como mostra a figura 3.12.

Nessa figura, constata-se a marcante dependência do módulo de deformação com as dimensões da tira nos ensaios monodirecionais. O ensaio hidráulico apresenta as maiores características de resistência para o geotêxtil ensaiado.

Na figura 3.13 são apresentados resultados do ensaio hidráulico para diversos tipos de geotêxteis. Os resultados estão normalizados em relação à densidade superficial da manta, devido às diferenças de espessura e peso específico dos diversos tipos ensaiados.

Através de enchimento e esvaziamento sucessivos da câmara de pressão do aparelho, foi possível a Raumann a obtenção de resultados do comportamento de dois geotêxteis quando submetidos a carregamentos cíclicos. Na figura 3.14 aparecem os resultados de ensaios cíclicos nos dois geotêxteis, um de poliéster agulhado e o outro de fibras de polipropileno ligadas. O ensaio foi conduzido levando-se o geotêxtil até o estado de tensões representado pelo ponto A e depois reduzindo-se e elevando-se esse estado 500 vezes até atingir-se o ponto C. No

vamente o estado de tensões era elevado até o ponto D e repetido todo o processo. Os resultados obtidos nesse ensaio para o geotêxtil de poliéster apresentam um módulo de deformação dinâmico (módulo de deformação no trecho de carregamento cílico) sensivelmente maior que o módulo do ensaio padrão. A deformação na ruptura para a manta de poliéster no ensaio cílico é a mesma do ensaio padrão. Todavia, para o geotêxtil de polipropileno os resultados indicam um módulo de deformação da ordem de grandeza do módulo inicial do ensaio padrão e uma deformação na ruptura maior do que a apresentada no ensaio padrão.

3.1.6 - ENSAIO DE DEFORMAÇÃO PLANA MONODIRECIONAL

Rigo & Perfetti (1980) apresentaram um ensaio de tração em geotêxteis em condições de deformação plana em que a solicitação de tração é monodirecional, como pode ser visto na figura 3.15.

A condição de deformação plana é, aproximadamente, conseguida desde que a largura B_0 (ver figura 3.15) seja predominantemente maior que a altura H do corpo-de-prova. A velocidade do ensaio é de 50mm/min.

Os autores fizeram uma série de ensaios em dois geotêxteis não-tecidos para verificar qual a relação B_0/H ideal para o ensaio. Nos ensaios, adotou-se uma altura inicial do corpo-de-provas de 10cm e as relações B_0/H ensaiadas foram de 0.5, 1, 3, 5, 6.5 e 8.

Na figura 3.16 (a) pode-se verificar que para relações B_0/H maiores que 6.5 o estrangulamento das bordas do cor-

po-de-prova começa a ter menor relevância. Na figura 3.16 (b) tem-se a variação do esforço de tração na ruptura, normalizado em relação à densidade superficial da manta, versus largura do corpo-de-prova. Verifica-se, agora, que uma relação B_o/H acima de 3 já é suficiente. Todavia, somente para relações acima de 6.5 a variação do módulo de deformação do geotêxtil é pouco afetado pela geometria do corpo-de-prova, como pode ser visto na figura 3.16 (c). Com isso, por segurança, os autores recomendam uma relação B_o/H igual a 8.

A grande vantagem deste ensaio é, sem dúvida, a sua simplicidade e facilidade de execução.

3.2 - FLUÊNCIA E RELAXAÇÃO DE TENSÕES

As mantas de geotêxteis, quando em obras de engenharia, estão sujeitas a ficarem solicitadas por uma carga constante ou uma deformação constante durante muito tempo. Devido a isto, surgem dois interessantes pontos a conhecer: Fluênciá (deformação lenta à carga constante) e relaxação (decréscimo de tensão à deformação constante).

O efeito de fluênciá será mais ou menos intenso em função do tipo de material do qual é feita a manta. De uma maneira geral, pode-se dizer que as mantas de poliéster são as menos atingidas pela fluênciá vindo a seguir as de poliamida e as de poliprotíleno (Van Leeuwen, 1977; Raumann, 1979; Paute & Segouin, 1977).

Van Leeuwen (1977) cita que intensivas investigações têm mostrado que os tecidos podem tolerar cerca de 60% da sua carga de ruptura durante vários anos antes que a ruptu-

ra possa ocorrer. Cita, também, o mesmo autor, que 80% da deformação total das amostras durante ensaios ocorrem nos primeiros 10 minutos após a aplicação de carga. Na figura 3.17 a parecem alguns resultados de fluência em geotêxteis.

Embora a fluência seja um efeito indesejado, a sua influência negativa ao longo do tempo é contrabalançada pelo aumento do fator de segurança da obra, devido à manta auxiliar, como elemento drenante, a dissipação das pressões interticiais.

Raumann (1979), através do seu Ensaio Hidráulico de Tração, apresenta resultados de ensaios de fluência a partir de uma deformação inicial de 20% para diversos geotêxteis não tecidos e tecidos à base de polipropileno, bem como para um geotêxtil não-tecido agulhado de poliéster. Os resultados são apresentados na figura 3.18. Nesta figura observa-se que, também no ensaio hidráulico, a manta de poliéster apresentou melhor comportamento quanto a fluência.

Quanto ao efeito de relaxação de tensões, também se verifica a influência do tipo de material constituinte. Dados sobre o assunto parecem, entretanto, escassos na bibliografia talvez devido a menor importância prática da relaxação de tensões em relação a fluência. Na figura 3.19 são apresentados alguns resultados de ensaios de relaxação de tensões em manta de tecido publicados por Van Leeuwen (1977).

3.3 - ATRITO DE INTERFACE

A transferência de carga do solo para a manta pode ser feita por atrito. Assim, a capacidade de interação entre a

manta e solo será função das características de atrito da interface solo x geotêxtil.

O ensaio que mede esta característica é conhecido como ensaio de resistência de interface e está esquematizado na figura 3.20.

O ensaio é conduzido de maneira semelhante ao ensaio de cisalhamento direto, sendo o geotêxtil fixado a um apoio que pode ser rígido ou composto de amostra do próprio solo da caixa superior ou de solos diferentes. Desta maneira, o resultado do ensaio dependerá de como será a disposição e características dos solos que têm contato com o geotêxtil.

De um modo geral, os ângulos de atrito encontrados em ensaios de interface com materiais granulares variam entre 25° e 50° crescendo com a granulometria do solo (RHODIA, 1980).

Ensaios de Interface realizados no laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal do Rio de Janeiro (ver relatório COPPE/UFRJ, 1978) com apoio rígido e material arenoso compactado com a seguinte composição: areia grossa = 2%; areia média = 21%; areia fina = 39%; silte = 10% e argila = 27% apresentaram valores de ângulo de atrito de interface entre 27 e 30° . No mesmo trabalho são apresentados resultados de ensaios com apoio rígido como base do geotêxtil e argila orgânica do centro da cidade do Rio de Janeiro como solo tendo-se observado ângulo de atrito de 20° e uma adesão de 12 kN/m^2 . Em ambos os ensaios o geotêxtil utilizado foi o Bidim, comumente encontrado no mercado brasileiro. Na figura 3.21 apresentam-se os resultados destes ensaios.

No presente trabalho foi executada uma série de ensaios de interface entre solo compactado com a seguinte compo-

sição: areia grossa = 4%; areia média = 11%; areia fina = 22% (total de areia = 37%); silte = 22% e argila = 41% e geotêxtil da marca Bidim. O ângulo de atrito encontrado foi de 28° com uma adesão de 6.0 kN/m^2 . A envoltória obtida está apresentada na figura 3.22.

3.4 - ENSAIO DE PENETRAÇÃO

O ensaio de penetração simula a solicitação, imposta à manta, devido as pontas de elementos rochosos principalmente quando estes são depositados sobre o geotêxtil e uma camada mais compressível. Um esquema desta solicitação pode ser visto na figura 3.23.

O esquema do ensaio de penetração é mostrado na figura 3.24.

O ensaio realizado deixando-se cair sobre um pedaço de geotêxtil perfeitamente preso à um molde (molde de ensaios CBR, por exemplo) um peso em forma de cone. O peso do cone bem como as dimensões apresentadas na figura 3.24 foram obtidas através de experiências. Após a queda do peso, o diâmetro da abertura provocada é medido através de uma gábarito, como mostra a figura 3.25.

Em geral, o peso cônico é deixado cair por dez vezes sobre o geotêxtil e a média das aberturas provocadas fornece o índice de penetração para o geotêxtil. Desta maneira, menor valor para o índice de penetração indica melhor desempenho para este tipo de solicitação.

A figura 3.26 apresenta resultados comparativos de resistência à penetração para vários geotêxteis (Alfhein &

Sorlie, 1977). Verifica-se que os não-tecidos (Bidim, Polyfelt, Trevira) se comportam relativamente melhor que os tecidos. Segundo os citados autores, os fatores mais importantes que influenciam os resultados dos testes são: o tipo de polímero constituinte das fibras, o método de ligação das fibras e o peso do material por área.

3.5 - RESISTÊNCIA AO ESTOURO

Outro tipo de solicitação a que pode ser submetida a manta de geotêxtil é a indicada na figura 3.27.

Devido às irregularidades do terreno onde se assenta, a manta pode vir a sofrer um punctionamento, em acidentes localizados do terreno, devido ao peso do material granular colocado sobre si.

O esquema do ensaio de estouro está indicado na figura 3.28.

Neste ensaio a manta é forçada a entrar num orifício circular através da aplicação de pressão numa membrana de borracha colocada sob a mesma.

Na tabela 3.2 aparecem valores da resistência ao estouro para alguns geotêxteis.

Em geral, os geotêxteis que apresentam maior deformabilidade nos ensaios de deformação plana são, também, os que apresentam maiores deformações antes de ocorrer a ruptura por estouro. Em termos médios, os tecidos se apresentam mais resistentes ao estouro.

3.6 - RESISTÊNCIA AO RASGO

Outro aspecto a se considerar é a possibilidade da manta rasgar-se durante a vida útil da obra. Acredita-se que os outros tipos de solicitações já apresentadas sejam bastante mais prováveis de ocorrer num aterro sobre solo fraco do que o rasgo. Também, a menos de um defeito de fabricação, o rasgamento deve vir como consequência de outro fenômeno tal como: ruptura por tração, penetração ou estouro.

Para estudar o comportamento dos geotêxteis no rasgamento, Sissons (1977) apresenta dois ensaios, a saber: Ensaio de Rasgamento Localizado ("Hook Tear Test") e o Ensaio de Rasgamento em Forma de Asa ("Wing Tear Test"). O primeiro pode simular a ação dos cantos vivos de elementos rochosos e o segundo a propagação do rasgo ao longo da manta. Os ensaios aparecem esquematizados na figura 3.29.

Para os ensaios são utilizados pedaços quadrados de manta com 15cm de lado.

Sissons (1977) apresenta resultados comparativos entre os dois métodos de ensaios, onde pode-se constatar uma razoável correlação entre os dois tipos de ensaios para os geotêxteis do tipo não-tecido. Os resultados de Sissons estão apresentados na figura 3.30.

3.7 - COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS GEOTÊXTEIS - COMENTÁRIOS FINAIS

Neste capítulo foi apresentado, de maneira resumida, o comportamento da manta geotêxtil aos diversos tipos de

solicitações que lhe podem ser impostas. Tais solicitações, simuladas em laboratório, visam reproduzir esforços presentes in situ e, através dos resultados obtidos nos ensaios, fornecer subsídios a um projeto racional da manta a ser empregada. Como em vários campos de engenharia, alguns ensaios simulam mais corretamente, ou menos corretamente, os esforços reais que irão atuar. No caso do reforço de aterros sobre solos fracos com geotêxteis, isso não é exceção.

No presente trabalho, em que o estado predominante é o de deformação plana, a utilização de resultados de ensaios de tração monodirecionais para hipótese de comportamento de mantas de não-tecidos leva a valores de módulos de deformação e resistências totalmente irreais, embora no caso dos tecidos os resultados deste ensaio não fujam muito aos ensaios mais corretos, quando a direção ensaiada é a de lançamento dos fios. A execução de ensaios monodirecionais em tecidos, em direção outras que não as de lançamento dos fios, fornece resistências à tração mais baixas. Todavia, nesse caso, além da não representatividade do ensaio já discutida, tais direções não seriam colocadas sob as condições mais severas de esforços mecânicos num projeto elaborado conscientemente.

No Ensaio de Tração Localizada, devido à configuração geométrica do ensaio, o estado gerado se aproxima um pouco mais do estado de deformação plana. Ainda assim, os resultados de resistência são subestimados nesse ensaio.

Os Ensaios Monodirecional e de Tração Localizada são os ensaios de tração mais rápidos e mais simples de se executar. São, também, os resultados desses ensaios que são apresentados geralmente como características de resistência à tra-

ção do geotêxtil nos catálogos dos fabricantes (principalmente o de Tração Localizada). Seria bastante conveniente que a partir de resultados obtidos em ensaios mais simples como estes, se pudesse extrapolar os resultados para o comportamento a deformação plana que requer ensaios mais sofisticados. Isso parece ser possível no caso do ensaio de Tração Localizada onde se poderia obter um fator multiplicativo que levaria ao resultado do ensaio de deformação plana. Todavia, tal fator teria um determinado valor para cada fabricante de geotêxtil, não podendo ser considerado como geral.

O Ensaio de Tração Bidirecional Cilíndrico é um ensaio de maiores potencialidades e fornece resultados em termos de módulo de deformação e resistência à ruptura significativamente maiores que os ensaios mais simples. Todavia, é um ensaio sofisticado exigindo muito cuidado e atenção do operador na sua execução.

O Ensaio de Deformação Plana de Sissons, embora seja um ensaio rápido e simples, apresenta o inconveniente da presença dos pinos atravessando a manta ensaiada, o que certamente altera o estado de tensões, principalmente quando se está próximo à ruptura do corpo-de-prova.

O Ensaio Hidráulico de Tração reproduz de maneira mais simples, que os citados anteriormente, a condição de deformação plana. Contudo, mais simples ainda e por isso mais indicado para utilização corriqueira na avaliação do comportamento em deformação plana dos geotêxteis é o ensaio de Deformação Plana Monodirecional apresentado por Rigo & Perfetti (1980). Com a existência desses dois últimos ensaios citados, não parece haver justificativa que os fabricantes de geotêx-

teis continuem a fornecer, em seus catálogos de produtos, ape-nas o resultado do ensaio de Tração Localizada como dado sobre a resistência à tração da manta.

De um modo geral, o geotêxtil do tipo tecido apresenta uma resposta mais rápida às solicitações impostas, isto é, o esforço de tração é transmitido diretamente aos fios sem envolver deformações iniciais significativas. Com isso, o tecido apresenta um módulo de deformação elevado ainda a níveis de tensões baixos. Já os não-tecidos, devido à configuração a leatória dos fios, devem admitir uma deformação inicial até que os seus fios resistam efetivamente ao esforço aplicado. Observou-se, ainda, uma significativa influência do nível de tensões no valor do módulo de deformação de geotêxteis à base de polipropileno e, também, em geotêxteis não-tecidos com fios ligados por calor ou resinas sintéticas. É importante notar, também, o excelente comportamento do geotêxtil não-tecido de poliéster quando submetido a ensaios cíclicos de tração através dos resultados apresentados por Raumann (1979).

No que diz respeito a fluência, os geotêxteis à base de poliéster são bastante estáveis, o que não pode ser dito em relação aos que são confeccionados à base de polipropileno.

Em solicitações como as simuladas nos ensaios de penetração e resistência ao rasgo os geotêxteis não-tecidos parecem se comportar melhor que os tecidos ao passo que no ensaio ou resistência ao estouro, por ser uma solicitação de tração, os tecidos parecem se comportar melhor.

De um modo geral, os geotêxteis do tipo tecido são capazes de possuir módulos de deformação maiores e deformação

na ruptura menores que os não-tecidos devido a configuração estrutural da manta de tecido. Por outro lado, os não-tecidos parecem ser mais resistentes às solicitações ocasionais passíveis de ocorrência numa obra. O material mais conveniente para a confecção das fibras é o poliéster e o processo de confecção da manta de não-tecido que parece ser mais indicada no atual estágio de conhecimento é o de agulhagem.

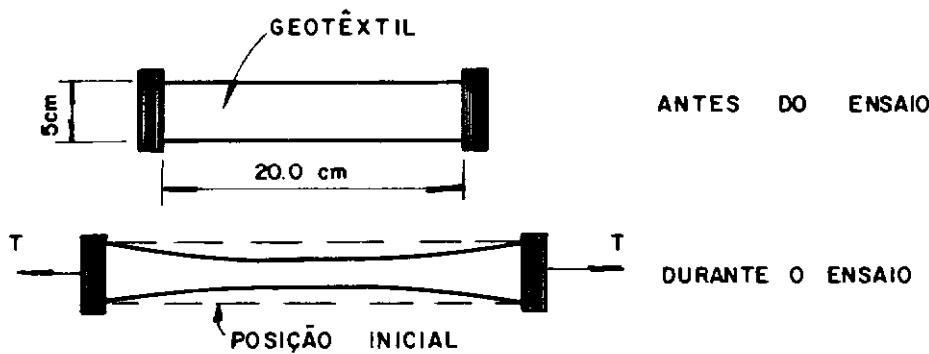


FIG. 3.1 — ENSAIO MONODIRECIONAL EM GEOTÊXTEIS

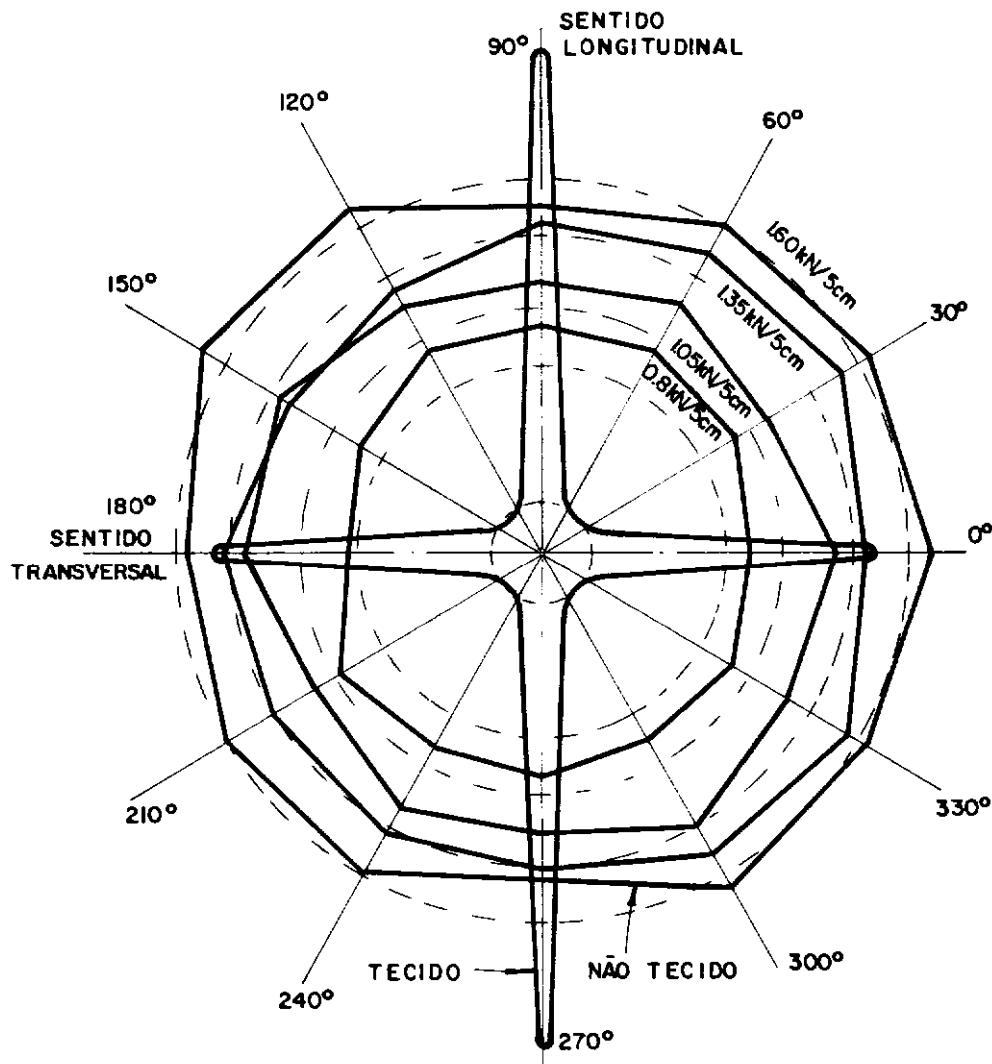


FIG. 3.2 — CARACTERÍSTICAS DE ISOTROPIA DOS GEOTÊXTEIS NO ENSAIO DE TRAÇÃO MONODIRECIONAL - APUD RHODIA (1980)

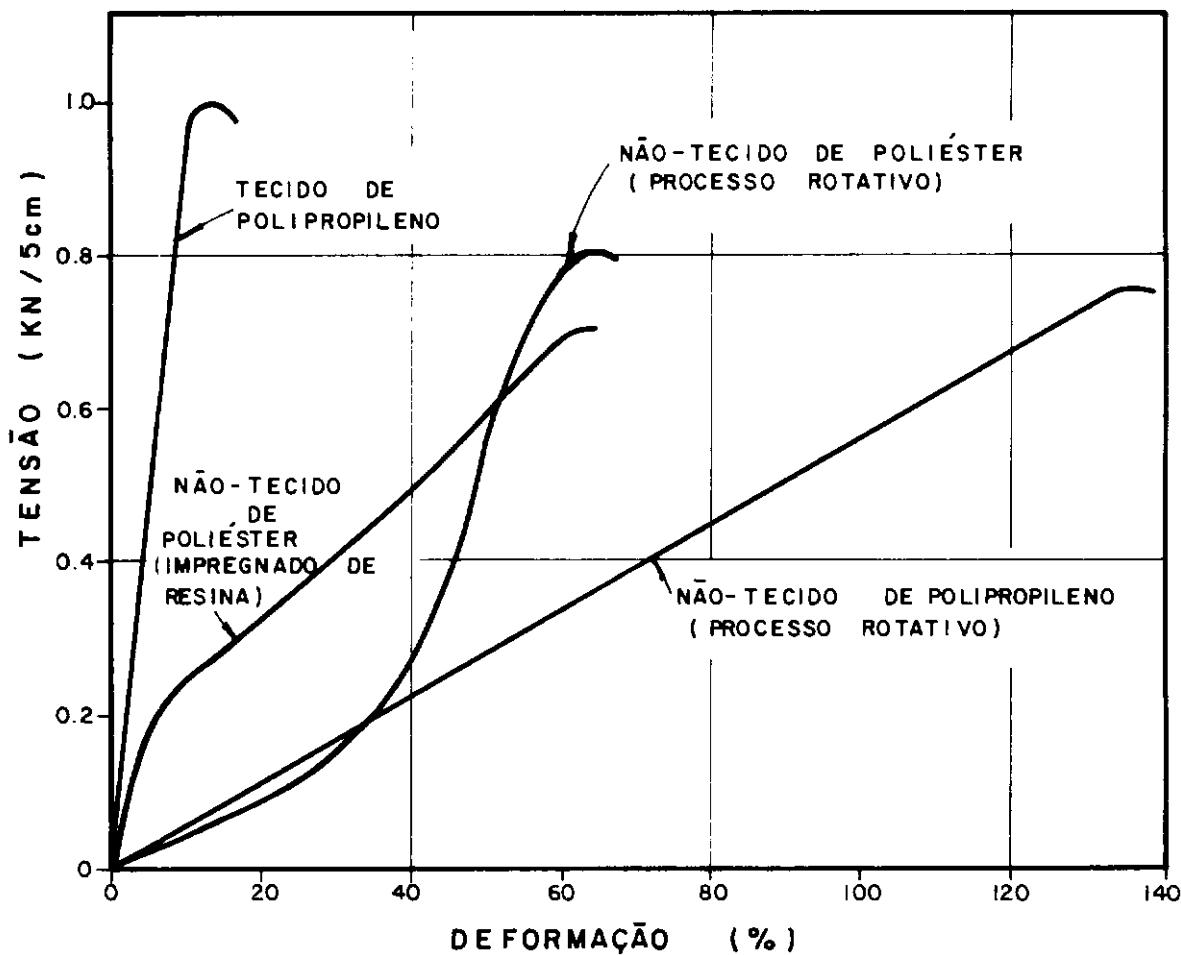


FIG. 3.3 — CURVAS TENSÃO x DEFORMAÇÃO TÍPICAS PARA ENSAIOS MONODIRECIONAIS EM GEOTÊXTEIS — APUD RHODIA (1980)

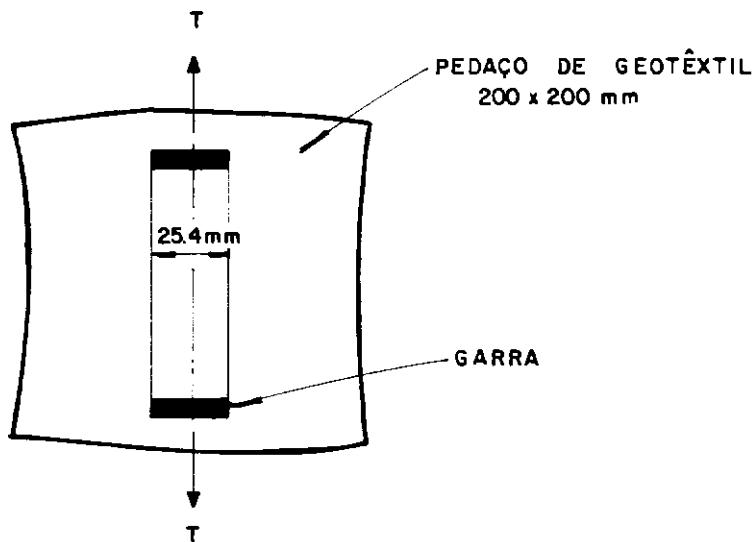


FIG. 3.4 — ESQUEMA DO ENSAIO DE TRAÇÃO LOCALIZADA

GEOTÊXTIL	TENSÃO NA RUPTURA (N)	DEFORMAÇÃO NA RUPTURA (%)	TENSÃO A 5% DE DEFORMAÇÃO (N)
NÃO-TECIDO LIGADO POR CALOR	900 — 1400	70 — 125	110 — 240
NÃO-TECIDO AGULHADO	750 — 950	65 — 150	10 — 20
NÃO-TECIDO LIGADO POR RESINA SINTÉTICA	650 — 800	50 — 65	100 — 250
TECIDO	800 — 1000	10 — 25	300 — 350

TABELA 3.1 — CARACTERÍSTICAS DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO
PARA DIVERSOS GEOTÊXTEIS NO ENSAIO DE
TRAÇÃO LOCALIZADA. VALORES NORMALIZADOS
EM 200 g/m^2 — APUD SISSONS (1977)

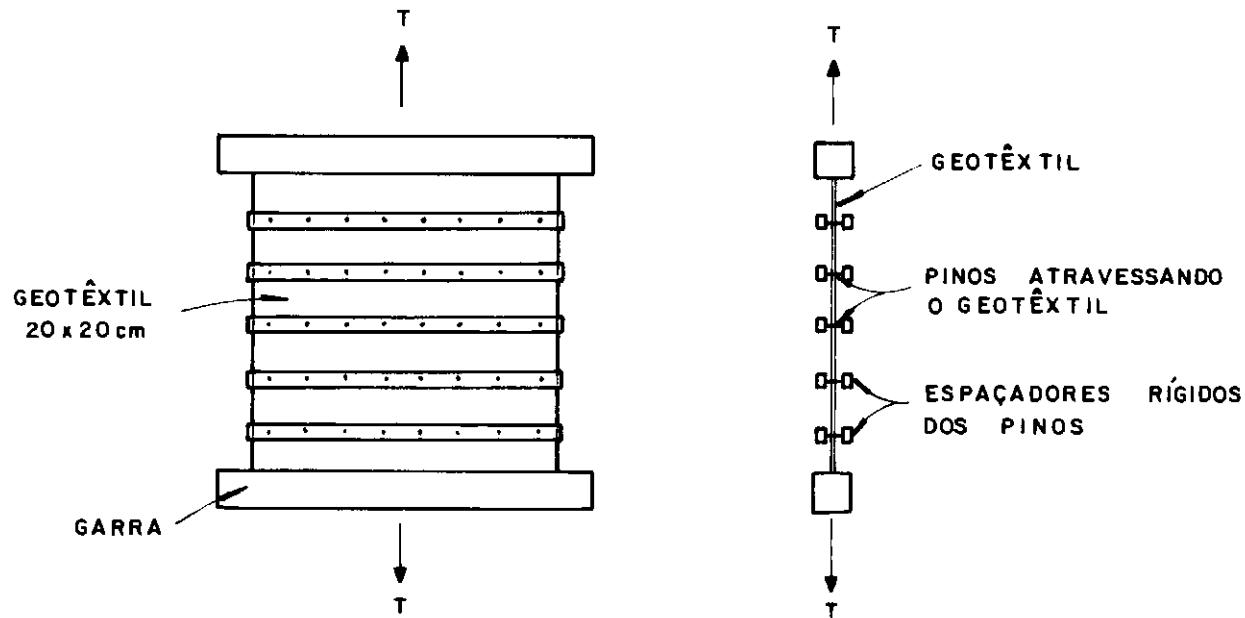


FIG. 3.5 - ESQUEMA DO ENSAIO DE DEFORMAÇÃO PLANA DE SISSONS (1977)

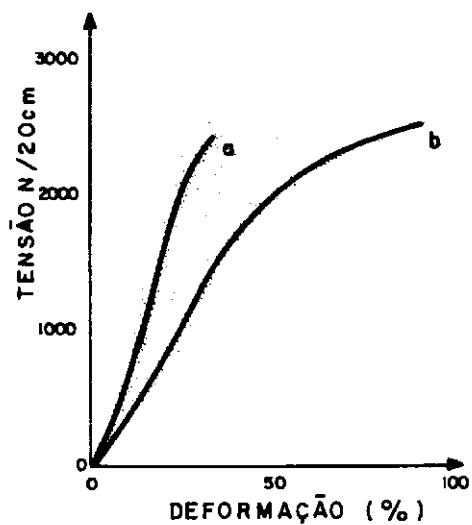
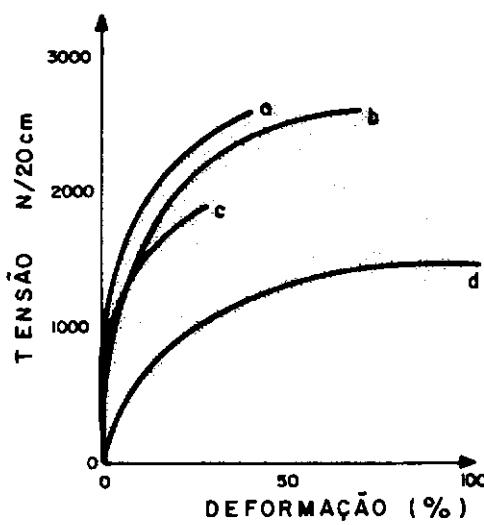
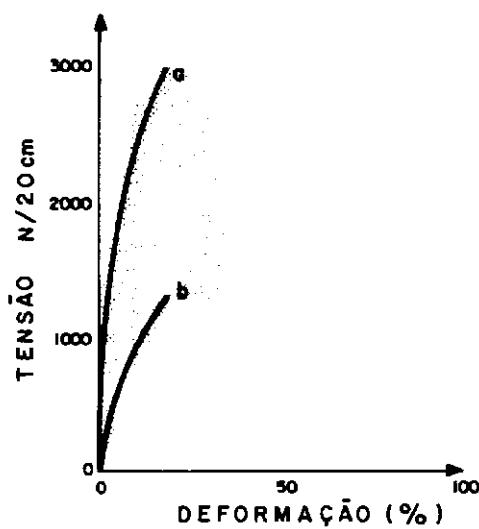
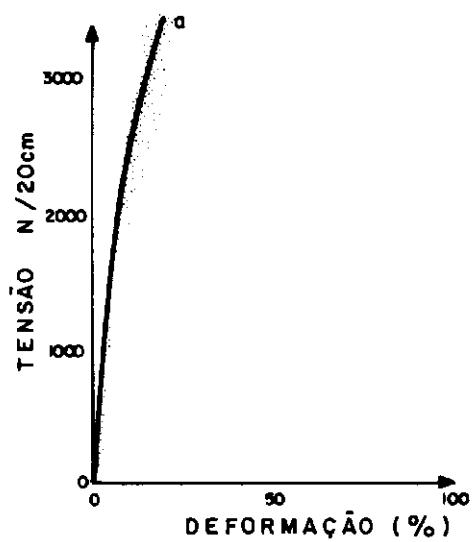
NÃO - TECIDO AGULHADO (200g / m²)NÃO - TECIDO LIGADO POR CALOR (200 g / m²)NÃO - TECIDO LIGADO POR RESINA (200g / m²)TECIDO (110 g / m²)

FIG. 3.6 — RESULTADOS DE ENSAIOS DE DEFORMAÇÃO PLANA PARA DIVERSOS GEOTÊXTEIS — APUD SISSONS (1977)

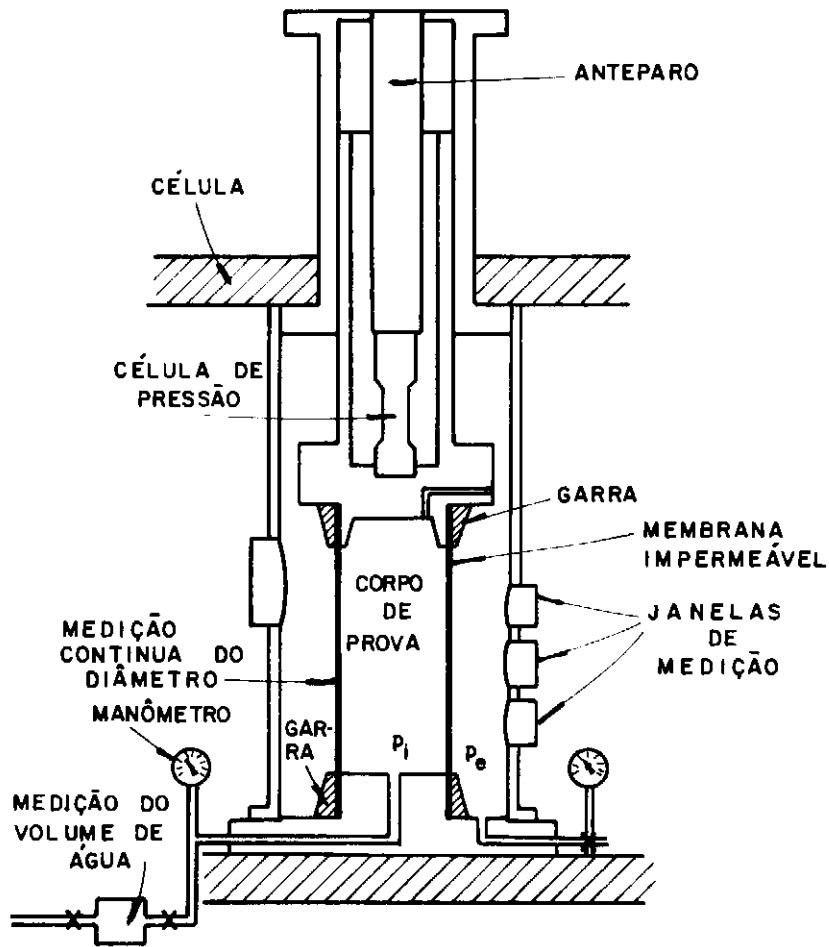


FIG. 3.7 — ESQUEMA DO ENSAIO BIDIRECIONAL CILÍNDRICO DE TRAÇÃO - APUD VAN LEEUWEN (1977)

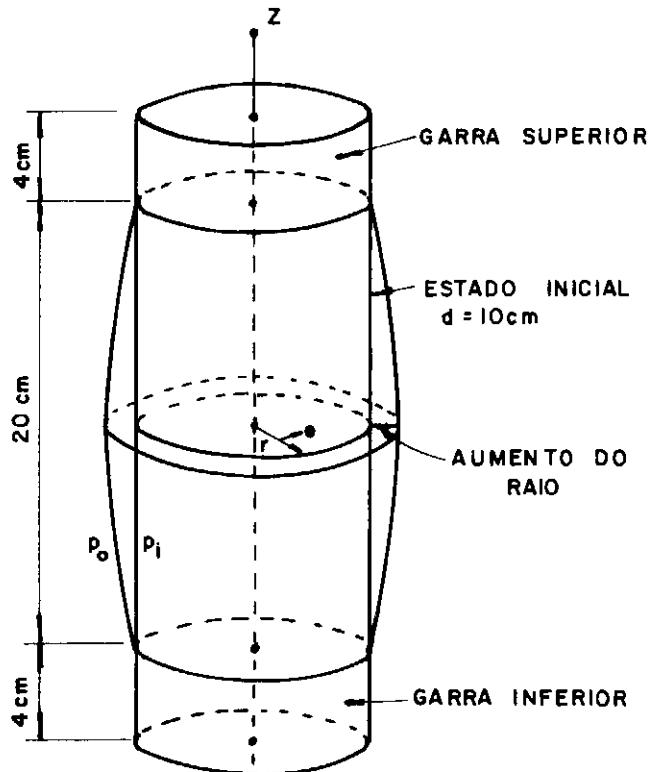
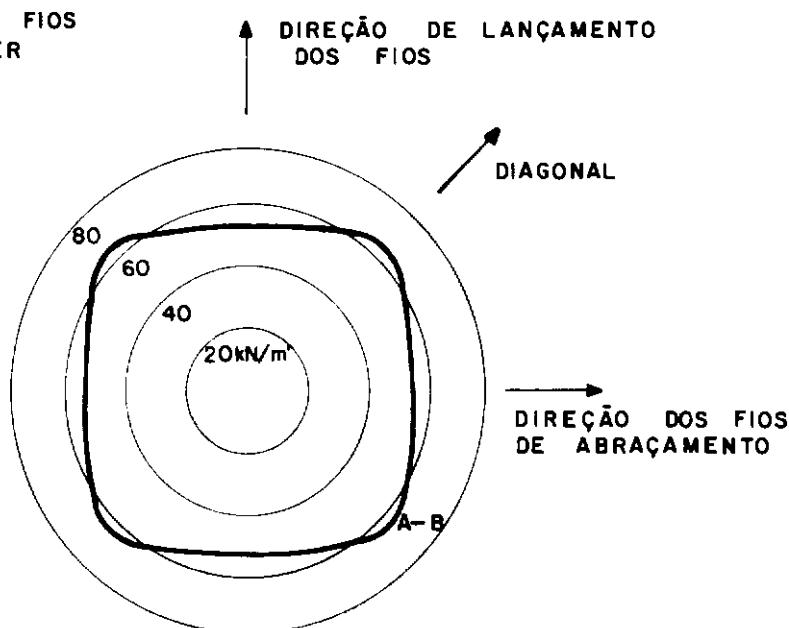


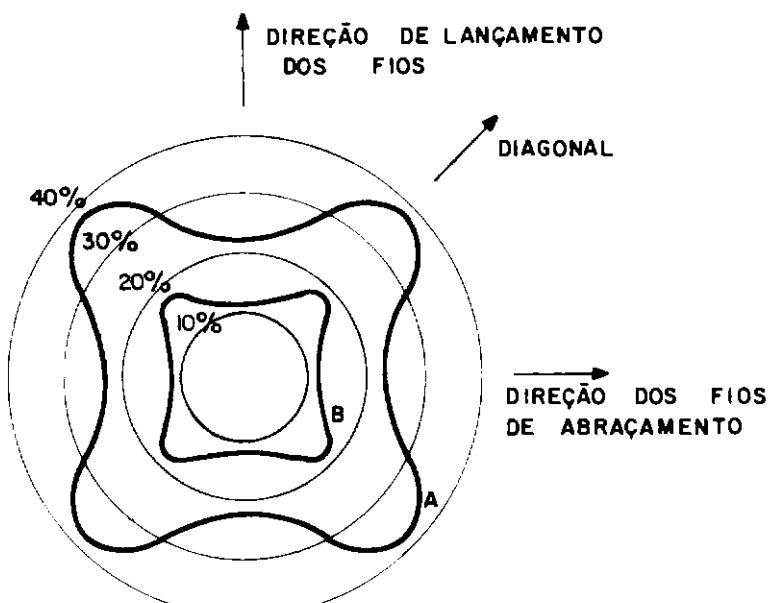
FIG. 3.8 — DEFORMAÇÃO DO CORPO DE PROVA NO ENSAIO BIDIRECIONAL CILÍNDRICO - APUD VAN LEEUWEN (1977)

A - TECIDO COM FIOS DE POLIAMIDA

B - TECIDO COM FIOS DE POLIÉSTER



(a) TENSÃO NA RUPRTURA



(b) DEFORMAÇÃO NA RUPRTURA

FIG. 3.9 — VERIFICAÇÃO DO GRAU DE ISOTROPIA PARA OS TECIDOS ATRAVÉS DE ENSAIOS BIDIRECIONAIS — APUD VAN LEEUWEN (1977)

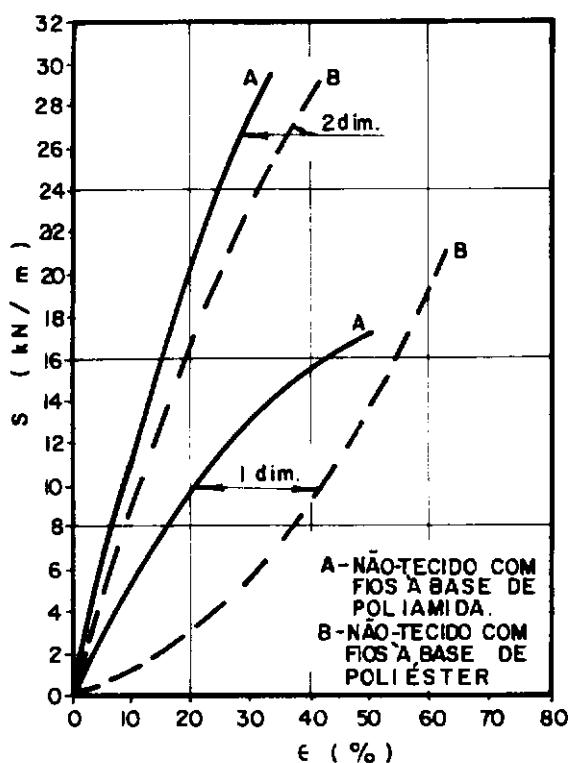


FIG. 3.10 - COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS DE ENSAIOS MONODIRECIONAIS E BIDIRECIONAIS PARA NÃO-TECIDOS -APUD VAN LEEUWEN (1977)

PLANTA

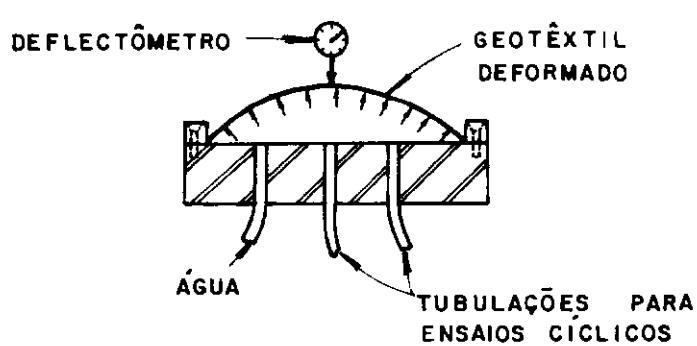
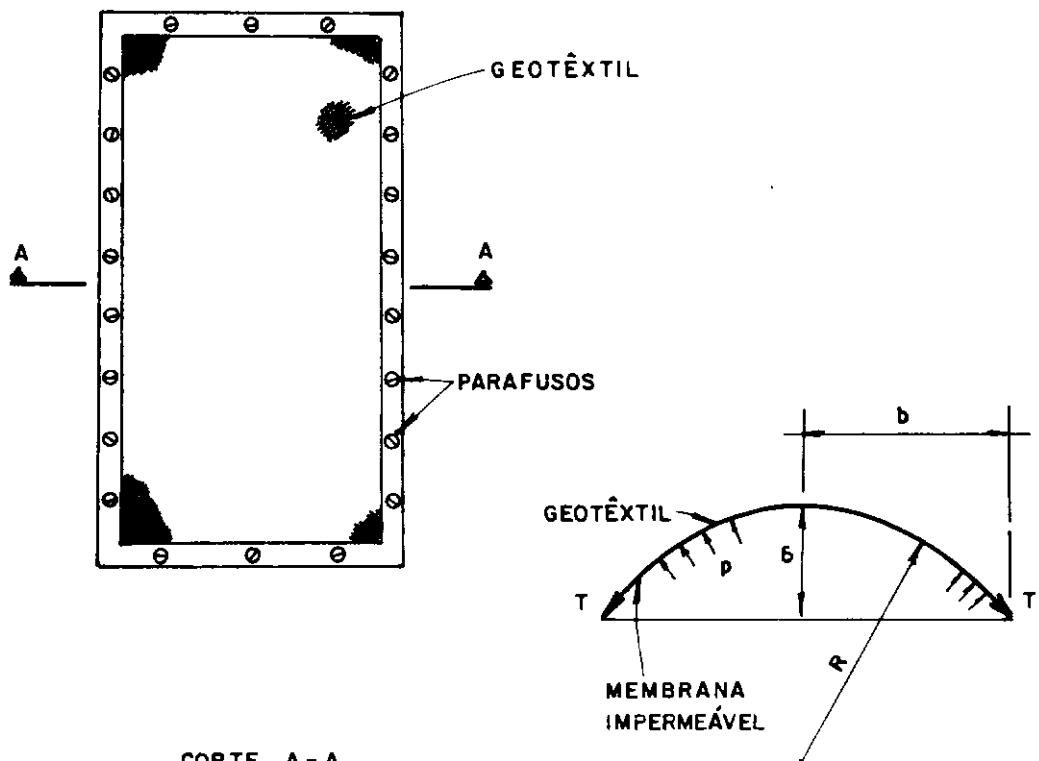


FIG. 3.II — ENSAIO HIDRÁULICO DE TRAÇÃO EM GEOTÊXTEIS — APUD RAUMANN (1979)

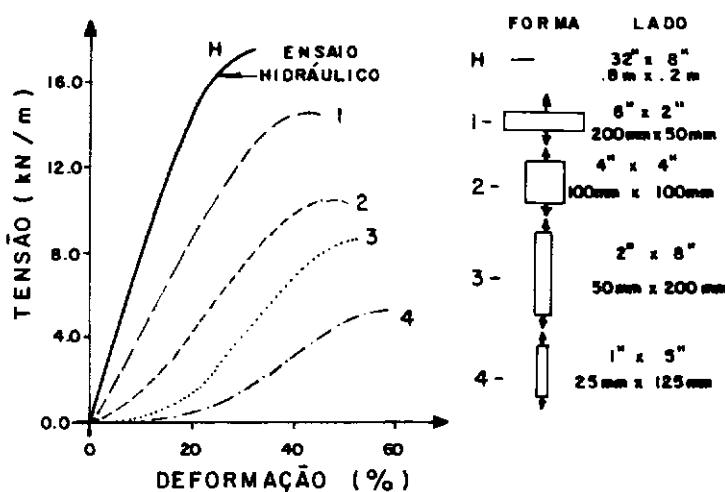


FIG. 3.12 – CURVAS TENSÃO x DEFORMAÇÃO PARA UMA MANTA DE POLIÉSTER AGULHADA EM FUNÇÃO DAS DIMENSÕES DO CORPO DE PROVA – APUD RAUMANN (1979)

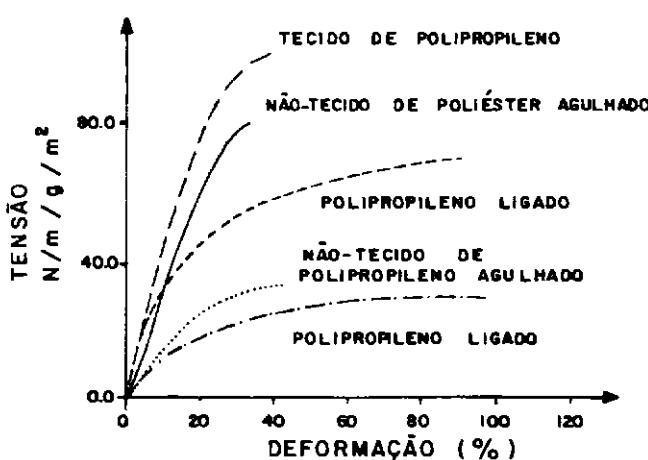


FIG. 3.13 – CURVAS TENSÃO x DEFORMAÇÃO PARA DIVERSOS GEOTÊXTEIS OBTIDAS ATRAVÉS DO ENSAIO HIDRÁULICO – APUD RAUMANN (1979)

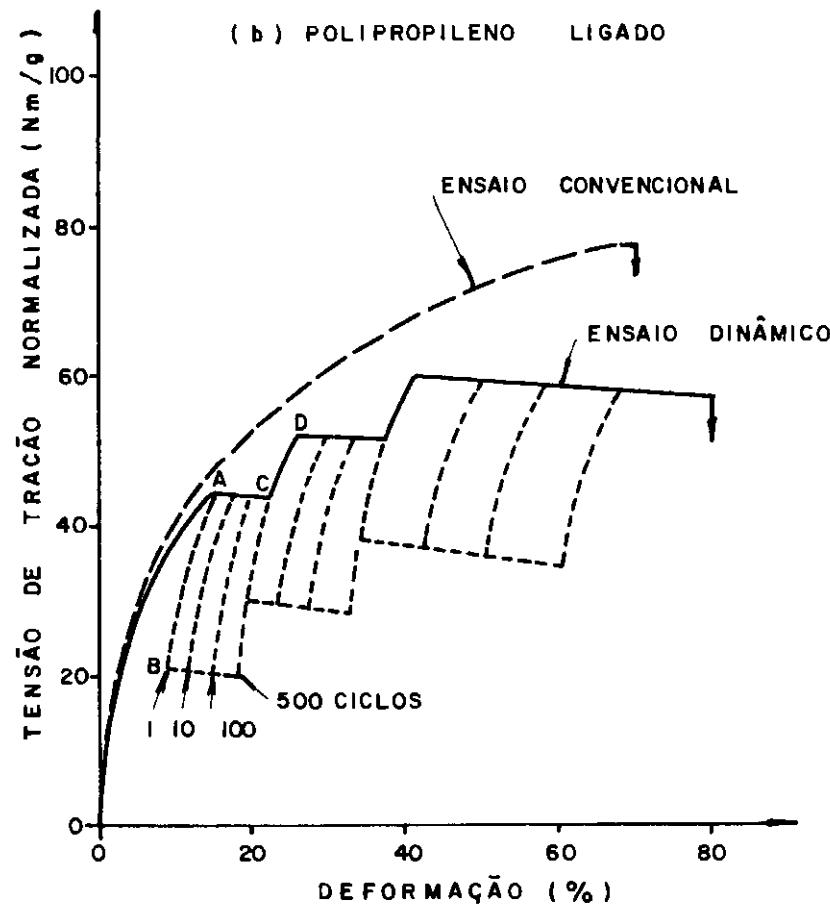
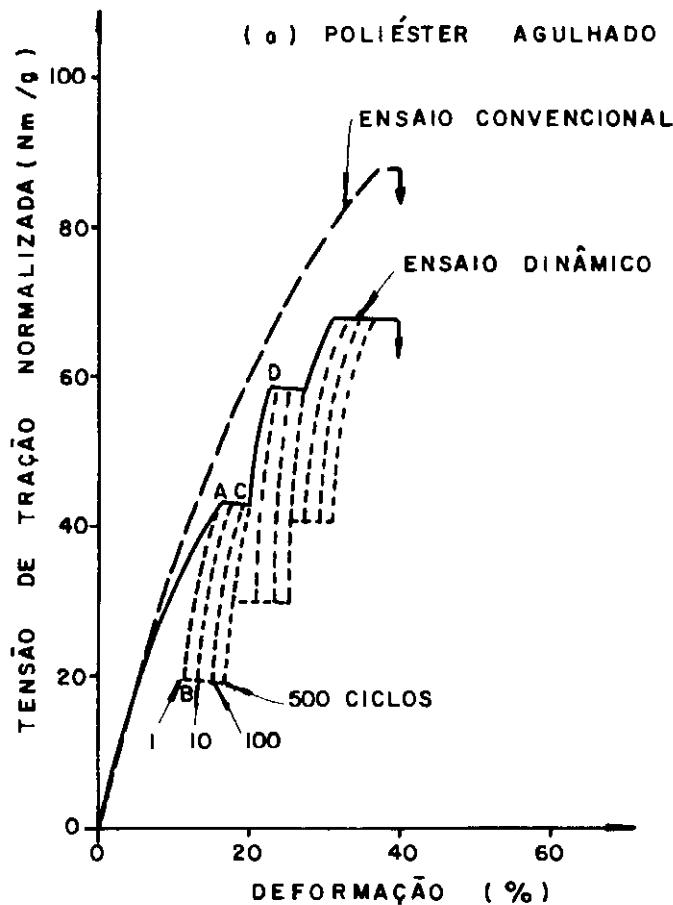


FIG. 3.14 — CURVAS TENSÃO X DEFORMAÇÃO DE ENSAIOS DINÂMICOS PARA DOIS GEOTÊXTEIS NÃO-TECIDOS — APUD RAUMANN (1979)

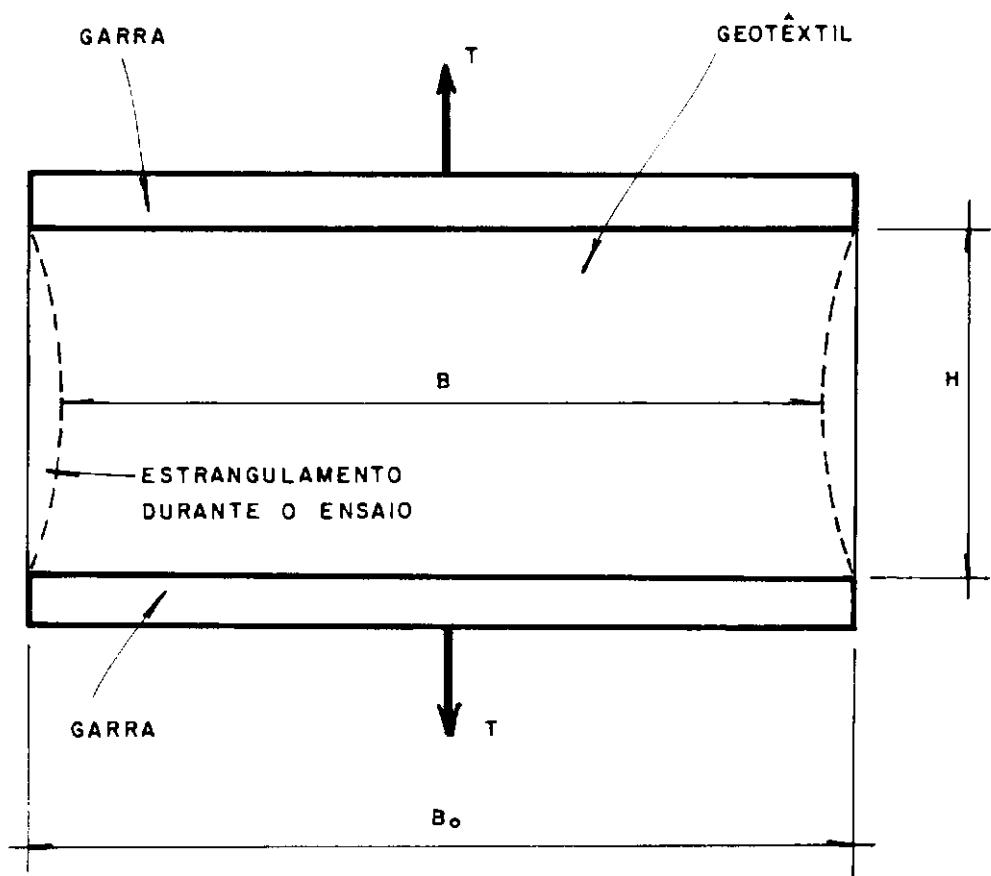
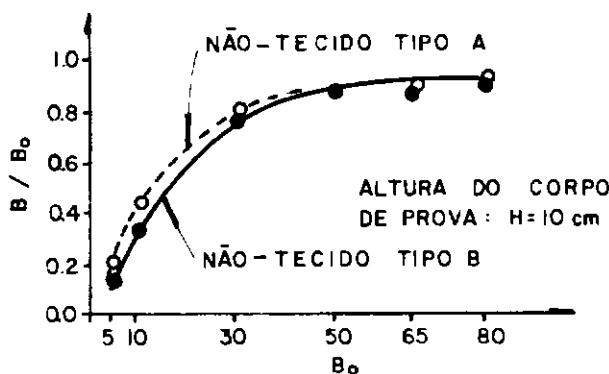
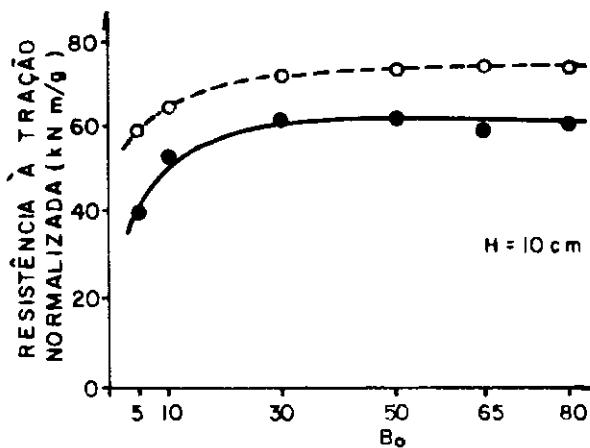


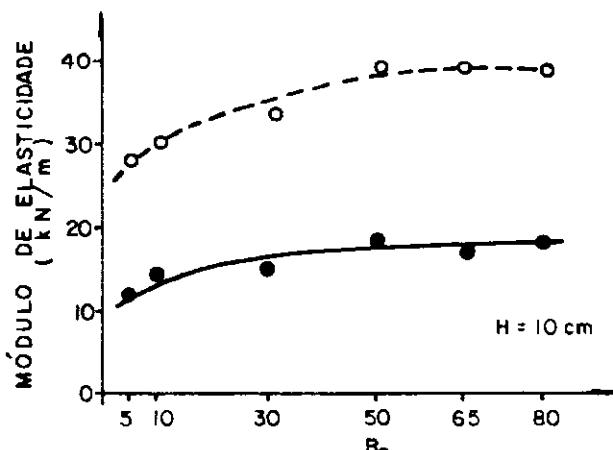
FIG. 3.15 — ESQUEMA DO ENSAIO DE DEFORMAÇÃO
PLANA MONODIRECIONAL



(a) RELAÇÃO DE ESTRANGULAMENTO EM FUNÇÃO DA LARGURA INICIAL DO CORPO DE PROVA



(b) VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO COM A LARGURA INICIAL DO CORPO DE PROVA



(c) VARIAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE COM A LARGURA INICIAL DO CORPO DE PROVA

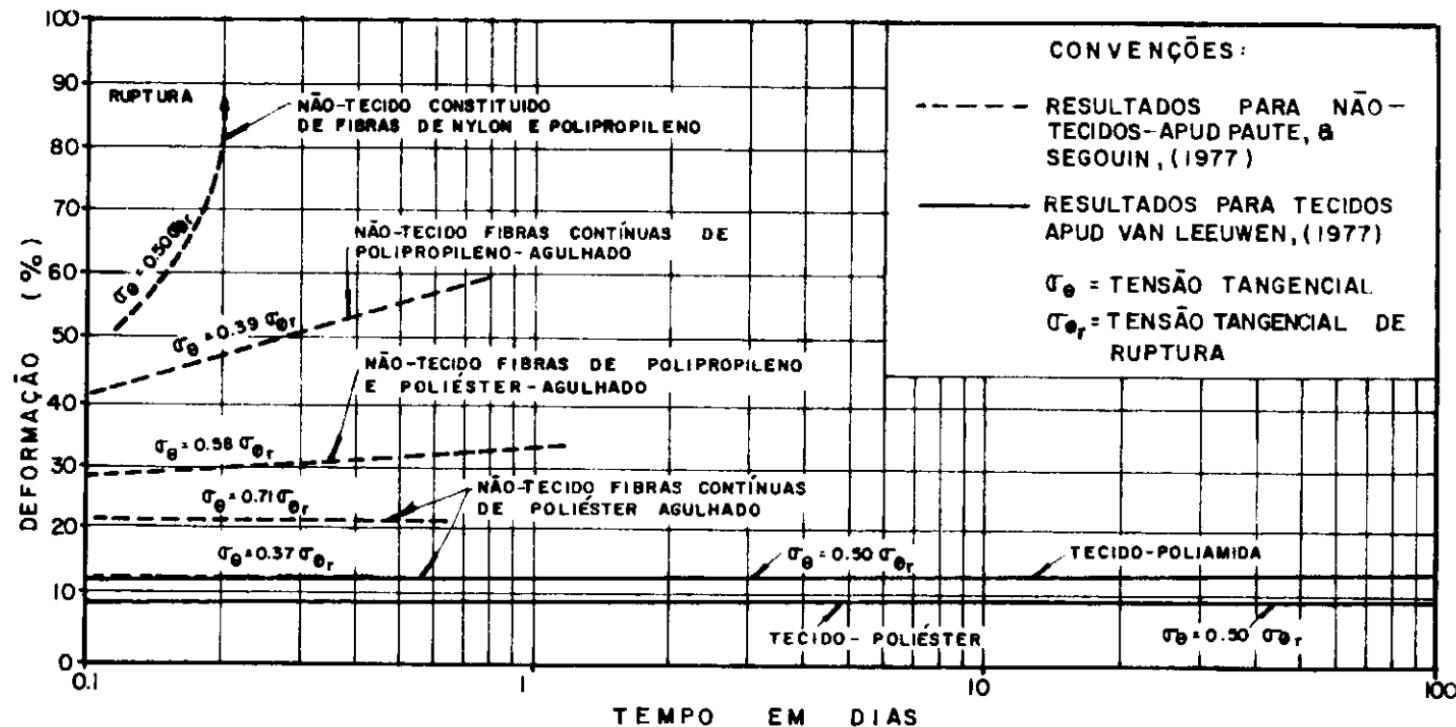


FIG. 3.17 — COMPORTAMENTO DE VÁRIOS GEOTÊXTEIS QUANTO A FLUÊNCIA — ENSAIO BIDIRECIONAL CILÍNDRICO

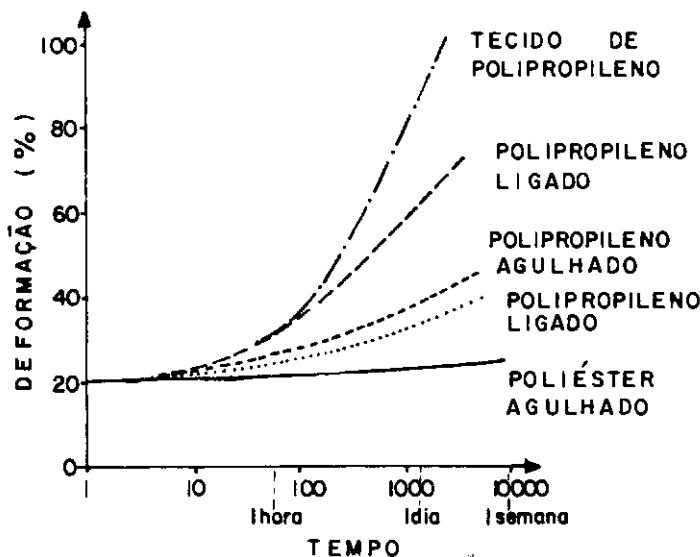


FIG. 3.18 — RESULTADOS DE ENSAIOS DE "FLUÊNCIA" OBTIDOS ATRAVÉS DO ENSAIO HIDRÁULICO DE TRAÇÃO —
—APUD RAUMANN (1979)

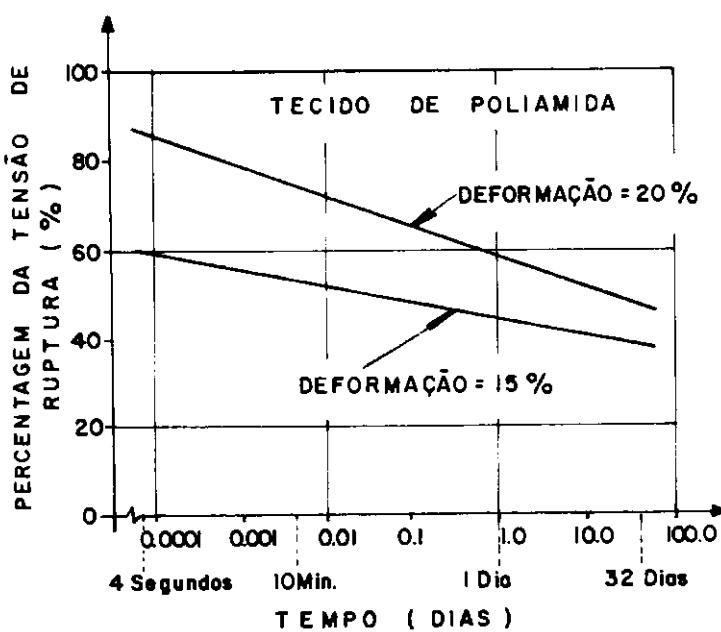


FIG. 3.19 — VERIFICAÇÃO DO EFEITO DE RELAXAÇÃO DE TENSÕES EM UMA MANTA DE TECIDO —
—APUD VAN LEEUWEN (1977)

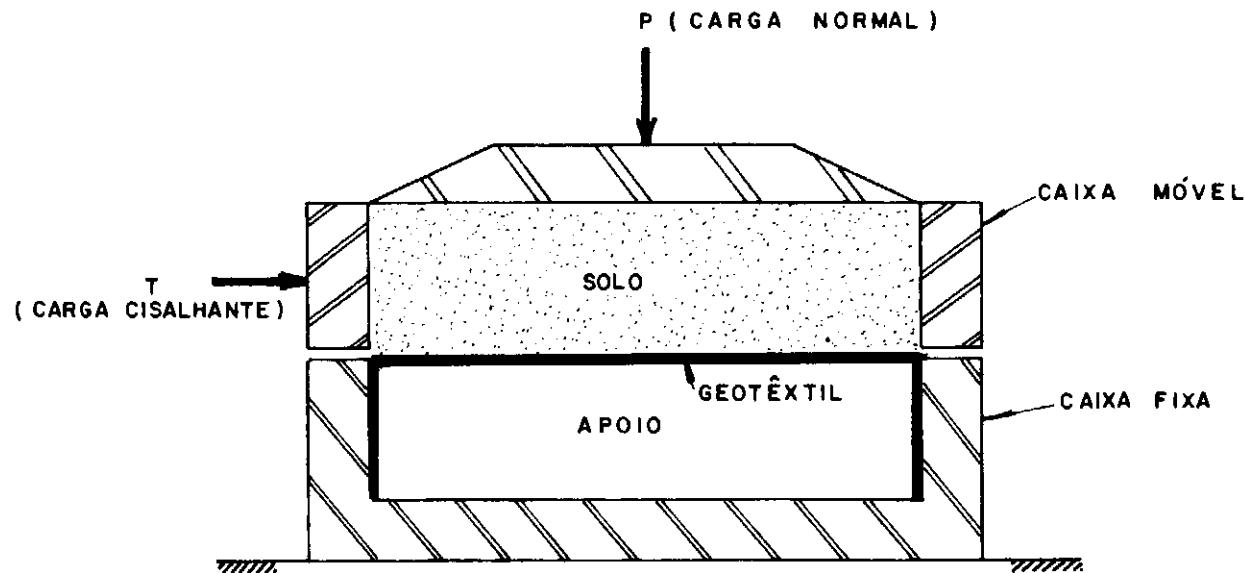
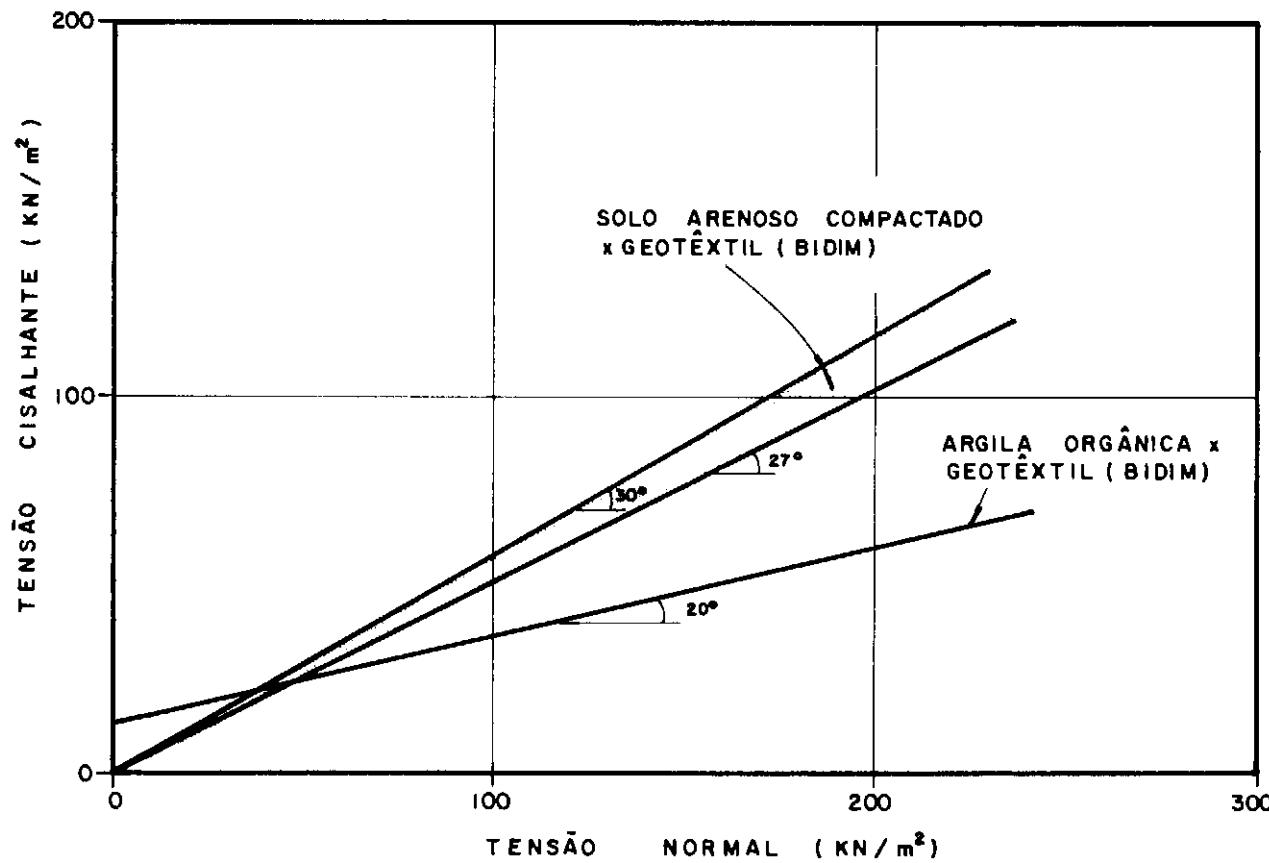


FIG. 3.20 — ESQUEMA DO ENSAIO DE RESISTÊNCIA DE INTERFACE



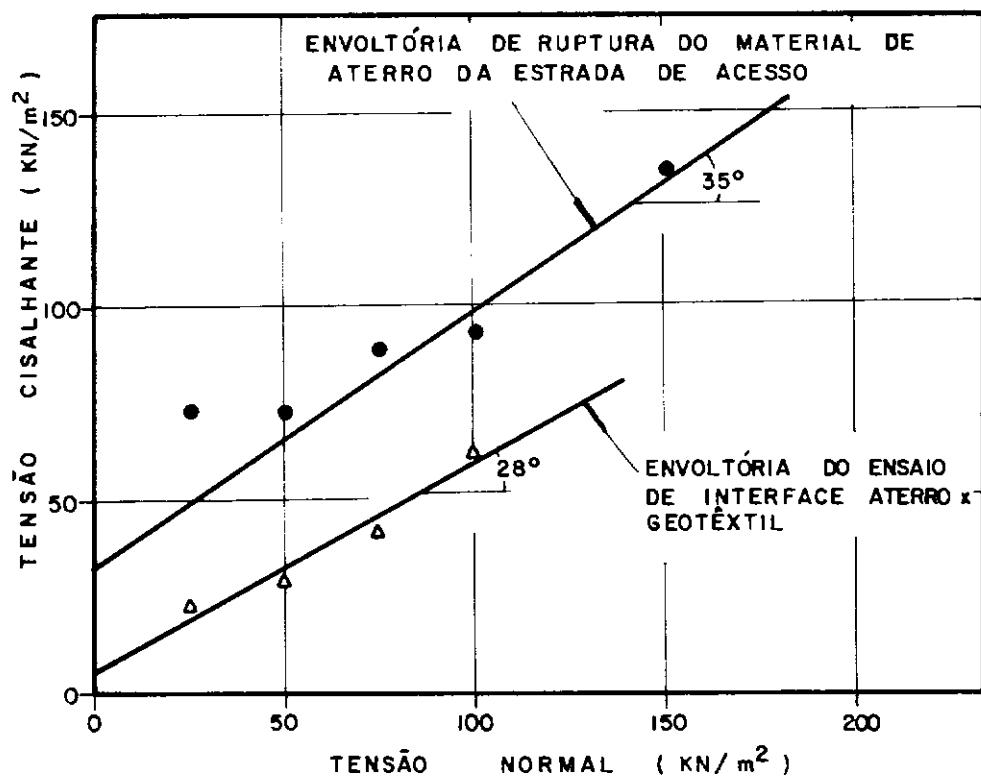


FIG. 3.22 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE INTERFACE REALIZADOS NO PRESENTE TRABALHO

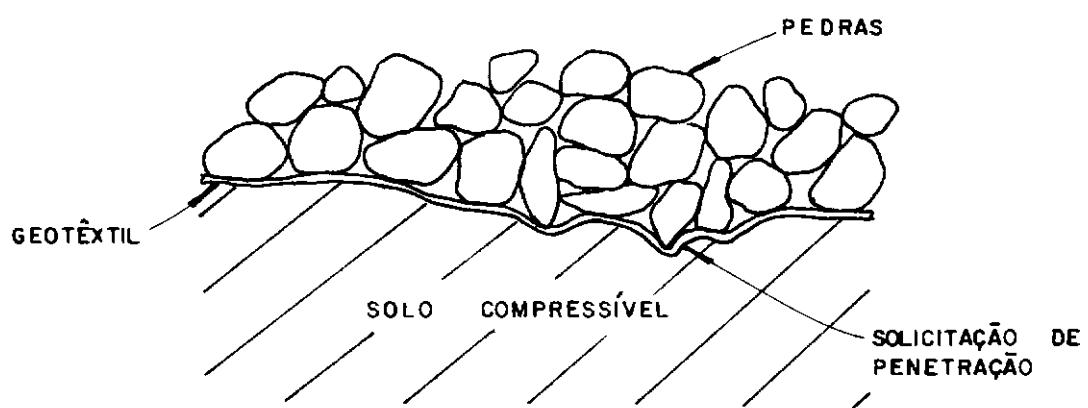


FIG. 3.23—ESQUEMA DA SOLICITAÇÃO QUE JUSTIFICA O ENSAIO DE PENETRAÇÃO

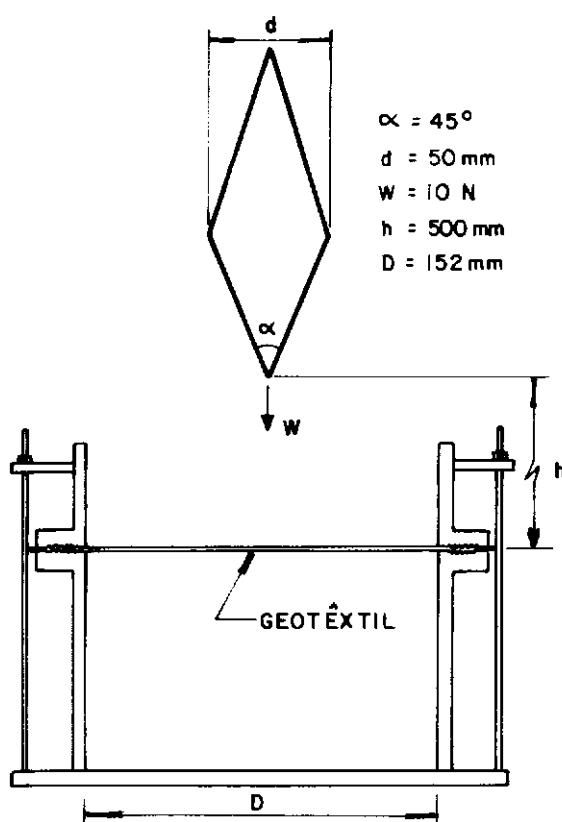


FIG. 3.24 – ENSAIO DE PENETRAÇÃO

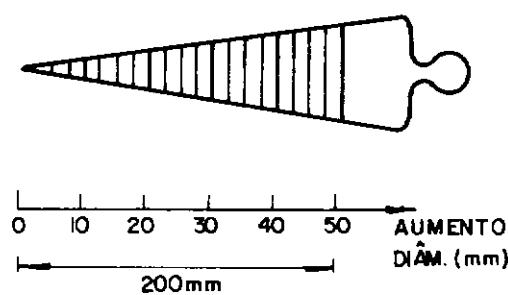


FIG. 3.25 – MEDIDOR DO DIÂMETRO DA ABERTURA CAUSADA NO ENSAIO DE PENETRAÇÃO

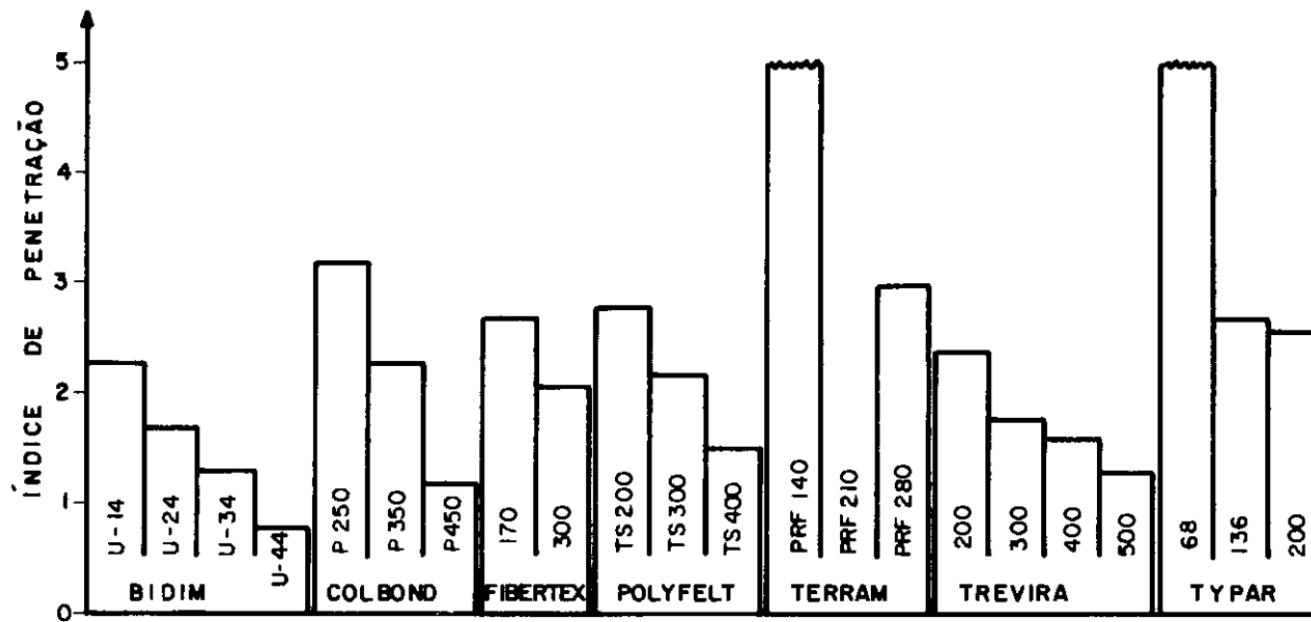


FIG. 3.26 - RESULTADOS DE ENSAIOS DE PENETRAÇÃO PARA DIVERSOS GEOTÊXTEIS - APUD ALFHEIM & SORLIE (1977)

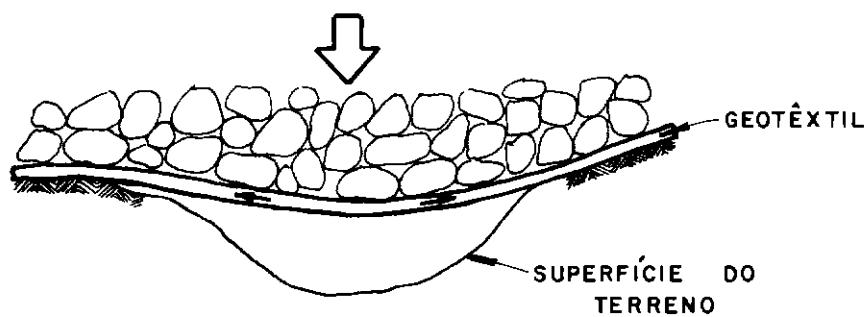


FIG. 3.27 – ESQUEMA DA SOLICITAÇÃO QUE JUSTIFICA O ENSAIO DE RESISTÊNCIA AO ESTOURO

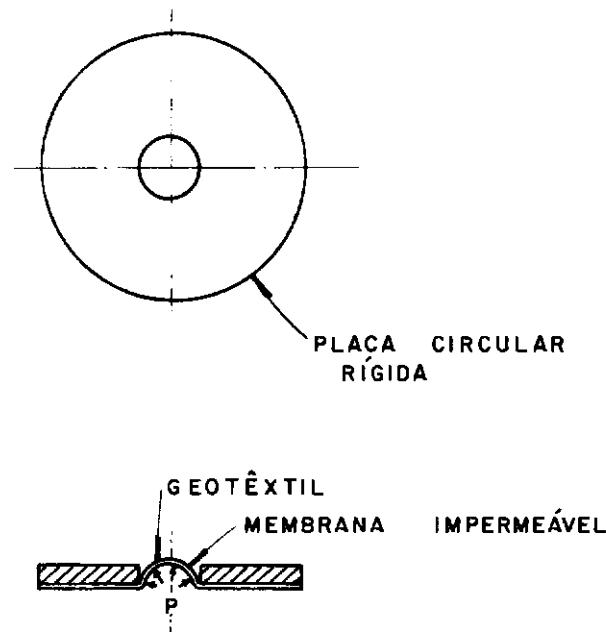
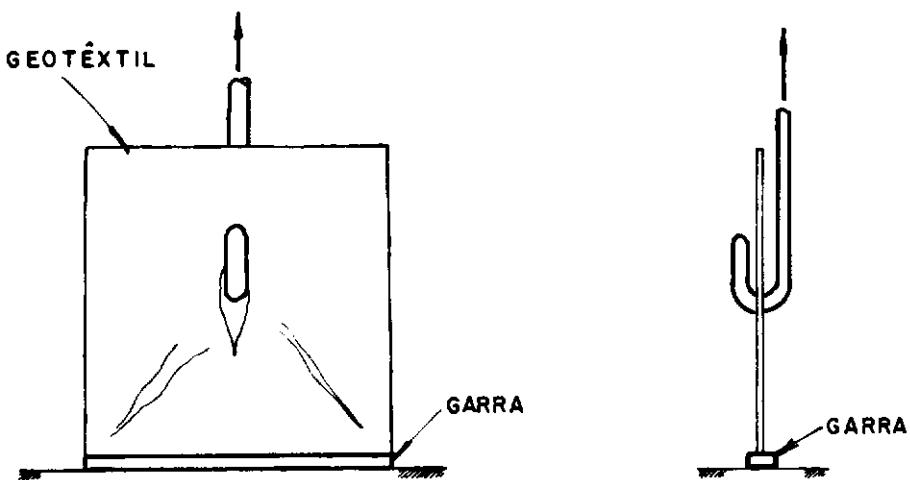


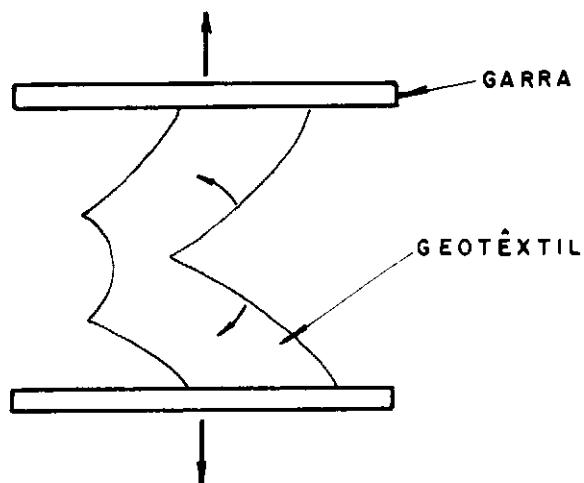
FIG. 3.28 – ESQUEMA DO ENSAIO DE RESISTÊNCIA AO ESTOURO

GEOTÊXTIL	TENSÃO DE ESTOIRO N/cm ²	ALTURA DO TRECHO DEFORMADO NA RUPTURA cm
NÃO-TECIDO LIGADO POR CALOR	100 — 200	1.4 — 2.1
NÃO-TECIDO AGULHADO	100 — 210	1.1 — 1.9
NÃO-TECIDO LIGADO POR RESINA SINTÉTICA	150 — 270	0.9 — 1.1
TECIDO	350 — 380	1.0 — 1.2

TABELA 3.2 — VALORES TÍPICOS DE RESISTÊNCIA AO ESTOIRO PARA ALGUNS GEOTÊXTEIS (NORMALIZADO EM 200 g/m²)



(a) ENSAIO DE RASGAMENTO LOCALIZADO



(b) ENSAIO DE RASGAMENTO EM FORMA DE ASA

FIG. 3.29 – ESQUEMAS DOS ENSAIOS DE RASGAMENTO

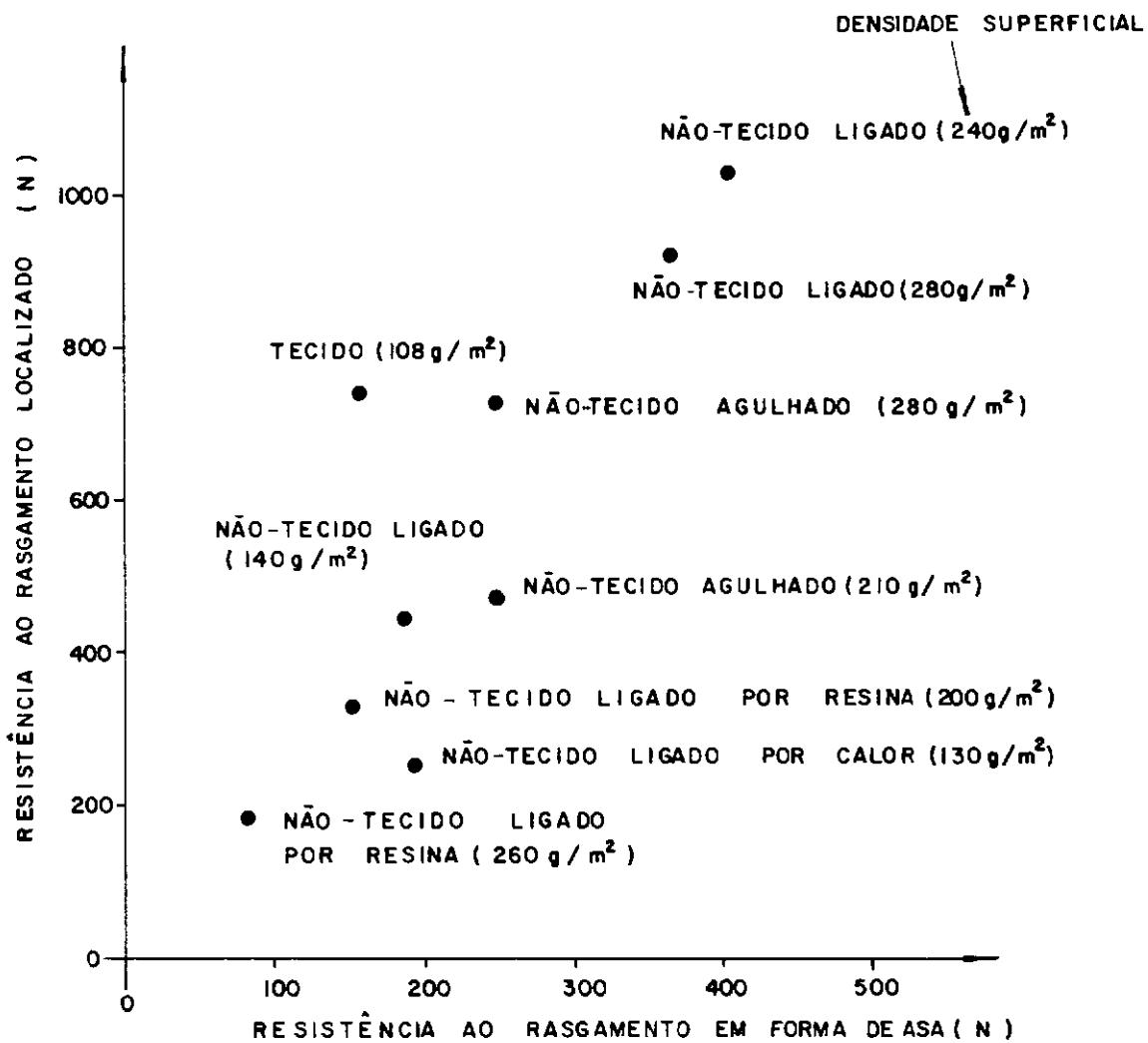


FIG. 3.30 — COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS DE ENSAIOS DE RASGAMENTO LOCALIZADO E RASGAMENTO EM FORMA DE ASA PARA DIVERSOS GEOTÊXTEIS -APUD SISSONS(1977)

CAPÍTULO 4

UTILIZAÇÃO DE MANTA GEOTÊXTIL COMO
REFORÇO DE ATERROS SOBRE SOLOS FRACOS

4 - UTILIZAÇÃO DE MANTA GEOTÊXTIL COMO REFORÇO DE ATERROS SOBRE SOLOS FRACOS

Neste capítulo é comentada a influência da presença do geotêxtil na base de aterros sobre solos fracos no comportamento mecânico do conjunto. É analisada a sua influência na contribuição para a segurança contra a ruptura da fundação argilosa e na minimização dos recalques do aterro.

4.1 - AUMENTO DO FATOR DE SEGURANÇA CONTRA A RUPTURA GENERALIZADA

A presença de um material resistente entre um aterro e a fundação mole pode provocar um aumento no fator de segurança da obra, conforme mostra a figura 4.1. Essa melhoria na estabilidade precisa ser analisada, o que pode ser feito mais facilmente através dos métodos de equilíbrio limite.

Estes métodos apresentam, entretanto, a desvantagem de não levarem em conta as relações tensão x deformação dos materiais envolvidos. Isso se torna patente quando os materiais apresentam relações tensão x deformação como as apresentadas na figura 4.2.

As características mecânicas apresentadas na figura 4.2, poderiam levar a crer que o primeiro material a romper seria o aterro (o mais rígido) vindo a seguir a fundação argilosa ou o geotêxtil, dependendo de suas características mecânicas. Todavia, segundo Chirapuntu & Duncan (1977), para curvas tensão x deformação do aterro e da fundação como as indicadas na figura 4.2, a maior concentração de tensões na funda-

ção faz com que essa atinja a ruptura primeiro quando o aterro apresenta, ainda, um nível de tensões relativamente baixo. Assim, só após a plastificação da fundação, o aterro e o geotêxtil passam a ser significativamente solicitados. Deste modo, a manta geotêxtil será, provavelmente, o último elemento a atingir a ruptura.

A análise de estabilidade por equilíbrio limite admite o comportamento rígido plástico, isto é, todos os materiais envolvidos rompem abruptamente para uma pequena deformação.

Na bibliografia mundial encontra-se, em geral, como dados referentes ao aumento do fator de segurança da obra devido à presença do geotêxtil, valores entre 5 e 10%.

Num interessante trabalho sobre este assunto, Volman et al (1977) levaram dois aterros à ruptura numa mesma camada de argila mole, sendo que um dos aterros continha uma manta de geotêxtil tecido instalada na base e o outro não. Os aterros foram construídos com a mesma velocidade (1 m/dia) e as mesmas características tendo o reforçado apresentado traços de ruptura quando por volta de 4.5m de altura e o sem reforço rompido literalmente com 3.5m de altura. Com isso, os autores concluem o trabalho afirmando que a utilização do geotêxtil como reforço permite que o aterro seja construído com taludes mais íngremes e a velocidade maiores.

Broms (1977) conclui que a presença da manta geotêxtil faz com que o círculo com menor fator de segurança tenda a se deslocar na direção da região de instalação do geotêxtil. Dependendo da resistência à tração deste, o centro do círculo crítico pode até mesmo se localizar sobre a manta, co-

mo mostra a figura 4.3.

Para se ter uma idéia mais consistente da influência da presença da manta no fator de segurança de um aterro sobre argila mole, processou-se o programa BISPO para análise de estabilidade de taludes. Esse programa foi resultado da tese de mestrado de Moraes Jr. (1974) tendo sido atualizado recentemente por Palmeira & Almeida (1980).

Para o processamento pelo programa BISPO, estudou-se a estabilidade não-drenada de um aterro de talude 1/1 colocado sobre uma camada de argila mole de 10m de profundidade, com resistência não-drenada variando, linearmente, com a profundidade. O geotêxtil foi admitido na base do aterro. Foram feitas as combinações, para várias alturas de aterro, entre a coesão do aterro — que é o parâmetro de resistência do aterro de maior significância no valor do fator de segurança para esse tipo de problema, ou seja, aterros de baixa altura sobre solos moles (Ramalho Ortigão, 1980) — e o valor da resistência à tração da manta. As hipóteses básicas desse processamento estão sumarizadas na figura 4.4.

Na figura 4.5 vê-se a variação do valor do fator de segurança com a altura de aterro para uma das coesões adotadas e para as diversas resistências à tração admitidas para a manta.

Através de gráficos semelhantes ao da figura 4.5, foi possível traçar curvas de variação da altura do aterro em que ocorre fator de segurança unitário versus valor da resistência da manta, para diversas coesões utilizadas. Isso pode ser visto na figura 4.6.

Depreende-se desta figura que a partir de um dado valor da resistência da manta, valor esse dependente da coesão do aterro, o fator de segurança não mais sofre variação. Isto se deve ao fato, citado por Broms (1977) e descrito no parágrafo anterior, de que o ponto de mínimo fator de segurança passa estar sobre a direção de aplicação do esforço no geotêxtil e, para este ponto, o valor do fator de segurança independe do esforço na manta.

Na figura 4.7 é mostrado o deslocamento do centro de menor fator de segurança em função da resistência S da manta têxtil para um dos casos analisados. Verifica-se que para esforços atuantes no geotêxtil iguais ou maiores que 80 kN/m. O centro de menor FS se coloca sob a direção de instalação da manta.

Através desta análise teórica feita com o auxílio do programa BISPO, pode-se concluir que a utilização de geotêxtil na base de um aterro sobre argila mole aumenta a altura crítica do aterro. O aumento percentual de altura do aterro, previsto teoricamente, pode ser visto na figura 4.8 para um dos casos rodados. O aumento percentual no fator de segurança se situou, na maioria dos casos analisados, dentro da faixa de 5 a 10%.

4.2 - UTILIZAÇÃO DE GEOTÊXTEIS COMO REFORÇO DE ATERROS RODOVIÁRIOS DE BAIXA ALTURA: ABORDAGEM TEÓRICA E OBSERVAÇÕES PRÁTICAS

Além da contribuição do geotêxtil contra a ruptura generalizada da fundação, tem sido pregado pelos fabricantes

geotêxteis que o aterro reforçado conta, também, com a contribuição dos esforços de tração desenvolvidos na manta para a redução das deformações da fundação. Uma aproximação desta contribuição é apresentada na figura 4.9. Assim, admitindo a possibilidade do geotêxtil absorver parte da carga transmitida à fundação, seria possível a economia de material de aterro, quer seja pela diminuição da altura ou pela minimização do material que se infiltra na fundação, quando da ocorrência de rupturas localizadas. Nos parágrafos seguintes são apresentados procedimentos teóricos para quantificar esta possível contribuição do geotêxtil.

4.2.1 - SOLUÇÃO APROXIMADA DE NIEUWENHUIS

Uma solução aproximada para o problema de reforço de aterros baixos através da utilização de mantas geotêxteis foi apresentada por Nieuwenhuis (1977). Sua abordagem teórica admite a distribuição de tensões, sobre a manta, indicada na figura 4.10, onde:

$p(x)$ = distribuição de tensões verticais devidas ao tráfego de veículos;

$y(x)$ = posição da manta após deformação;

K = módulo de reação do terreno;

S_t = esforço atuante num ponto da manta;

S_{tm} = esforço máximo atuante na manta;

P_o = pressão vertical devida ao pneumático do veículo;

S_h e S_v = componentes horizontal e vertical do esforço S_t .

As hipóteses admitidas por Nieuwenhuis para o seu desenvolvimento teórico são as seguintes:

- a) a manta não possui rigidez à flexão;
- b) despreza-se o atrito entre a manta e o solo de fundação (isso implica em ser constante a componente horizontal S_h ao longo da abcissa x);
- c) a distribuição de tensões devidas ao tráfego é admitida como um carregamento estático e uniformemente distribuído ao longo do eixo longitudinal da estrada (estado de deformação plana);
- d) não são levadas em conta as deformações por adensamento da fundação;
- e) somente o equilíbrio na direção vertical é analisado;
- f) admite-se como válida a hipótese de Winkler para o qual a reação do terreno em um ponto é proporcional ao recalque nesse ponto.

Através da figura 4.10, há o equilíbrio vertical em um trecho da manta compreendido entre 0 e x se:

$$\int_0^x p(x) dx + \int_0^x K_y(x) dx - S_H \frac{dy}{dx} = 0 \quad (4.1)$$

Derivando-se em relação a x , tem-se:

$$p(x) + K_y(x) - S_H \frac{dy^2}{dx^2} = 0 \quad (4.2)$$

Para a resolução desta equação diferencial, necessita-se da função que define o carregamento vertical, ou seja, $p(x)$. Dependendo da escolha desta função, a resolução da equa-

ção 4.2 será mais ou menos difícil. A distribuição adotada por Nieuwenhuis é a de Boussinesq, cuja expressão para o cálculo dos acréscimos de tensões verticais é a seguinte:

$$p(x) = \frac{3N}{2\pi z^2 \left(\frac{x^2}{z^2} + 1\right)^{5/2}} \quad (4.3)$$

onde:

N = carga concentrada vertical;

x = abcissa em relação ao ponto de aplicação da carga;

z = profundidade em relação ao ponto de aplicação da carga.

A carga vertical N, todavia, se distribui sobre a área de contato entre o pneumático e a superfície do aterro. Sendo assim, admitindo-se uma área circular de raio a, a expressão de contato entre o pneu e a superfície do aterro é dada por:

$$q_c = \frac{N}{\pi a^2}$$

Substituindo-se 4.4 em 4.3 e admitindo-se que a profundidade z seja um número β de vezes o raio a, isto é, $z = \beta a$ tem-se:

$$p(x) = \frac{1.5 q_c \beta^3}{\left(\frac{x^2}{a^2} + \beta^2\right)^{5/2}} \quad (4.5)$$

A utilização da expressão 4.5 na equação 4.2 dificulta ria bastante a sua solução, motivo pelo qual o autor do método substituiu a expressão 4.5 por outra aproximada que é:

$$p(x) = \frac{1.5 q_c \beta^3}{\left(\frac{x^2}{a^2} + \beta^2\right)^{5/2}} \approx \frac{p_o}{\cos h(\alpha \frac{x}{a})} \quad (4.6)$$

onde:

$$p_o = p(x=0) = \frac{1.5 q_c}{\beta^2} \quad (4.7)$$

α = coeficiente de ajuste das duas expressões:

Embora pareça grosseira, a aproximação acima é excelente desde que o coeficiente α , que é obtido por tentativas, seja escolhido convenientemente. Uma amostra do grau de aproximação pode ser visto na figura 4.11.

Com esse artifício torna-se possível a resolução da equação diferencial 4.2 e, para facilitá-la, as variáveis x e y são substituídas pelas variáveis adimensionais x/a e y/a que serão chamadas doravante de x' e y' . Para que se mantenha a igualdade dada pela equação 4.2, essa deve ser reescrita da seguinte maneira:

$$\frac{p_o}{\cos h(\alpha x')} + Ky' - S'_H \frac{d^2 y'}{dx'^2} = 0 \quad (4.8)$$

onde:

x' e y' = coordenadas normalizadas em relação ao raio a ;

$$K' = K.a$$

$$S' = S/a$$

Assim, a solução desta nova equação diferencial é apresentada a seguir:

$$y'(x') = \frac{P_O}{\alpha \lambda S'_H} \left[(f(x', \gamma) + C_1) e^{\lambda x'} - (g(x', \gamma) + C_2) e^{-\lambda x'} \right] \quad (4.9)$$

onde:

$$\lambda = \sqrt{K'/S'} \quad (4.10)$$

$$\gamma = \frac{\lambda}{\alpha} ;$$

$$f(x', \gamma) = - \int \frac{e^{-\alpha x'} u^\gamma}{1 - u^2 + 1} du; \quad (4.12)$$

$$g(x', \gamma) = \int_0^{\alpha x'} \frac{e^{\alpha x'} u^\gamma}{u^2 + 1} du; \quad (4.13)$$

e = base do logarítmico neperiano;

C_1 e C_2 = constantes de integração.

Para a obtenção das constantes de integração devem-se analisar as condições de fronteiras. A primeira condição é que em $x' = 0$ deve-se ter $dy'/dx' = 0$ (ver figura 4.10). Como segunda condição, admite-se não haja variação, na direção vertical, da posição do pé de aterro, isto é, $y'(L') = 0$. Há, evidentemente, um erro na hipótese que conduz à segunda condição uma vez que a ordenada só será nula para valores de abcisa tendendo ao infinito. Todavia, o autor afirma que o erro envolvido nesta hipótese é muito pequeno devido à grandeza relativa entre os deslocamentos verticais reais no pé do aterro e sob as rodas do veículo.

Assim, de posse das condições de fronteira e tendo em vista que dy'/dx' é dada pela expressão:

$$\frac{dy'}{dx'} = \frac{P_O}{\alpha S'_H} \left[(f(x', \gamma) + C_1) e^{\lambda x'} + (g(x', \gamma) + C_2) e^{-\lambda x'} \right] \quad (4.14)$$

obtém-se para as constantes da integração, os valores:

$$C_2 = \frac{(f(L', \gamma) - (g(0, \gamma)e^{\lambda x'} - g(L', \gamma)e^{\lambda L'})}{e^{\lambda L'} + e^{\lambda L'}} \quad (4.15)$$

$$C_1 = -g(0, \gamma) - C_2 \quad (4.16)$$

onde L' é a distância normalizada incial entre o centro do pneumático e do pé do aterro (ver figura 4.10).

Deve-se notar que até agora tem-se duas incógnitas - y' e S' - e somente uma equação, que é a equação 4.9. A segunda equação para a resolução do problema surge da consideração do comportamento tensão x deformação do geotêxtil.

O comprimento da manta fletida é dado por:

$$J(L) = \int_0^L \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} dx = L + u(L) \quad (4.17)$$

onde $J(L)$ é o comprimento final da manta e $u(L)$ é variação de comprimento em relação ao comprimento inicial.

Admitindo-se um comportamento linear elástico do geotêxtil, tem-se que:

$$S_t = E \cdot \frac{du}{dx} \quad (4.18)$$

onde:

E - módulo de deformação do geotêxtil;

du/dx - Deformação específica num ponto do geotêxtil;

S_t - esforço de tração atuante no geotêxtil (ver figura 4.10).

Pela figura 4.10, tem-se que:

$$S_t = \sqrt{S_H^2 + S_V^2} = S_H \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} \quad (4.19)$$

Assim, substituindo-se 4.19 em 4.18, obtém-se:

$$E \frac{du}{dx} = S_H \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} \quad (4.20)$$

Integrando-se a equação 4.20 obtém-se para o deslocamento u em $x = L$:

$$u(L) = \frac{S_H}{E} \int \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} dx = \frac{S_H}{E} \cdot J(L) \quad (4.21)$$

Através de 4.21 e 4.27, obtém-se:

$$\frac{S_H}{E} J(L) = J(L) - L \quad (4.22)$$

Com a equação 4.22 torna-se possível a resolução numérica do problema. É importante frisar que para se compatibilizar esta equação com o restante do desenvolvimento, deve-se trabalhar com as variáveis S , L e E normalizadas em relação ao raio a . Assim, a equação 4.22 se transforma em:

$$\frac{S'}{E'} J(L') = J(L') - L' \quad (4.23)$$

onde

$$S' = S/a$$

$$E' = E/a$$

$$L' = L/a$$

A resolução deste problema é feita numericamente e usualmente é conduzida de maneira a, para um dado valor de deslocamento vertical $y(0)$ arbitrado, obterem-se os valores de S_t e E do geotêxtil.

Falta ainda a determinação do valor do raio a . Para tal, considere-se a figura 4.12. Para que haja equilíbrio vertical do pneumático, deve-se ter:

$$N = q_c \pi a^2 \quad (4.24)$$

onde q_c é a pressão de contato entre as superfícies do pneumático e do aterro.

Experimentalmente, verifica-se que a pressão de contato q_c é ligeiramente maior que a pressão interna do pneumático (q_i) — de 0 a 30% maior — devido à rigidez das bandas laterais deste. Segundo Babkov & Zamakhayev (1967), pode-se utilizar em termos médios a seguinte relação:

$$q_c = 1.1 q_i \quad (4.25)$$

Assim, substituindo-se 4.25 em 4.24 obtém-se para o a, o valor:

$$a = \sqrt{\frac{N}{1.1 \pi q_i}} \quad (4.26)$$

De posse da expressão 4.26, sabendo-se a carga atuante sobre o pneumático e a sua pressão interna pode-se obter o valor aproximado do raio a.

Ao longo de uma estrada acidentada, como é o caso de estradas vicinais, as ondulações da mesma fazem com que cargas devido à inércia aumentem o valor de carga N, aumentando, por conseguinte, o valor de a. Entretanto, tal fato de difícil consideração teórica é ignorado nos cálculos.

Outro aspecto a se considerar diz respeito ao módulo de reação do terreno, K, a ser adotado. Para o seu perfeito conhecimento devem ser realizados ensaios de placa no solo de fundação caso seja possível. Outra maneira, não tão correta como os ensaios, é a utilização de correlações usualmente empregadas no cálculo de vigas sobre apoio elástico, como por exemplo:

- Bowles (1977) :

$$K = 12 q_{ult} \quad (4.27)$$

onde :

K = módulo de reação da fundação;

q_{ult} = capacidade de carga de fundação.

- Vesic (1961) :

$$K = \frac{0,65}{B} \sqrt[12]{\frac{E_f B^4}{E_v I}} \quad \frac{E_f}{1 - \nu^2} \quad (4.28)$$

onde :

K = módulo de reação da fundação;

B = largura da viga;

I = momento de inércia da viga;

E_f = módulo de deformação da fundação;

E_v = módulo de deformação da viga;

ν = Coeficiente de Poisson da fundação;

Quanto a geometria do aterro a ser considerada para o dimensionamento do geotêxtil a ser empregado, Nieuwenhuis sugere que as grandezas geométricas sejam relacionadas com o raio da área de contato do pneu com o aterro, apresentando em seu trabalho, os seguintes valores:

- Altura do aterro: $H = 2.a$ ($\beta = 2$)

- Distância entre o centro do pneumático e o pé do aterro: $L = 8.a$

- Pressão de contato para dimensionamento: $q_C = 800 \text{ kN/m}^2$

Para a resolução numérica da solução apresentada por Nieuwenhuis, foi elaborado um programa computacional desenvolvido no presente trabalho. O programa foi testado com os exemplos apresentados por Nieuwenhuis (1977) em seu trabalho original, constatando-se a perfeita concordância entre os

valores obtidos pelo programa e pelo citado autor desde que o módulo de reação da fundação seja superior a 800 kN/m^3 . Verificou-se que a diferença encontrada para valores de módulos de reação inferiores a este se deve à seguinte aproximação na expressão 4.17, feita no trabalho original:

$$\sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} \approx 1 + \frac{1}{2} \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 \quad (4.29)$$

Esta aproximação é válida desde que dy/dx seja pequeno, o que não ocorre para pontos próximos ao pé do aterro e, principalmente, para valores baixos de K . Para módulos de reação baixos, essa aproximação gera erros significativos no cálculo de S_t e da deformação correspondente, ϵ_t , embora os erros no módulo E sejam menores. Isso pode ser visto na figura 4.13. No presente trabalho não foi feita esta aproximação para a resolução do problema.

O programa desenvolvido no presente trabalho foi processado para vários valores de carga N atuante sobre a roda do veículo e para vários valores do módulo de reação K mantendo-se, todavia, constantes as relações entre h e L e a recomendada por Nieuwenhuis e já citadas em parágrafo anterior. A pressão de contato utilizada foi de 800 kN/m^2 .

O programa foi processado de maneira a fornecer os valores de E , S_{tm} e ϵ_{tm} (ver figura 4.10) necessários ao geotêxtil para que o aterro reforçado apresente, sob a roda do veículo, em recalque y_r inferior, em percentagens arbitradas, ao apresentado pelo aterro sem reforço. O recalque do aterro sem reforço é dado pela expressão:

$$y_s = - \frac{p_o}{K} \quad (4.30)$$

onde p_o é dado pela expressão 4.7.

Assim, obtiveram-se resultados tais como os apresentados na figura 4.13 onde a carga N utilizada foi de 50 kN.

Pela figura 4.13 e para as condições apresentadas nesta, para um dado valor do módulo de reação K e a relação entre os recalques para o aterro com e sem reforço, pode-se obter o par (S_{tm}, ϵ_{tm}) e, por conseguinte, o valor de $(E = S_{tm}/\epsilon_{tm})$.

Observa-se pela figura 4.13 que quanto maior o valor do módulo de reação da fundação, maiores serão os valores de E e S_{tm} necessários ao geotêxtil para esse ser capaz de obter uma determinada percentagem de redução de recalque em relação ao aterro sem reforço. Isso levaria a concluir, pela solução apresentada, que os geotêxteis seriam especialmente indicados como reforço de fundações de baixa capacidade de suporte. Todavia, deve-se ter em mente que para valores baixos de K , a hipótese de Winkler fornece recalques muito elevados, o que pode comprometer a solução de Nieuwenhuis. Para exemplificar: seja $K = 300 \text{ kN/m}^3$ e $p_0 = 300 \text{ kN/m}^2$ (caso da figura 4.13); obtém-se, então, um recalque $y_s = 1.0\text{m}$, que é muito elevado para a geometria admitida na figura 4.13.

Na figura 4.13 aparece também a faixa de variação da curva tensão x deformação (admitida linear) dos geotêxteis não-tecidos (em geral $50 \text{ kN/m} < E < 200 \text{ kN/m}$). Assim, pode-se plotar um gráfico mostrando a variação da redução percentual dos recalques de um aterro reforçado colocado sobre uma fundação, com módulo de reação K para a faixa de variação do módulo de deformação E . Tal gráfico é apresentado na figura 4.14.

Pela solução apresentada verifica-se que a contri-

buição do geotêxtil é muito pequena para módulos de reação superiores a 2000 kN/m, região esta em que o método é mais correto matematicamente.

Através da construção de várias figuras semelhantes à figura 4.13 para diversas cargas N atuantes sobre a roda do veículo, foi possível obter correlações que dispensam a utilização do programa de computador desenvolvido. Todavia, tais correlações se limitam aos seguintes casos:

- Cargas verticais: $30 \text{ kN} < N < 70 \text{ kN}$;
- Módulos de Reação: $300 \text{ kN/m}^3 < K < 2000 \text{ kN/m}^3$;
- Pressão de contato: 800 kN/m^2 ;
- Redução de 30% nos recalques do aterro sem reforço;
- Condições geométricas obedecendo a sugestão de Nieuwenhuis (ver figura 4.13).

As correlações obtidas são:

- Módulo de deformação do geotêxtil:

$$E = \eta(N) K^{\xi(N)} \quad (4.31)$$

- Resistência à tração necessária:

$$S_t = \mu(N) K \quad (4.32)$$

onde:

$$\mu(N) = (150.51 + 31.00N) 10^{-6} \quad (4.33)$$

$$\xi(N) = 1.857 + 0.210 \ln N \quad (4.34)$$

$$\eta(N) = 0.000268 N^{0.995} \quad (4.35)$$

com N em kN e K em kN/m^3 .

O erro associado ao cálculo de E pela expressão 4.31

em relação ao valor ao obtido pelo programa é inferior a 10%. O erro associado ao valor de S_t é inferior a 5%.

Bakker (1977) desenvolveu um método de dimensionamento de aterros baixos reforçados com geotêxtil semelhante a de Nieuwenhuis (1977). As hipóteses admitidas pelo citado autor são as seguintes: (1) estado plano de deformações; (2) a pressão atuante sobre a superfície de aterro devido a carga atuante sobre o pneumático se propaga ao longo da profundidade em forma de tronco de cone com geratriz inclinada de 45° com a horizontal (hipótese simples de distribuição de tensões); e, (3) a deformada de geotêxtil, composta de segmentos de reta, apresenta recalque máximo sob o centro da área carregada. Entretanto, o trabalho apresentado por Bakker (1977) é bastante confuso e parece admitir uma hipótese de distribuição de tensões sobre o geotêxtil equivocada. No equilíbrio vertical de um segmento de geotêxtil, o citado autor admite que a pressão vertical $S_{dy/dx}$ (ver figura 4.10) atue uniformemente distribuída ao longo de todo o segmento estudado e não somente nas extremidades, como foi admitido por Nieuwenhuis (1977). Tal procedimento parece fisicamente incorreto.

Em item posterior será apresentada uma abordagem teórica mais correta do problema em estudo neste capítulo através do Método dos Elementos Finitos.

4.2.2 - PREVISÃO DO COMPORTAMENTO PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

A simulação da influência do geotêxtil como elemento estabilizante na base de aterros de baixa altura (estradas

de acesso ou caminhos de serviço) sobre solos moles foi tentada, também, através do Método de Elementos Finitos.

A maioria dos programas de Elementos Finitos comumente utilizados em Mecânica dos Solos não admitem um tipo de elemento bastante apropriado para a representação do geotêxtil, qual seja, o elemento tipo barra. Devido à reduzida espessura do geotêxtil, a utilização de elementos planos para simular-lo geraria vários problemas, tanto na confecção da malha de elementos finitos como no desenvolvimento numérico do método. Por isso, o elemento barra tipo treliça (só admite esforço axial) é o que mais convém. Tal elemento é comumente encontrado em programas da área estrutural.

Não era objetivo do presente trabalho o desenvolvimento de um programa específico para análise em questão. Por essa razão optou-se pela utilização do programa LORANE LINEAR (Ferrante et al, 1977) na análise por elementos finitos. Este programa foi desenvolvido, inicialmente, na Universidade Federal do Rio Grande do Sul sob a orientação do professor Augustin Ferrante que atualmente coordena o seu desenvolvimento na Universidade Federal do Rio de Janeiro.

O programa LORANE LINEAR surgiu da necessidade de um programa de elementos finitos para análise estrutural que utilizasse uma linguagem de alto nível de fácil compreensão e com termos de uso corrente na prática da engenharia. Para isso ser possível, foi elaborado um compilador específico para problemas de análise estrutural que trabalha com a linguagem LORANE LINEAR. O programa trabalha com vários tipos de elementos triangulares e quadrangulares de primeira ou segunda ordem, elementos isoparamétricos, híbridos e, o que facilitou o

estudo em questão, elementos tipo barra. Esta versão do programa só admite materiais de comportamento linear que seja isotrópicos ou ortotrópicos. Contudo, está em fase de conclusão (Ebecken, 1980) a versão LORANE NL, que resolve problemas com formulação não-linear tanto das propriedades dos materiais como na geometria do problema.

Para a análise, processaram-se vários casos em que variaram-se as seguintes grandezas: altura de aterro, carga proveniente da roda do veículo e os módulos de deformação do aterro, da fundação e do geotêxtil. Admitiu-se o estado plano de deformação com o comportamento não-drenada da fundação, o que conduz a um coeficiente de Poisson da fundação igual a 0.5. A carga proveniente das rodas do veículo foi admitida como uniformemente distribuída paralelamente ao eixo longitudinal do aterro.

Os primeiros casos rodados mostraram que o fato do material do aterro ter sido admitido como isotrópico, levava o mesmo a absorver grande parte das tensões de tração geradas na região de instalação do geotêxtil. Com isso, as tensões de tração no geotêxtil eram bastante baixas. Para evitar tal incoerência, admitiu-se o material do aterro, como ortotrópico com um módulo de deformação na direção vertical muito maior que o horizontal e com coeficiente de Poisson nulo. A justificativa para essa hipótese é feita tendo-se em vista a expressão que fornece a deformação horizontal em um meio elástico ortotrópico escrita abaixo (ver, por exemplo, Poulos & Davis, 1974, pág. 10):

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_z}{E_x} - \nu_{xx} \frac{\sigma_z}{E_x} - \nu_{yx} \frac{\sigma_y}{E_y} \quad (4.36)$$

onde:

ϵ_x = deformação específica na direção x (horizontal);
 σ_x = tensão normal na direção x;
 σ_z = tensão normal na direção z;
 σ_y = tensão normal na direção y (vertical);
 E_x = módulo de deformação na direção x;
 E_y = módulo de deformação na direção y;
 ν_{xx} = coeficiente de Poisson que relaciona uma deformação numa direção horizontal à tensão aplicada numa outra direção horizontal normal à primeira;
 ν_{yx} = coeficiente de Poisson que relaciona a deformação na direção x associada à tensão normal atuante sob a direção y.

Reescrevendo-se a equação 4.36, obtém-se a tensão horizontal σ_x que é dada por:

$$\sigma_x = E_x \epsilon_x + \nu_{xx} \sigma_z + \nu_{yz} \frac{E_x}{E_y} \sigma_y \quad (4.37)$$

Pela expressão 4.37, constata-se que para σ_x ser mínimo deve-se ter:

$$\nu_{xx} = \nu_{yx} = 0 \quad \text{e}$$

E_x pequeno.

Assim, o módulo de deformação do aterro na direção vertical foi arbitrado com base em valores usualmente encontrados na prática para esses materiais; o módulo na direção horizontal foi admitido como sendo mil vezes menor que aquele.

O procedimento exposto nos parágrafos anteriores foi adotado também por Bell et al (1977) quando da análise por elementos finitos de um problema semelhante através do programa NONSAP ("Non Linear Structural Analysis Program"). Tal trabalho será discutido posteriormente.

No presente trabalho foram analisados aterros com alturas de 0.35 e 0.70m e com módulos de deformação verticais de 10.000, 20.000 e 40.000 kN/m². A espessura admitida para o geotêxtil foi de 5mm e vários módulos de deformação foram estudados. As cargas verticais admitidas foram de 20, 40 e 80 kN/m. A tabela 4.1 summariza os casos processados através do programa LORANE.

Na figura 4.15 apresenta-se a malha de elementos finitos utilizada (metade devido à simetria). Na discretização do meio contínuo analisado, foram utilizados elementos isoparamétricos com quatro pontos nodais para os materiais do aterro e da fundação. Para o geotêxtil foram utilizados elementos barra tipo treliça.

Por vezes, para realçar a influência da presença do geotêxtil, processaram-se casos com o módulo de deformação da fundação bastante baixos sacrificando-se um pouco a precisão do método e, provavelmente, aumentando-se a influência das restrições de fronteira na área em estudo. Todavia, em tais casos, estes efeitos influenciaram simultaneamente os aterros com e sem reforço acreditando-se, ainda, como válida e análise comparativa. Nas figuras 4.16 e 4.28 são apresentados os resultados obtidos com o programa que passam, agora, a ser discutidos.

Na figura 4.16 apresentaram-se os diversos perfis

de recalques obtidos para o aterro com 0.70m de altura em função das diversas combinações de módulos de elasticidade dos materiais envolvidos para uma das cargas verticais analisadas. Constatou-se no início da análise que a variação do módulo de deformação do aterro influenciava muito pouco a grandeza dos deslocamentos horizontais e verticais obtidos, fato este, também observado por Ramalho Ortigão (1980). Por este motivo, nesta e nas demais figuras, são apresentados os resultados para apenas um dos módulos de deformação analisados para o aterro. Constatou-se, também, que os resultados obtidos para os recalques dos aterros com e sem geotêxtil foram praticamente os mesmos para módulos de deformação da fundação superiores a 500 kN/m^2 . Como pode ser visto na figura 4.16, o único caso em que se nota uma influência maior da presença do geotêxtil é o de $E_f = 100 \text{ kN/m}^2$ e, mesmo assim, tal influência só é significativa para altos módulos de deformação do geotêxtil (2000 kN/m - que podem ser encontrados em alguns geotêxteis do tipo tecido).

Na figura 4.17 apresentam-se os deslocamentos horizontais ao longo da vertical passando pelo pé do aterro. Verifica-se só haver diferença significativa nos valores obtidos para os aterros com e sem reforço, para profundidades menores que 4.0m. Entretanto, a presença do geotêxtil influencia de maneira mais marcante a movimentação lateral superficial da fundação, como poderá ser visto a seguir.

Na figura 4.18 são apresentados os deslocamentos horizontais da superfície do terreno previstos pelo método dos elementos finitos para um dos casos rodados. Conclui-se ser marcante a influência na movimentação superficial lateral. Verifica-se, também, ser tal movimentação bastante afetada pelo

valor de módulo de deformação do geotêxtil. Como no caso dos recalques, a influência é mais marcante nas fundações mais com pressíveis.

Na figura 4.19 apresentam-se as distribuições de esforços de tração no geotêxtil para diversos casos processados com o aterro de 0.7m de altura. Observa-se que o esforço é máximo ligeiramente à esquerda do ponto de aplicação da carga vertical, tendendo a diminuir a medida que se aproxima do pé do aterro. Deve-se observar, também, que esse esforço deveria ser nulo ao pé do aterro, e que não acontece devido à continuidade entre os elementos. Outro fato a ser notado é que a distribuição de esforços de tração prevista pelo método dos elementos finitos, e que parece ser a mais realista, está em desacordo com a prevista pelo método aproximado de Nieuwenhuis (1977), onde o esforço máximo ocorre justamente no pé do aterro. Esta e outras diferenças entre as duas abordagens serão mais discutidas posteriormente.

Na figura 4.20 apresenta-se a variação do esforço de tração máximo no geotêxtil com o módulo de deformação da fundação. Tal figura enfatiza a maior solicitação da manta quando instalada sobre fundações mais compressíveis.

Na figura 4.21 apresenta-se a variação do recalque máximo encontrado em função da carga vertical aplicada pela roda do veículo. Nota-se, também, nesta figura, a pequena influência da presença do geotêxtil na redução dos recalques.

Os resultados para o aterro com 0.35m de altura são apresentados na figura 4.22 a 4.28 e agora passam a ser discutidos.

Nas figuras 4.22 e 4.23 são apresentados os resultaos

dos para os recalques e para os deslocamentos horizontais superficiais no aterro com 0.35m de altura. Para esta nova geometria, também valem os comentários feitos anteriormente para o aterro de 0.7m de altura. Os recalques só são significativamente influenciados para módulos elevados do geotêxtil ($E_G > 1000 \text{ kN/m}$). Os deslocamentos horizontais são marcadamente influenciados pela presença da manta.

A variação do esforço de tração ao longo do geotêxtil pode ser vista na figura 4.24 e apresenta as mesmas características apresentadas pelo aterro mais alto.

A figura 4.25 apresenta a variação da redução percentual nos recalques máximos com o módulo de deformação do geotêxtil para uma fundação bastante compressível ($E_f = 100 \text{ kN/m}^2$). Verifica-se que para ambas as alturas analisadas a redução máxima, que ocorre para grandes módulos do geotêxtil é inferior a 24%. Para módulos típicos de geotêxteis não-tecidos atualmente encontrados ($E_G < 200 \text{ kN/m}$), a redução percentual prevista é inferior a 4%. Todavia, a redução no deslocamento superficial máximo é bastante afetada pelo valor do módulo de deformação do geotêxtil. Tal pode ser visto na figura 4.26 onde a redução em um dos casos rodados ultrapassou a 50%. Atribui-se tais resultados ao fato de que o programa empregado só permite considerar materiais elásticos lineares e não admite descontinuidade entre os elementos do aterro, geotêxtil e fundação. Assim, não há deslocamento relativo entre os três materiais, o que pode não corresponder a realidade.

Para as duas alturas de aterro estudadas tentou-se simular um efeito de ancoragem externa do geotêxtil através da colocação de um vínculo elástico no pé do aterro. Tal vínculo

culo foi simulado por uma mola com constante de rigidez e comportamento mecânico obedecendo a lei de Hooke. Os resultados não foram satisfatórios, uma vez que a redução percentual nos recalques máximos para os dois aterros analisados foi de apenas 20% para os maiores valores da constante da mola e para a fundação mais compressível ($E_f = 100 \text{ kN/m}^2$). As variações dos recalques máximos com a rigidez da mola, para um dos casos analisados, são apresentadas nas figuras 4.27 e 4.28.

Nos itens seguintes são feitos comentários e críticas aos métodos teóricos apresentados.

4.2.3 - CONCLUSÕES E CRÍTICAS SOBRE A PREVISÃO DO COMPORTAMENTO DE ATERROS REFORÇADOS COM GEO TEXTEIS POR MÉTODOS TEÓRICOS

No que diz respeito ao método aproximado apresentado por Nieuwenhuis, algumas hipóteses feitas quando da demonstração teórica fazem com que seus resultados finais sejam muito otimistas. Isso se deve, por exemplo, a não consideração do equilíbrio na direção horizontal e às hipóteses de não existência de atrito. Também não são levadas em conta os acréscimos de tensões normais horizontais e de tensões cissalhantes induzidas pela carga vertical proveniente do pneumático do veículo.

Outro aspecto a ser comentado na solução proposta por Nieuwenhuis é o fato do autor utilizar como esforço de reação da fundação sobre o aterro, pressões dadas pela hipótese de Winkler, que tem sido bastante criticada pela sua fuga às concepções reais de relação tensão x deformação e, princi-

palmente em solos fracos, para os quais a solução de Nieuwenhuis foi proposta.

Devido à admissão de hipóteses que conduzem a um estado de tensões irreal sobre o elemento geotêxtil, a solução de Nieuwenhuis pode conduzir a distribuição de tensões sobre a manta incorreta. Isso é evidenciado pelo fato de que, por esta solução, o máximo esforço de tração ocorrer num ponto onde o seu valor deveria ser nulo, isto é, no pé do aterro (admite-se o aterro reforçado sem ancoragem externa do geotêxtil). Devido a isso, para um mesmo módulo de deformação do geotêxtil, a redução dos recalques e os esforços de tração obtidos pela solução de Nieuwenhuis são bem maiores que os obtidos pelo método dos elementos finitos.

Quanto à análise pelo Método dos Elementos Finitos, há a desvantagem devido à utilização de um programa que só permite materiais com comportamento elástico linear. Além disso, o programa não reproduz perfeitamente a interação entre o aterro, o geotêxtil e a fundação uma vez que a versão do programa LORANE utilizada não leva em conta as descontinuidades entre os elementos. Nada impede, no campo, de haver deslocamentos relativos entre os três materiais. Esse comportamento seria melhor abordado com a utilização de elementos juntas. Não obstante tais limitações, o método fornece resultados mais coerentes e aceitáveis de comportamento de aterros reforçados com geotêxteis que a solução de Nieuwenhuis (1977).

Os resultados obtidos pelo método dos elementos finitos indicam não haver diminuição significativa nos recalques do aterro reforçado para os módulos de deformação de geotêxteis usualmente encontrados. A maior contribuição, neste sen-

tido, ocorre para elevados módulos de geotêxteis e fundações muito compressíveis. Nesse caso, entretanto, seria certamente marcante o efeito da não-linearidade que não foi simulado pelo programa LORANE. Todavia, a análise indicou uma marcante diminuição na movimentação lateral do aterro reforçado. Acredita-se que isso se deva ao fato de que, quando o geotêxtil se desloca verticalmente, devido à continuidade entre os elementos, o mesmo restringe a movimentação dos elementos superficiais.

A distribuição de esforços de tração na manta previstos pelo método dos elementos finitos parece ser bem mais coerente. O esforço é máximo próximo à abcissa do ponto de aplicação da carga vertical, isto é, na região de maior deslocamento vertical, e diminuindo sensivelmente à medida que se aproxima do pé do aterro. Os esforços obtidos, e por conseguinte as deformações específicas, foram bastante baixos, muito aquém dos valores de ruptura encontrados em ensaios de laboratório.

Na figura 4.29 apresenta-se a variação da redução percentual nos recalques máximos com a rigidez da fundação para as duas soluções apresentadas neste capítulo. Como cada uma das soluções admite parâmetros de rigidez da fundação diferentes (módulo de elasticidade no Método dos Elementos Finitos e módulo de reação na solução de Nieuwenhuis), a comparação entre as duas só é possível admitindo-se uma relação entre essas duas grandezas. Na figura 4.29 a escala horizontal se refere ao valor de E ou K conforme a solução abordada. O objetivo da figura é somente realçar as diferenças de resultados movidas pelas hipóteses de cada método e, qualquer que se

ja a relação entre o módulo de elasticidade e o módulo de reação da fundação, conclui-se daí que a solução de Nieuwenhuis parece superestimar a contribuição do geotêxtil na diminuição dos recalques do aterro reforçado. No item seguinte são apresentados alguns dados de projeto de estradas vicinais bem como alguns resultados de ensaios de laboratório e de campo sobre a utilização de geotêxteis com a finalidade de reforço encontrados na bibliografia.

4.2.4 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA SOBRE PROJETO DE ESTRADAS VICINAIS E DESEMPENHO DE ATERROS REFORÇADOS COM GEOTÊXTIL

A altura de aterro de estradas de acesso ou vicinais, sem reforço, é obtida, em geral, através da experiência de projetista ou através de estimativa teórica pela utilização de expressões empíricas ou semi-empíricas.

Greenstein (1979) baseando-se na teoria da Plasticidade e em experiências de campo, obteve para altura de agregado que compõe o aterro, a expressão abaixo:

$$H = 9.5 - 22.5 \log(CBR_f) + 6.6 \log(N) \quad (4.38)$$

onde:

H = altura de agregado (cm);

CBR_f = Índice Suporte Califórnia do material de fundação (%);

N = número de passadas de veículos.

com:

$$6\% \leq CBR_s \leq 30\%$$

$$20 \times 10^3 \leq N \leq 1000 \times 10^3$$

$$H \geq 10\text{cm}$$

Tráfego de veículos com eixo simples e roda dupla com 80 kN de carga por eixo.

Greenstein (1979) não recomenda a utilização da expressão 4.38 para valores de parâmetros fora dos limites estabelecidos acima devido à falta de conhecimento prático que justifique tal extração. O número de passadas N a utilizar é o valor para o qual admite-se a ruptura da estrada, caracterizada pelo aparecimento de sulcos superficiais, sob as bandas de rodagem dos veículos, com cerca de 5.0 a 7.5cm de profundidade.

Ahlvin & Hammitt (1975) apresentam a expressão abaixo para o cálculo da altura de aterro granular, sem reforço, baseada em experiências do Corpo de Engenheiros do Exército Americano:

$$H = \frac{p^{0.6324} \quad P^{0.2148} \quad N^{0.2394}}{p^{1.02165} \quad CBR_f^{0.4028} \quad CBR_a^{0.3140}} \quad (4.39)$$

onde:

p = pressão de calibragem dos pneus;

P = carga atuante;

N = número de coberturas (*);

NOTA: (*) - Diz-se que uma trilha sofreu a cobertura de uma carga quando já houve um número de passadas tal que todos os pontos da trilha entraram em contato com a carga em questão. Em estradas em que os veículos trafegam predominantemente sobre a mesma trilha, o número de coberturas se confunde com o número de passadas.

CBR_f = Índice de Suporte Califórnia do solo de fundação;

CBR_a = Índice Suporte Califórnia do agregado.

Lamentavelmente, na expressão 4.39, os autores não fornecem as unidades a serem empregadas nem esclarecem se a carga vertical P é atuante sobre o eixo ou sobre roda. Todavia, devido às unidades empregadas ao longo do trabalho, há evidências que tais unidades sejam as seguintes: p - lb/in^2 ; P (provavelmente por eixo) - Kips; CBR_f e CBR_a em % e H em polegadas (**). Os autores afirmam também que, com boa aproximação, a altura da estrada de acesso pode ser admitida como 85% do valor obtido convencionalmente para a altura do pavimento flexível dimensionado para as mesmas condições de carga e tráfego.

Turnbull et al (1962) apresentam a expressão abaixo para o cálculo da altura de pavimentos asfálticos baseado em experiências do Corps of Engineers. Entretanto, sua utilização é frequente no dimensionamento de estradas vicinais nos EUA (Ahlvin & Hammitt, 1975 e Medina, 1981):

$$H = \sqrt{P \left(\frac{135.86}{CBR_f} - \frac{2.053}{p} \right)} \quad (4.40)$$

onde:

H = altura de aterro compactado (cm);

P = carga atuante sobre a roda do veículo (kN);

p = pressão de contato entre o pneumático e a superfície do aterro (kN/m^2);

CBR_f = Índice de Suporte Califórnia da fundação.

NOTA: (**) - $1 lb/in^2 = 6.895 kN/m^2$; $1 lb = 0.004448 kN$; $1 Kip = 1.000 lb = 4.448 kN$

É importante observar que a expressão 4.40 admite uma vida útil da estrada de 5.000 passadas. Para números de passadas diferentes, Turnbull et al (1962) recomendam a multiplicação da altura obtida por esta expressão por um coeficiente de correção dado pela figura 4.30, em função da vida útil da estrada.

Embora o assunto seja recente, o dimensionamento de aterros reforçados com geotêxtil já dispõe de algumas recomendações oriundas de pesquisas desenvolvidas.

No que diz respeito à ruptura generalizada do aterro e da fundação, Broms (1977) sugere que a geometria do aterro reforçado com geotêxtil apresente um fator de segurança mínimo de 1.3 a 1.5.

No que se refere ao dimensionamento da altura de aterro compactado reforçado com geotêxtil, DuPont (1980) sugere a utilização da expressão 4.40 empregando-se uma pressão de contato de pneumático de 690 kN/m^2 e adicionando-se ao CRB da fundação mais 4%, devido à presença do geotêxtil.

Os requisitos para as características de material de aterro no procedimento sugerido por DuPont (1980) são as seguintes: o material passando na peneira nº 200 deve ser no máximo 25% e no mínimo 15% em peso; os finos passando na peneira nº 4 devem ter um Limite de Liquidez inferior a 30 e um Índice de Plasticidade inferior a 6; o agregado deve ter uma graduação uniforme da menor à maior partícula.

É interessante observar que são muito importantes, no desempenho do conjunto aterro-geotêxtil, as características mecânicas do material de aterro empregado na construção da estrada. Além das recomendações de DuPont (1980) apresentadas

no parágrafo anterior, apresenta-se na figura 4.31 a faixa granulométrica do material de aterro recomendada pela companhia Mirafi (1980). Todavia, muitas vezes não se dispõe do material tecnicamente indicado. É o caso, por exemplo, do material de aterro utilizado nas seções testes instrumentadas no presente trabalho. Já que este material dista consideravelmente da faixa granulométrica recomendada, será interessante observar o comportamento do aterro reforçado nestas condições.

Comumente encontram-se nos catálogos ou manuais de utilização de geotêxteis, gráficos para a obtenção da altura de aterro reforçado em função da resistência ao cisalhamento da fundação e da carga por eixo do veículo. Esses gráficos apresentam, também, a curva para obtenção da altura de aterro sem reforço. Infelizmente, grande parte dos manuais não apresenta maiores detalhes sobre a obtenção de tais curvas. O requisito a respeito do material de aterro é que seja composto de agregado bem graduado. Assim, caso se utilizem tais gráficos no dimensionamento do aterro, deve-se atentar para as características dos materiais envolvidos e agir com bom senso, independentemente do resultado obtido no gráfico. Nas figuras 4.32 e 4.33 são apresentados gráficos de dimensionamento obtidos através de pesquisas coordenadas pelo Professor George E. Sowers, que são fornecidos nos catálogos da Monsanto (empresa que fabrica, nos EUA, o geotêxtil Bidim). Segundo Vertematti (1980), as curvas desta figura podem ser extrapoladas, de maneira aproximada, para o geotêxtil Bidim fabricado no Brasil.

Vários pesquisadores (tais como: Bell, 1977; Barvashov et al, 1977; Morel et al, 1977; etc...) têm tentado avaliar o comportamento de aterros granulares reforçados com geotêx-

teis através de ensaios de campo e laboratório. O ensaio escolhido para essas experiências é, em geral, o ensaio de placa usualmente empregado no estudo de capacidade de carga de fundações. Em laboratório, podem-se empregar modelos reduzidos construídos em grandes recipientes. Tanto nos ensaios de campo como nos ensaios de laboratório, vários autores tentaram obedecer ao procedimento usual do ensaio, embora, por vezes, tenham sido feitas algumas alterações devido à baixa capacidade de suporte do solo de fundação. O esquema geral desses ensaios pode ser visto na figura 4.34.

Os resultados de ensaios de placa têm sido um tanto contraditórios, uma vez que alguns autores afirmam haver diminuição dos recalques nos aterros reforçados ao passo que outros negam isto. Num consenso geral, a curva pressão aplicada na placa versus recalque, usualmente obtida nesse ensaio, é semelhante à apresentada na figura 4.35. Os resultados obtidos na bibliografia estão apresentados sumariamente, na tabela 4.2 onde aparecem, também, as características geométricas dos ensaios, associados à figura 4.34.

Uma conclusão comum a todos os ensaios apresentados na tabela 4.2 é que o aterro reforçado apresenta uma diminuição nos recalques quando se está próximo à ruptura do conjunto, uma vez que, nesse instante, as deformações já são grandes o suficiente para mobilizar esforços de tração significativos no geotêxtil. Isto leva à conclusão que a presença do geotêxtil aumenta a capacidade de carga do conjunto, o que pode ser visualizado, também, através da figura 4.35.

Deve-se notar, com surpresa, o elevado decréscimo de 40% nos recalques obtido por Barvashov et al (1977) quando

da utilização de geotêxtil pré-tensionado inicialmente com cerca de 1.5% da carga de ruptura, o que parece ser um pré-tensionamento muito pequeno.

Quanto a experiências de campo, interessantes resultados foram obtidos por Bell et al (1977) na instrumentação de uma estrada vicinal submetida a intenso tráfego de caminhões. O trabalho resultou da instrumentação de várias seções testes, com e sem reforço, de um aterro granular sobre solo turfoso. O material da fundação tem uma profundidade de 2.7m, resistência não-drenada média obtida através de ensaios de palheta de 12 kN/m^2 e umidade em torno de 960%. O geotêxtil utilizado foi do tipo não-tecido de polipropileno (Fibretex) com resistência à tração entre 11.9 e 13.3 kN/m e com deformações na ruptura entre 100 e 200%. O material que compunha o aterro era granular com granulometria que variava desde areia grossa até blocos de rocha de 1.20m de diâmetro equivalente. As alturas de aterro variaram entre 0.9 e 2.4m. Foram estudadas, ao todo, 13 seções em que a largura da base do aterro variou entre 2.0 e 6.5m, aproximadamente.

A instrumentação utilizada por Bell et al (1977) consistiu de placas de recalque para a medição dos deslocamentos verticais. Para as medições de deformações no geotêxtil foram utilizados extensômetros elétricos formados por circuitos que se partem a determinadas deformações específicas atingidas pelo trecho da manta em que estão instalados. Assim, por esse procedimento de medição, a precisão na obtenção da deformação no geotêxtil será maior quanto maior for o número destes circuitos instalados no ponto de medição.

Na análise teórica por elementos finitos os autores

utilizaram o programa NONSAP (Bathe et al, 1974) cuja geometria analisada e discretização do meio são apresentadas na figura 4.36. A análise conduzida por Bell et al (1977) não indicou contribuição do geotêxtil na diminuição dos recalques do aterro reforçado e os demais resultados obtidos foram bastante semelhantes aos obtidos com o programa LORANE (Ferrante et al, 1977) no presente trabalho.

Como conclusão do trabalho, os autores afirmam que a principal contribuição do geotêxtil foi evitar rupturas localizadas na fundação. Tal fato foi evidenciado pela economia de 28% de material de aterro obtida. Nas seções onde não ocorreram rupturas localizadas, as deformações dos aterros com e sem reforço foram praticamente as mesmas. Outra interessante observação feita pelos autores foi a verificação de terem ocorrido deformações por fluência na manta durante 3 meses sob carga constante. Tal fato vem confirmar o que foi dito em capítulo anterior sob a maior susceptibilidade das mantas de polipropileno à fluência.

Morel et al (1977) realizou trabalho semelhante ao citado no parágrafo anterior para verificar a influência da presença de geotêxtil na diminuição da altura do material de aterro. Neste trabalho foram analisadas várias seções testes de um aterro sobre solo silto-argiloso de baixa resistência. O único dado referente à resistência da fundação, fornecido pelos autores, é que o CBR é nulo. Foram utilizados geotêxteis do tipo tecido (Stabilenka) e não-tecido (Bidim). O material do aterro era composto de agregado bem graduado, tendo sido testadas alturas de aterro de 0.30, 0.50 e 0.70m. O aterro foi submetido à passagem de caminhões

carregados com cerca de 130 kN/por eixo. Os autores concluíram, através de resultados comparativos entre seções com e sem reforço, que não foi possível diminuir a altura de material granular devido à presença de geotêxtil. Em todas as seções estudadas, independente do tipo de geotêxtil empregado, foram observados deslocamentos verticais elevados sob as bandas de rodagem dos caminhões.

Koerner & Welsh (1980) citam a experiência do Corpo de Engenheiros do Exército Americano que construiu um aterro experimental de 61m de comprimento por 3.6m de largura sobre uma fundação argilosa com CBR entre 0.7 e 1.0 até 0.25m de profundidade, e entre 1.0 e 2.3 entre 0.25 e 0.50m de profundidade. O tráfego que solicitou o aterro foi composto de caminhões com eixo simples e rodas duplas tendo 80 kN de carga por eixo. O aterro foi construído com pedra britada com 0.36m de altura. Dois geotêxteis foram testados, sendo um do tipo não-tecido (Bidim - 400 g/m²) e o outro do tipo tecido (T - 16 - 630 g/m²) Através das medições, constatou-se que a seção sem reforço apresentou sulcos na superfície do aterro, sob a faixa de rolamento, de 0.28m após 200 passadas do caminhão. No trecho com geotêxtil do tipo não-tecido, esses sulcos foram atingidos com 2.500 passadas e no reforçado com geotêxtil tecido, com 37.000 passadas. Assim, através da utilização da figura 4.30, já apresentada, para os números de passadas obtidos para uma mesma trilha de 0.28m de profundidade, os autores concluíram que a economia, em volume de material de aterro, no trecho reforçado com geotêxtil não-tecido foi de, aproximadamente, 27% e no reforçado com geotêxtil tecido de, aproximadamente, 48%.

Dos resultados de experiências de campo apresentadas até o presente momento, já se pode concluir algo a respeito da importância das características mecânicas do material de aterro, como comentado em parágrafo anterior. Aterros compostos de elementos de rocha ou cascalho terão um comportamento mais rígido e, devido a sua maior possibilidade de se infiltrar na fundação mole, a contribuição do geotêxtil, em termos de economia de material de aterro, será provavelmente maior. Os trabalhos já citados do Corps of Engineers (Koerner & Welsh, 1980) obtendo 27% e 48% de economia e de Bell et al (1977) obtendo 28% de economia, parecem confirmar isto. Em aterros cujo material é mais fino, o desempenho do aterro e do geotêxtil provavelmente não será tão bom (como correu no trabalho desenvolvido por Morel et al (1977)).

Nos capítulos posteriores são apresentados os dados relevantes para o estudo do comportamento das seções testes instrumentadas no presente trabalho.

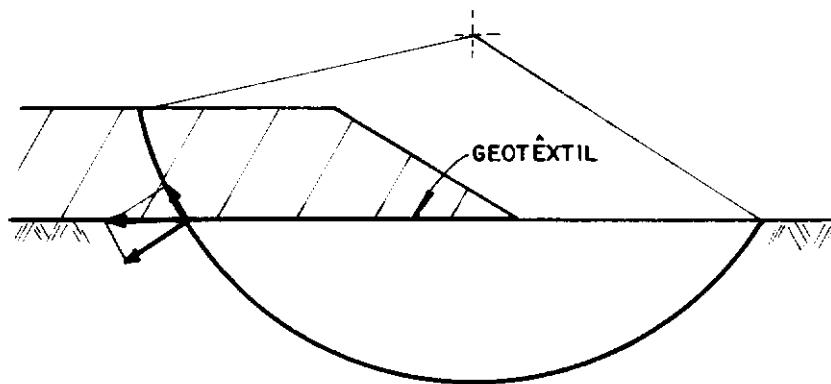


FIG. 4.1 — CONTRIBUIÇÃO DO GEOTÊXTIL AO AUMENTO DO FATOR DE SEGURANÇA DA OBRA

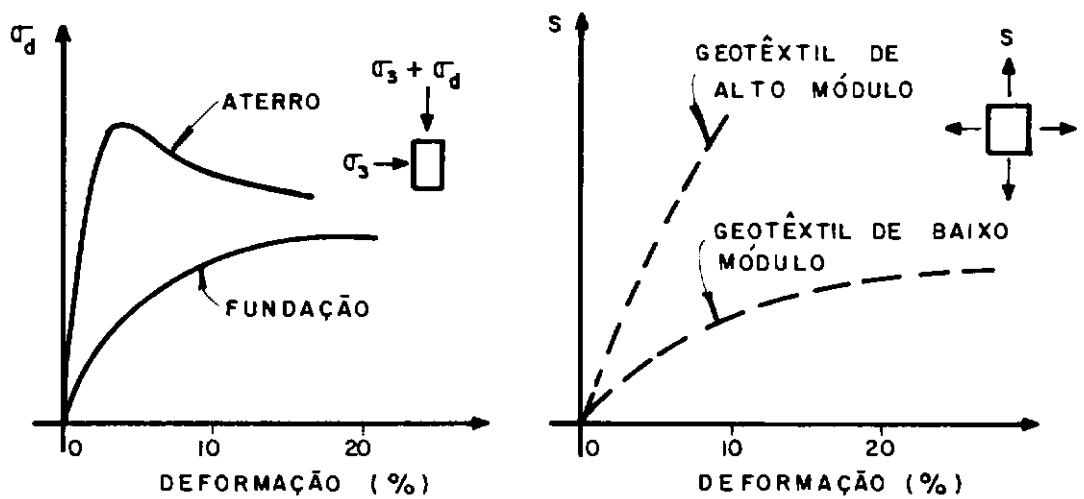


FIG. 4.2 — COMPORTAMENTOS TENSÃO x DEFORMAÇÃO TÍPICOS DOS MATERIAIS: ATERRO, FUNDAÇÃO E GEOTÊXTIL

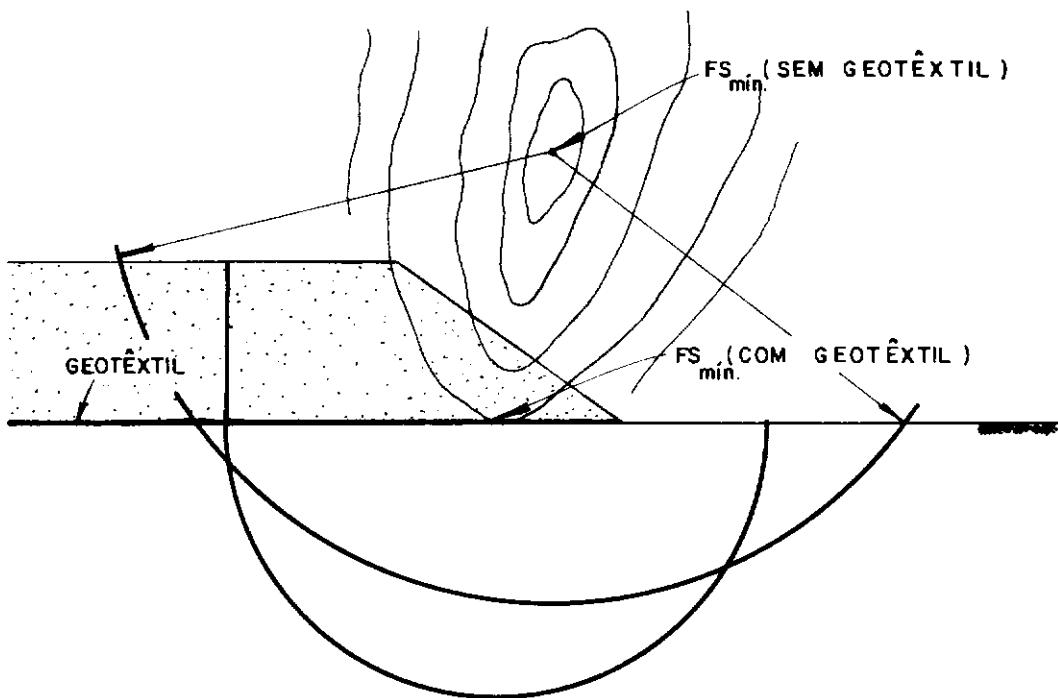


FIG. 4.3 — POSICIONAMENTO DO CENTRO COM FATOR DE SEGURANÇA MÍNIMO COM E SEM GEOTÊXTIL — APUD BROMS (1977)

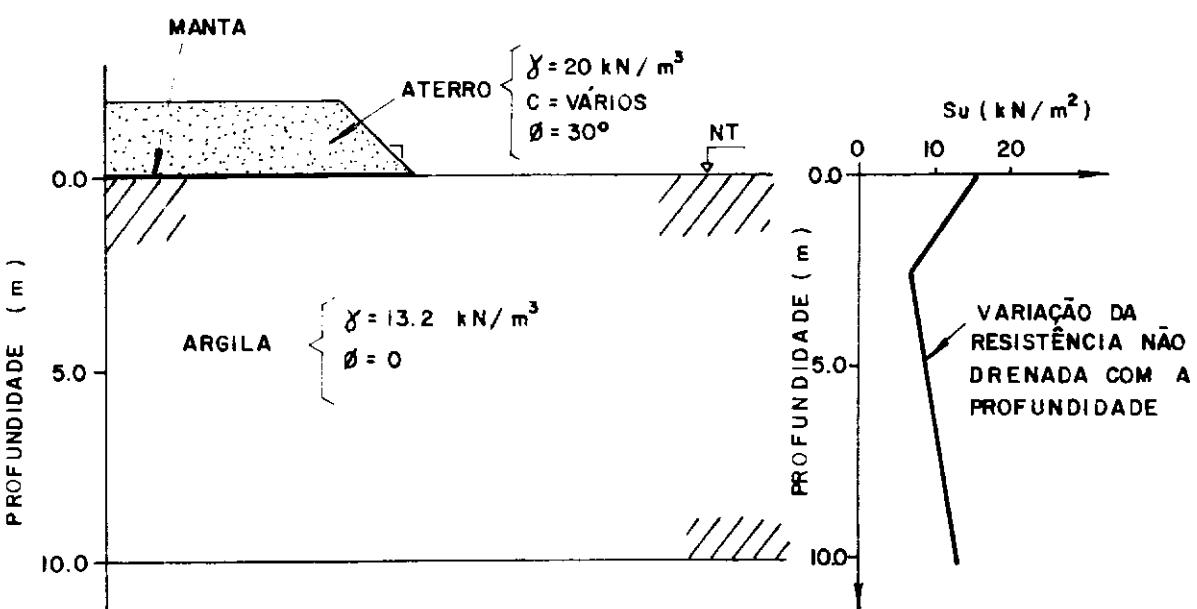


FIG. 4.4 — ESQUEMA DA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE ATERRO REFORÇADO COM GEOTÊXTIL — PROGRAMA BISPO

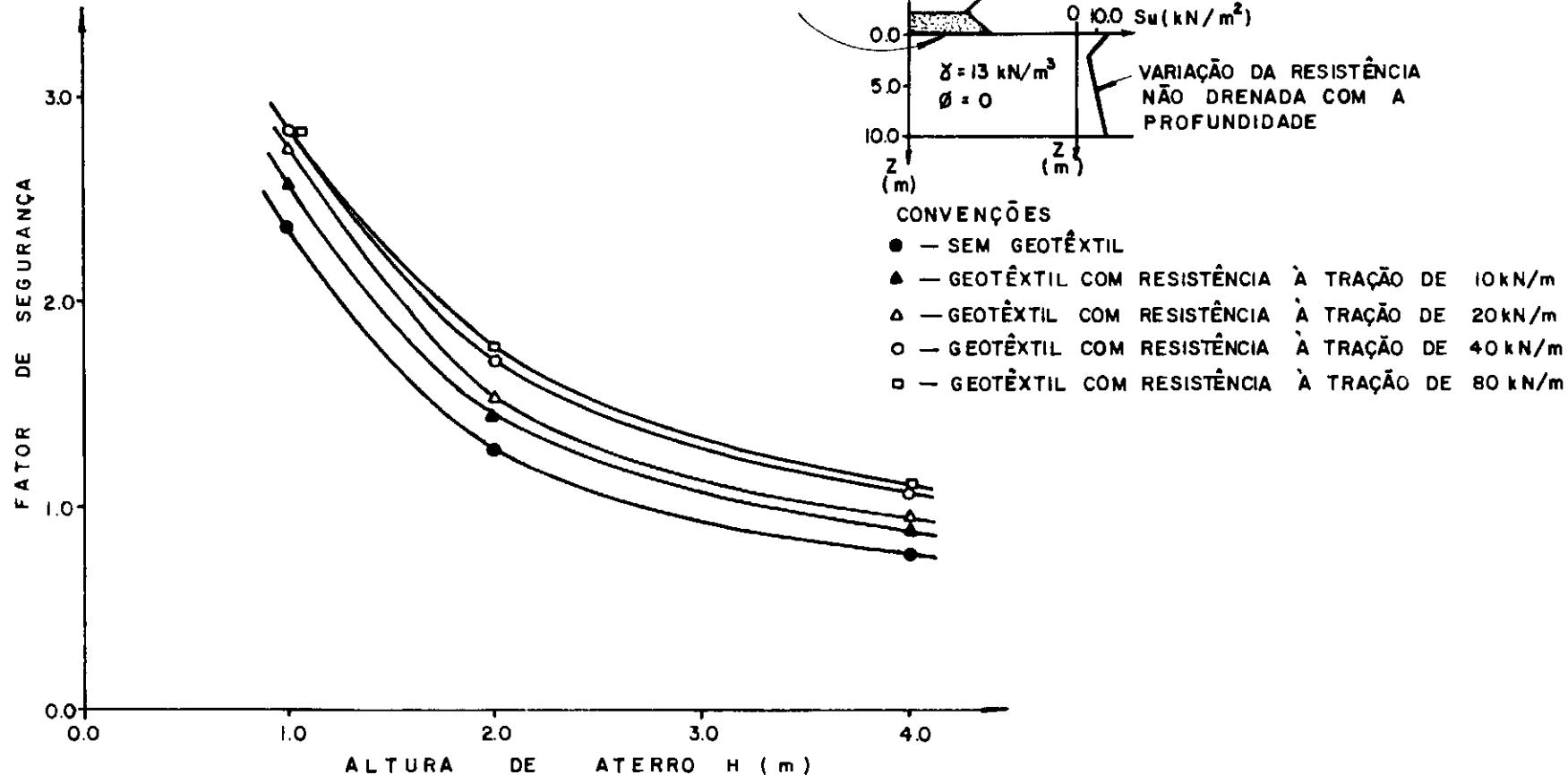


FIG. 4.5 — VARIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA CONTRA O DESLIZAMENTO PELO MÉTODO DE BISHOP COM A ALTURA DO ATERRO PARA DIVERSAS RESISTÊNCIAS À TRAÇÃO DO GEOTÊXTIL

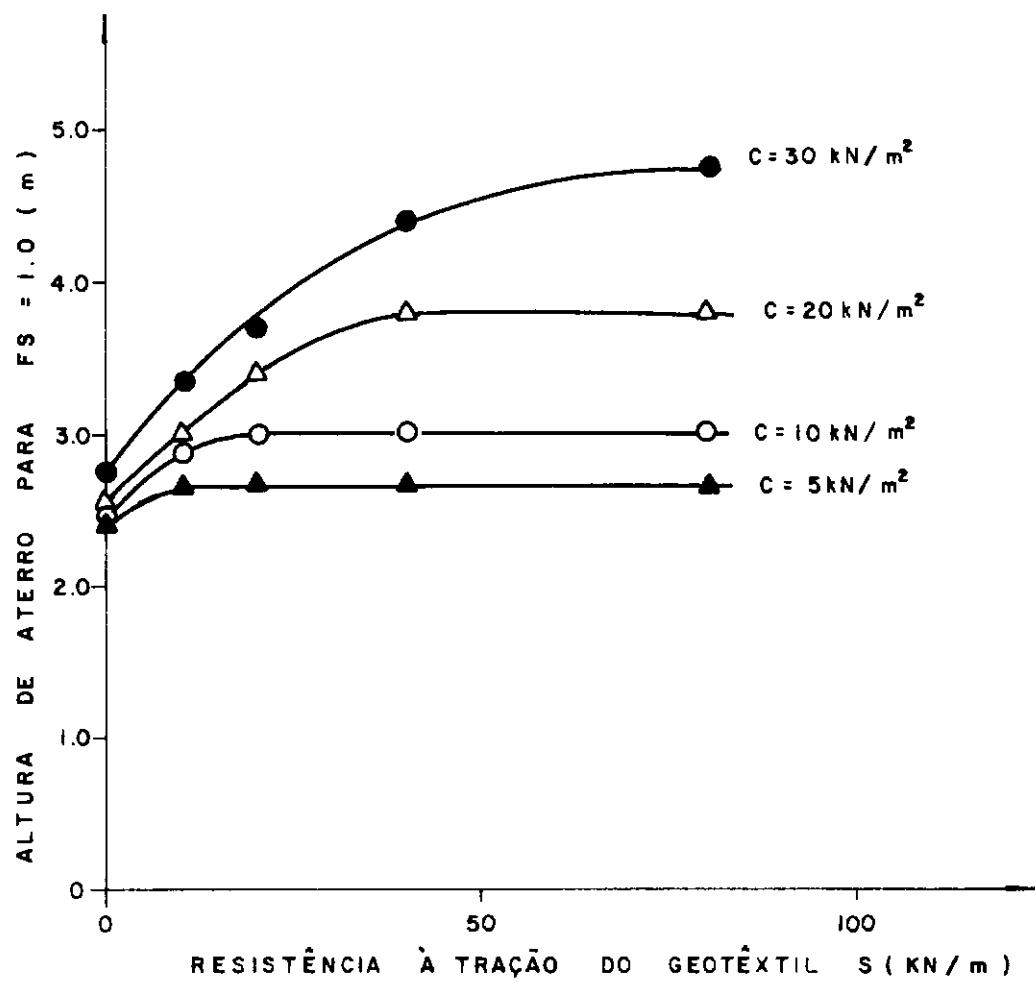
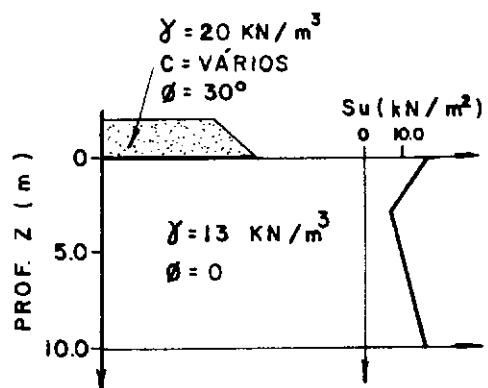


FIG. 4.6 – ALTURA DE ATERRO PARA FATOR DE SEGURANÇA UNITÁRIO VERSUS RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DO GEOTÊXTIL

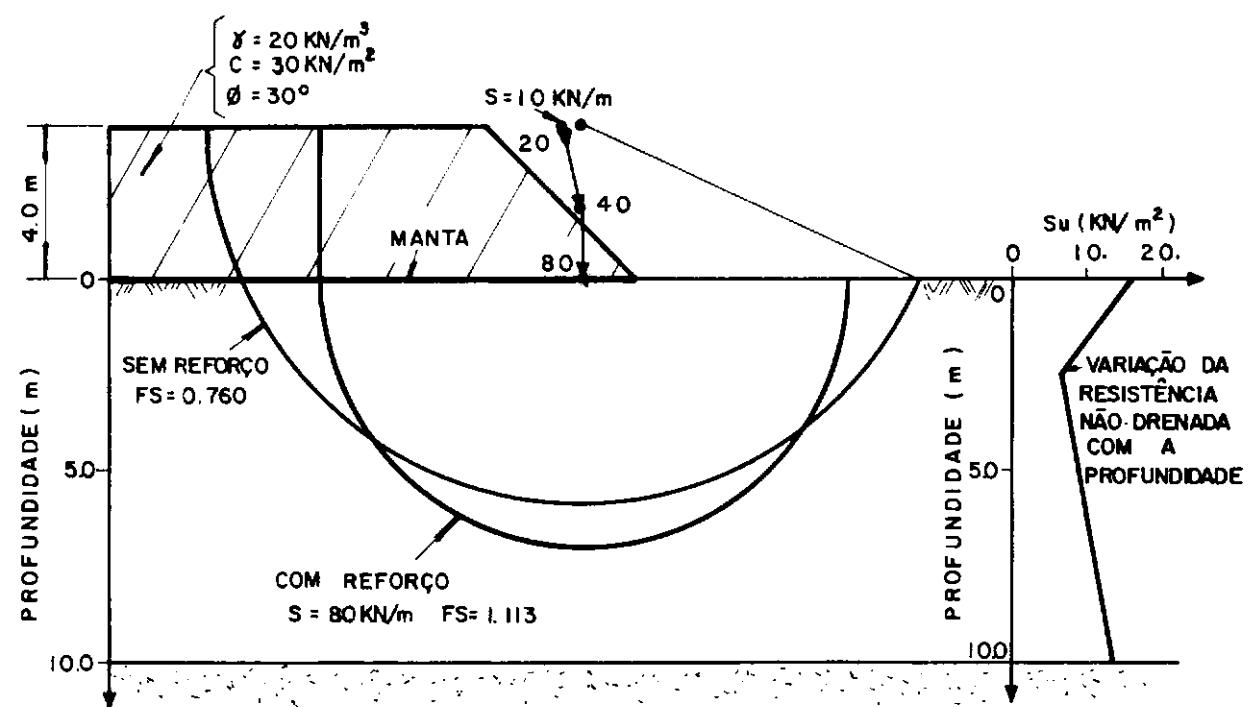


FIG. 4.7 — DESLOCAMENTO DO CENTRO DO CÍRCULO DE MÍNIMO FATOR DE SEGURANÇA EM FUNÇÃO DA RESISTÊNCIA DA MANTA GEOTÊXTIL INSTALADA

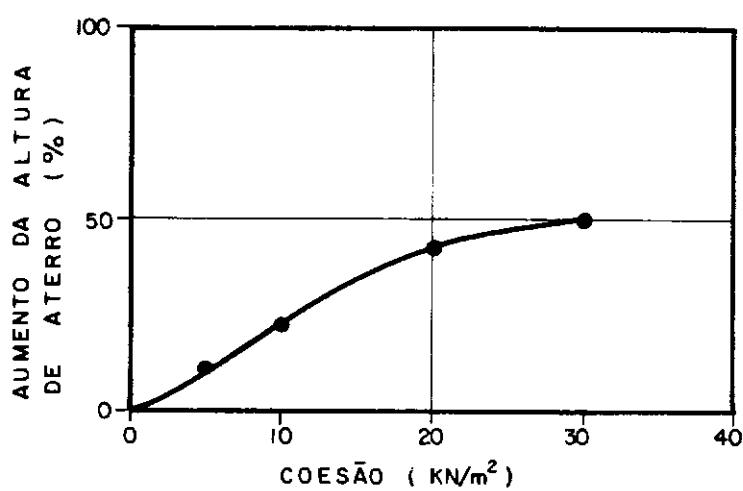


FIG. 4.8 – AUMENTO DE ALTURA DE ATERRO COM
A COESÃO PARA UM GEOTÊXTIL INSTALADO
COM RESISTÊNCIA DE 30 KN / m

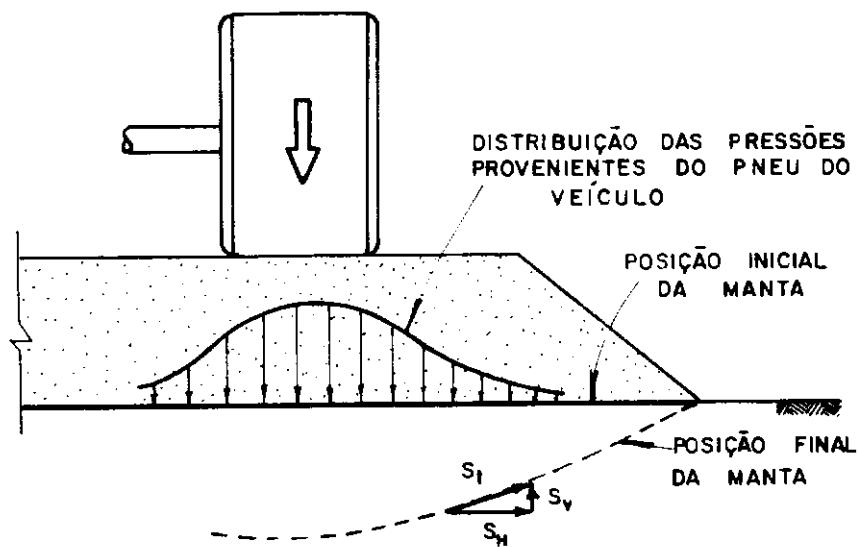


FIG. 4.9 — ESQUEMA DA CONTRIBUIÇÃO DO GEOTÊXTIL AO REFORÇO DE ATERRO DE BAIXA ALTURA

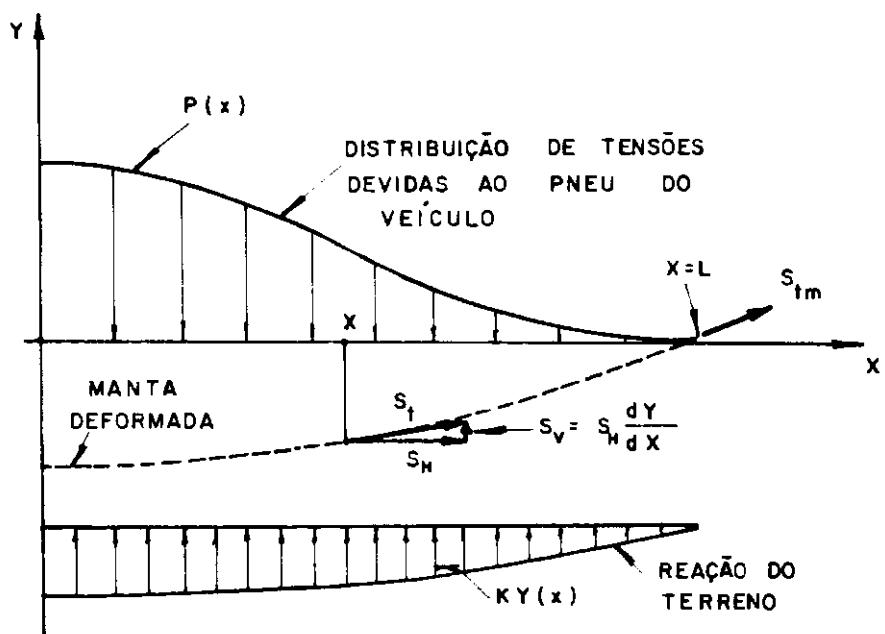


FIG. 4.10 — DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES ATUANTES NA ABORDAGEM APROXIMADA DE NIEUWENHUIS

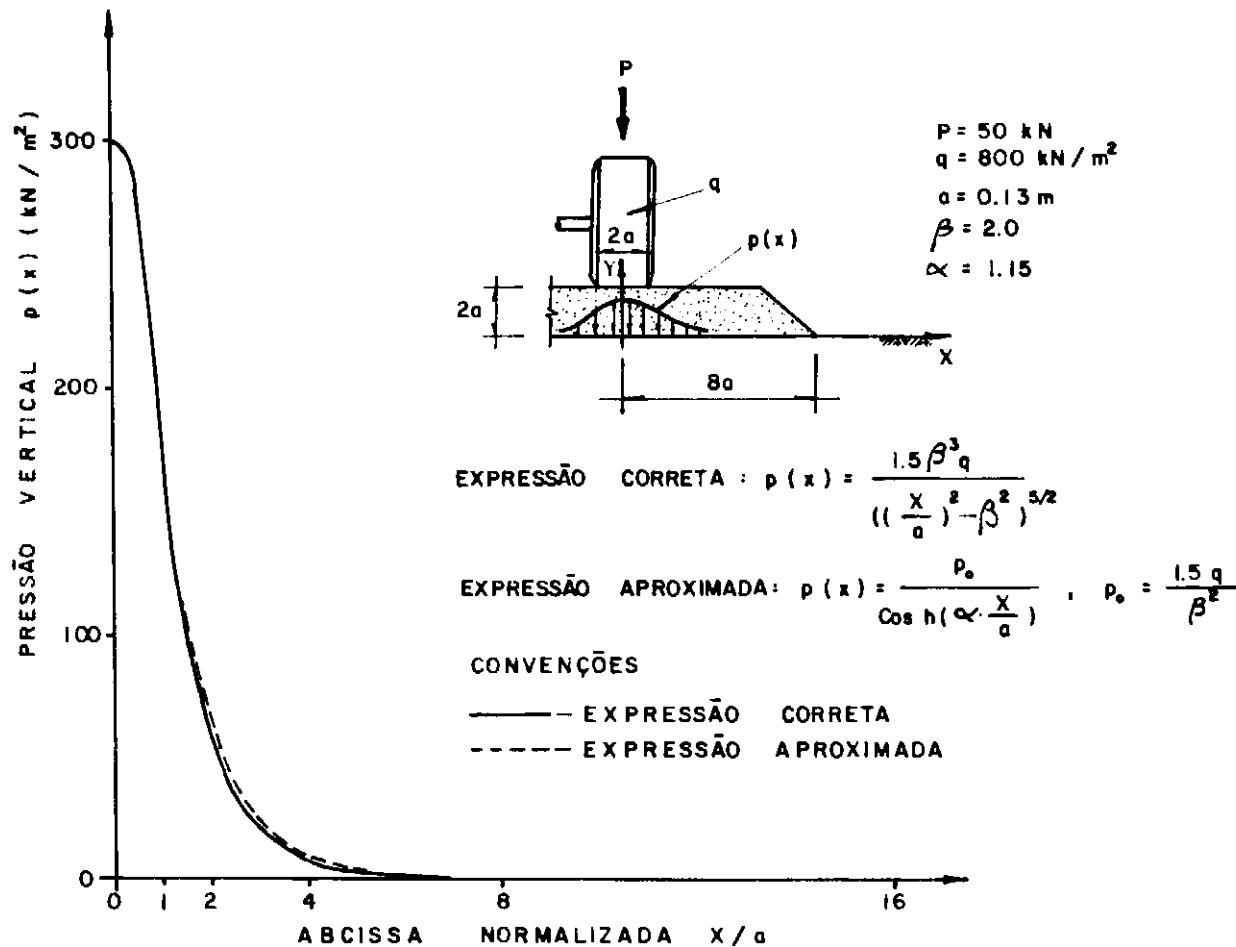


FIG. 4.II — EXEMPLO ILUSTRATIVO DA QUALIDADE DA APROXIMAÇÃO PROPOSTA POR NIEUWENHUIS

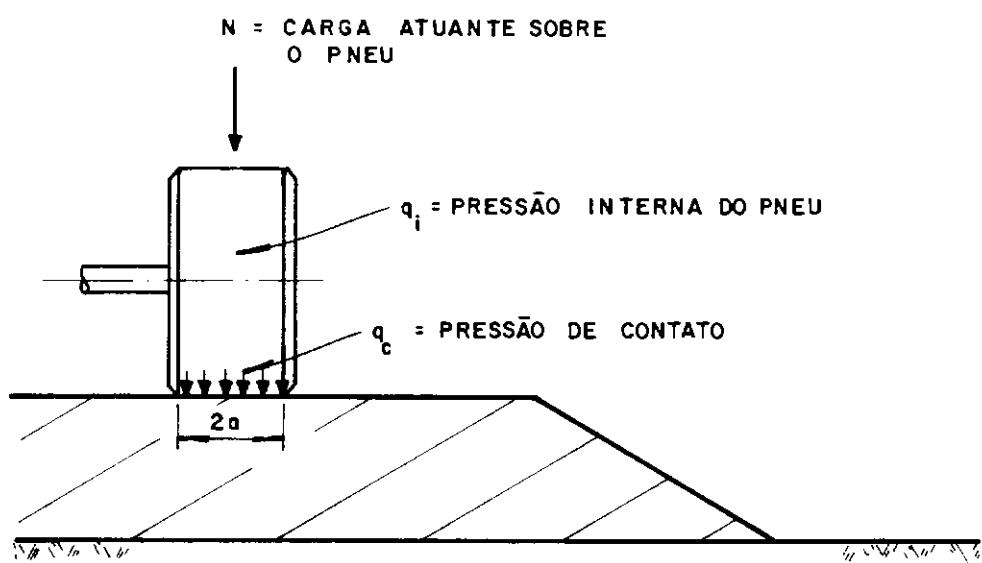


FIG. 4.12 — ESQUEMA PARA A OBTENÇÃO DO RAIO a DA SUPERFÍCIE DE CONTATO ENTRE O PNEU E O ATERRO

CONDIÇÕES DO PROBLEMA

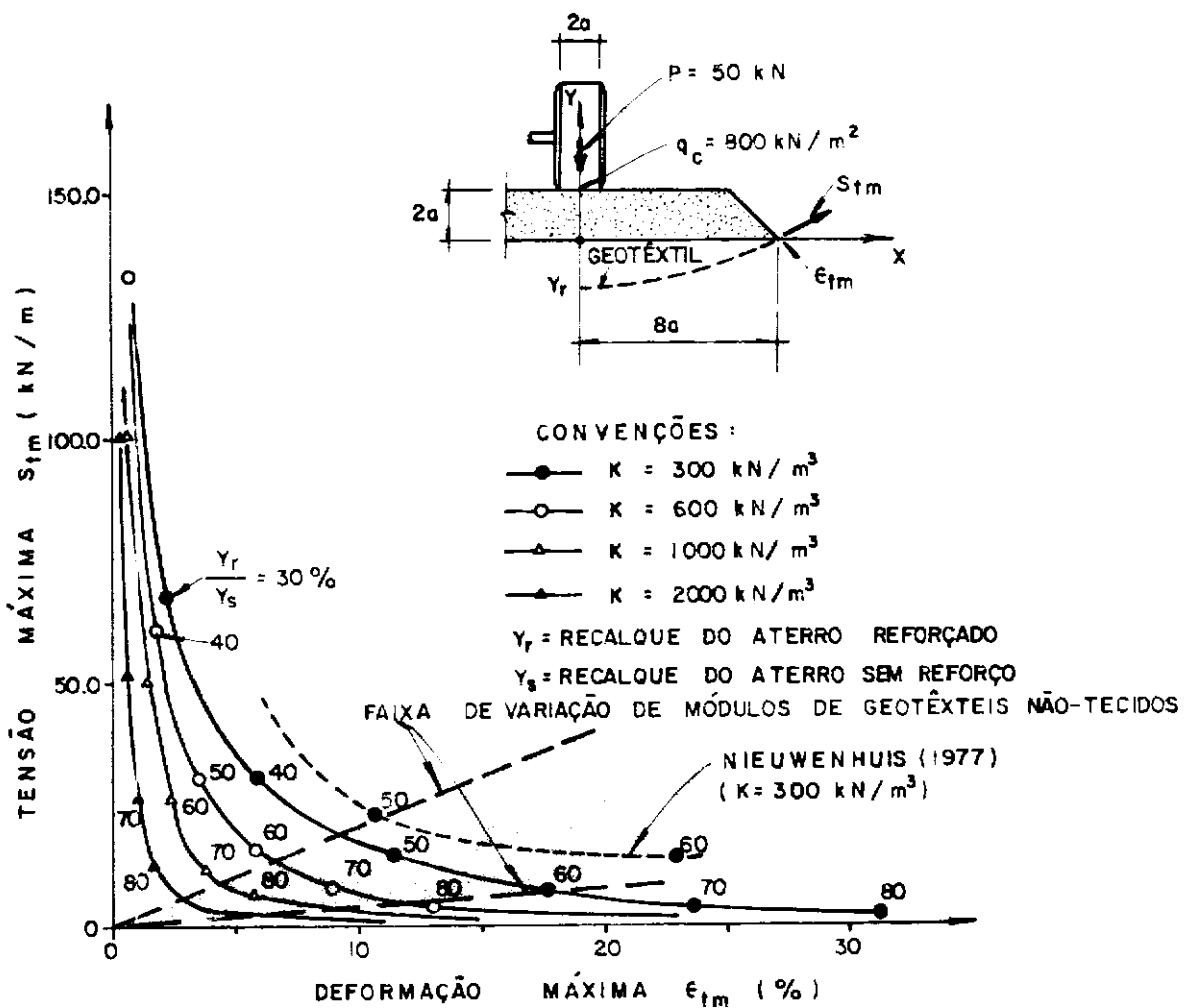


FIG. 4.13 - VALORES DE S_{tm} E ϵ_{tm} NECESSÁRIOS EM FUNÇÃO DO MÓDULO DE REAÇÃO K E DA RELAÇÃO ENTRE OS RECALQUES DO ATERRO COM REFORÇO E SEM REFORÇO

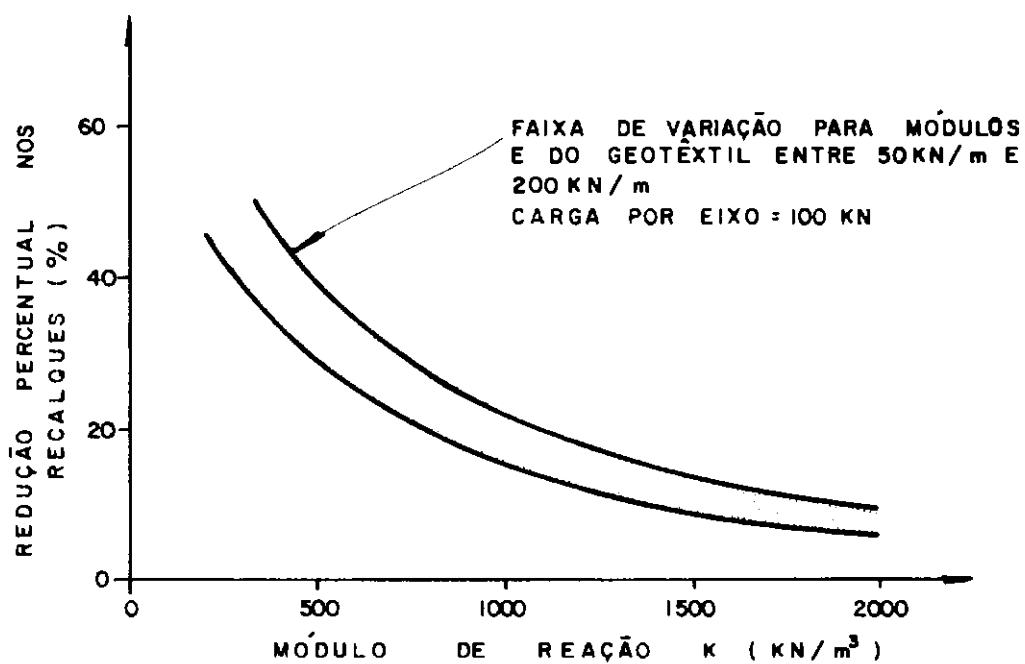


FIG. 4.14 - VARIAÇÃO DA REDUÇÃO PERCENTUAL DOS RECALQUES COM O MÓDULO DE REAÇÃO PELO MÉTODO DE NIEUWENHUIS

ATERRO					FUNDAÇÃO		GEOTÊXTIL		CARGA VERTICAL	
MATERIAL: LINEAR ORTOTRÓPICO					MATERIAL: LINEAR ISOTRÓPICO		MATERIAL: LINEAR		TIPO: PONTUAL UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA	
ALTURA (m)	E_y (KN/m ²)	E_x (KN/m ²)	γ	δ (KN/m ³)	$E_y = E_x$ (KN/m ²)	γ	ESPESSURA (mm)	E_g (KN/m)	P (KN/m)	
0.35	10 000				100			100		
	20 000	$E_y/1000$	0	20	250			200	20	
	40 000				500			400	40	
0.70	10 000				1000	0.5	5.0	2000	80	
	20 000	$E_y/1000$	0	20				6000		
	40 000				2000					

TABELA 4.1 — HIPÓTESES FEITAS PARA A ANÁLISE POR ELEMENTOS FINITOS COM O PROGRAMA LORANE LINEAR

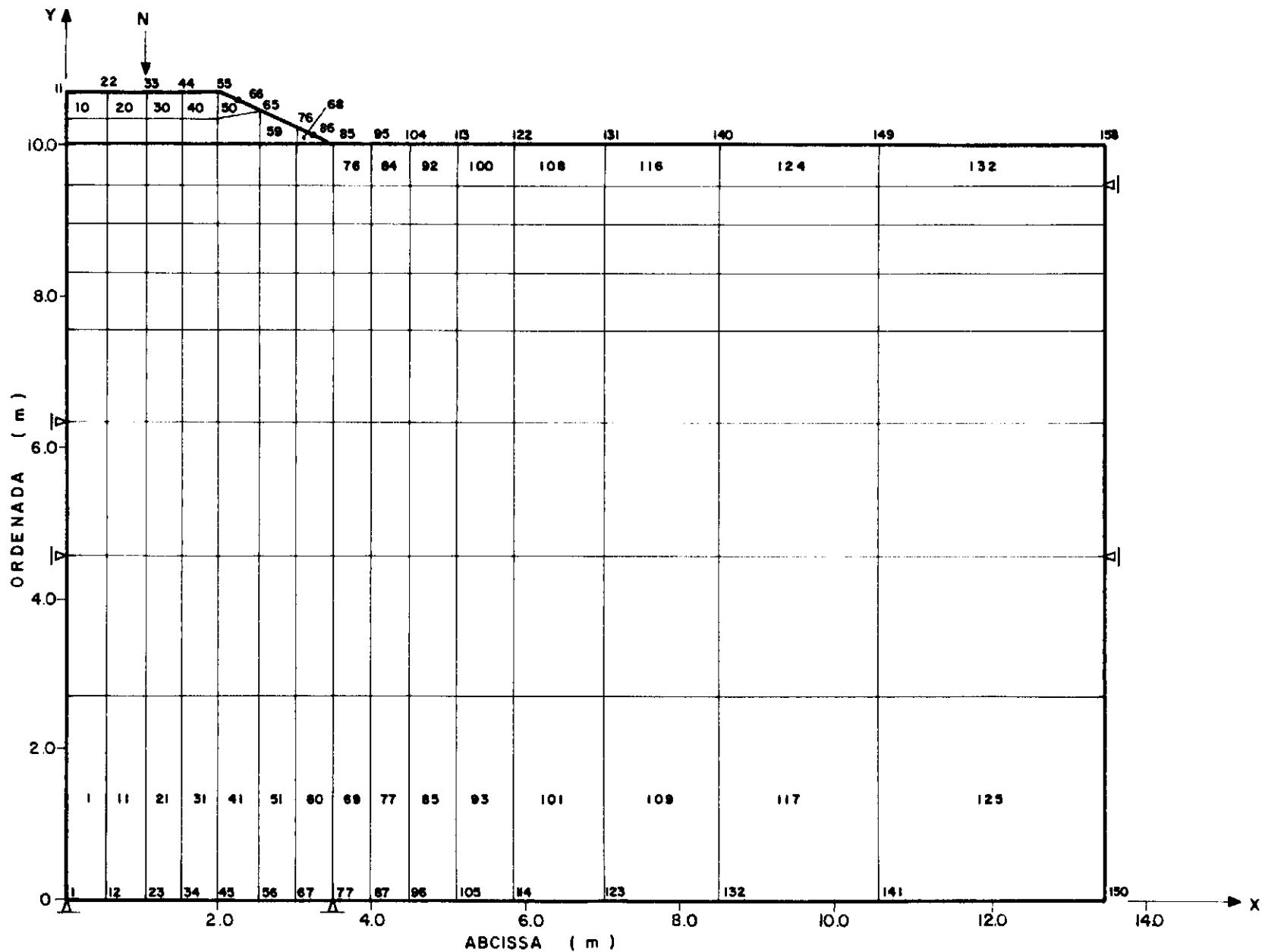
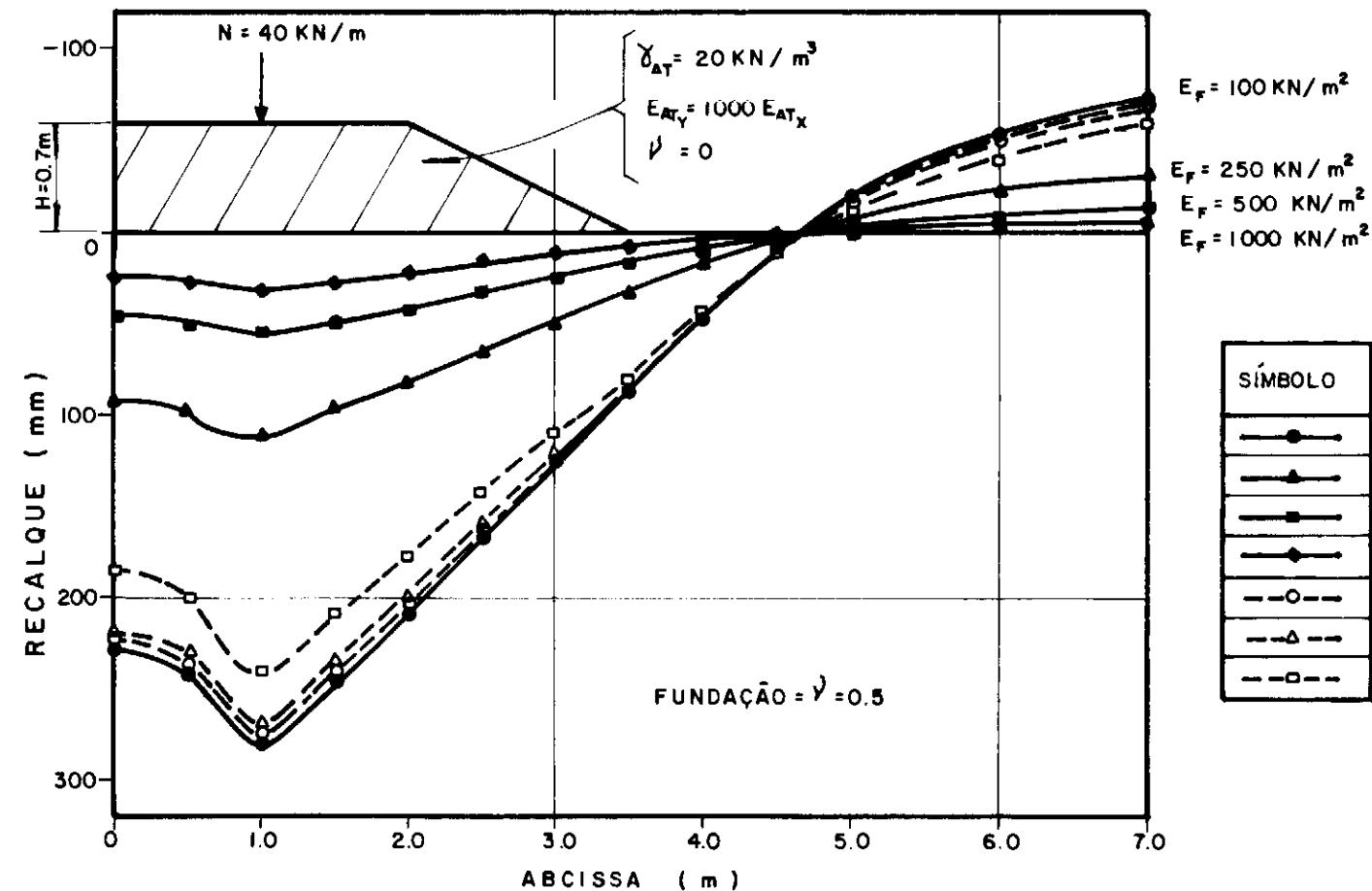
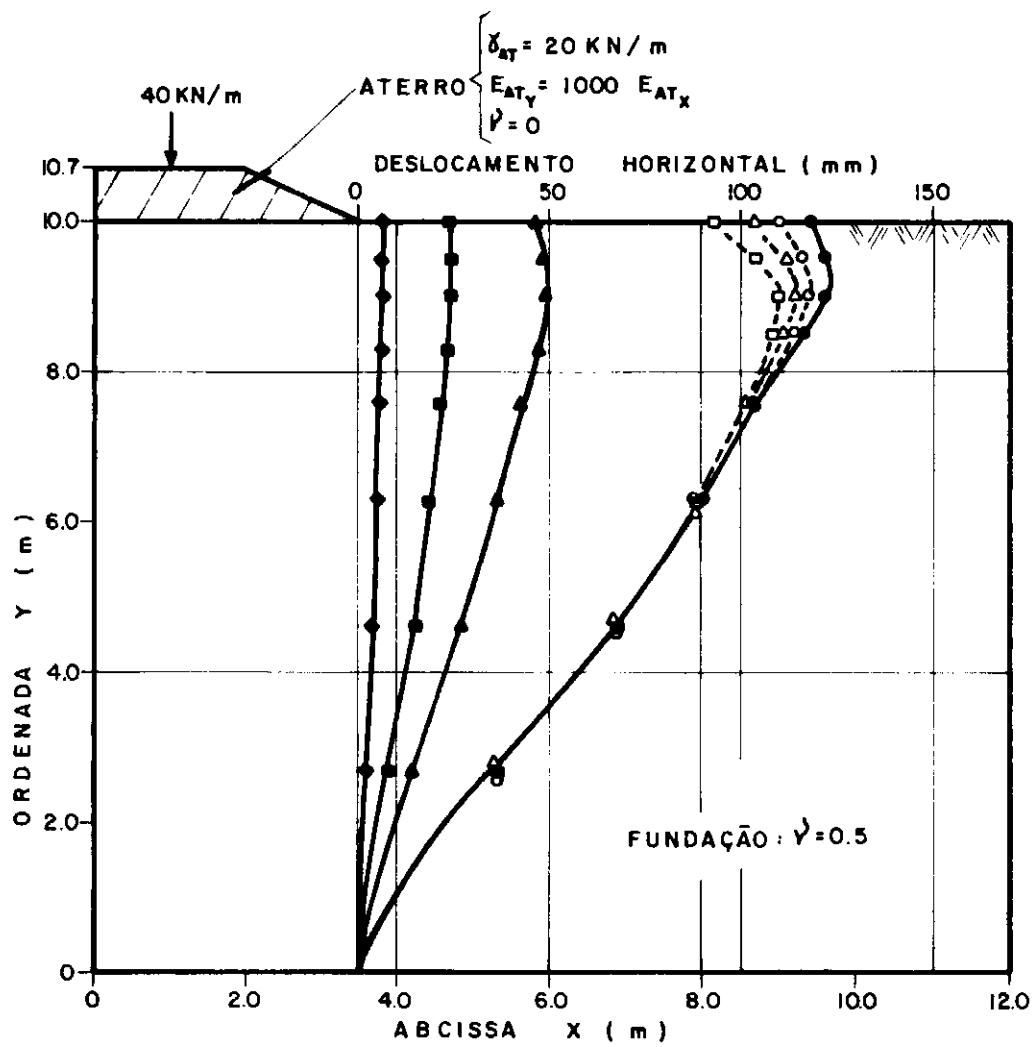


FIG. 4.15 — MALHA DE ELEMENTOS FINITOS UTILIZADA NO PROCESSAMENTO DO PROGRAMA LORANE LINEAR



SÍMBOLO	E_{AT_Y} kN/m^2	E_F kN/m^2	E_s kN/m
—●—	20000	100	—
—▲—	20000	250	—
—■—	20000	500	—
—◆—	20000	1000	—
—○—	20000	100	100
—△—	20000	100	200
—□—	20000	100	2000

FIG. 4.16 — PERFIS DE RECALQUES PARA DIVERSOS MÓDULOS DE ELASTICIDADE DA FUNDACÃO E DO GEOTÊXTIL PREVISTOS PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS



SÍMBOLO	E_{AT} (kN/m^2)	E_F (kN/m^2)	E_g (kN/m)
—●—	20000	100	—
—●—	20000	250	—
—●—	20000	500	—
—●—	20000	2000	—
—○—	20000	100	100
—△—	20000	100	200
—□—	20000	100	400

FIG. 4.17 — COMPARAÇÃO ENTRE OS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS SOB O PÉ DO ATERRO PARA O ATERRO COM E SEM REFORÇO PREVISTOS PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

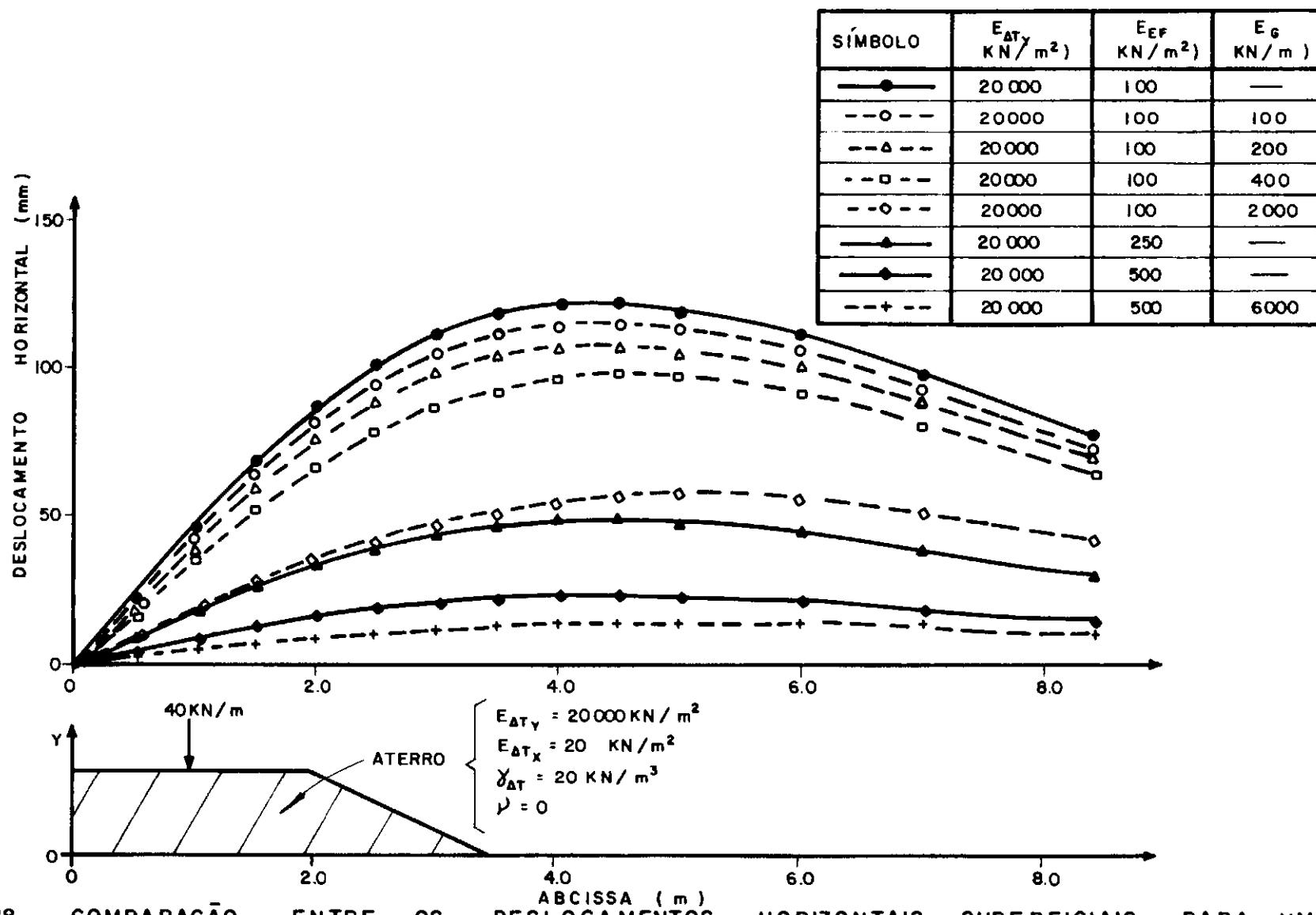
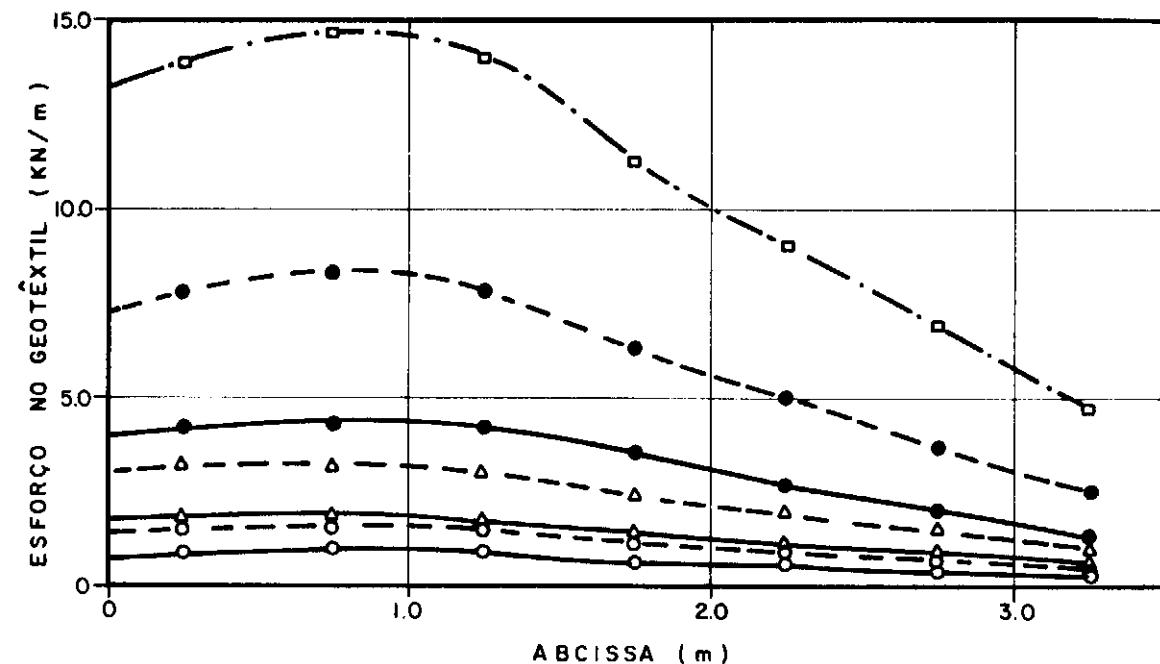


FIG. 4.18 — COMPARAÇÃO ENTRE OS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS SUPERFICIAIS PARA UM ATERRO COM E SEM REFORÇO PREVISTOS PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS



SÍMBOLO	E_{ATY} KN/m ²	E_F KN/m ²	E_G KN/m
—●—	20 000	100	100
—○—	20000	250	100
—○—	20 000	500	100
—●—	20 000	100	200
—△—	20000	250	200
—○—	20 000	500	200
—□—	20 000	100	400

111

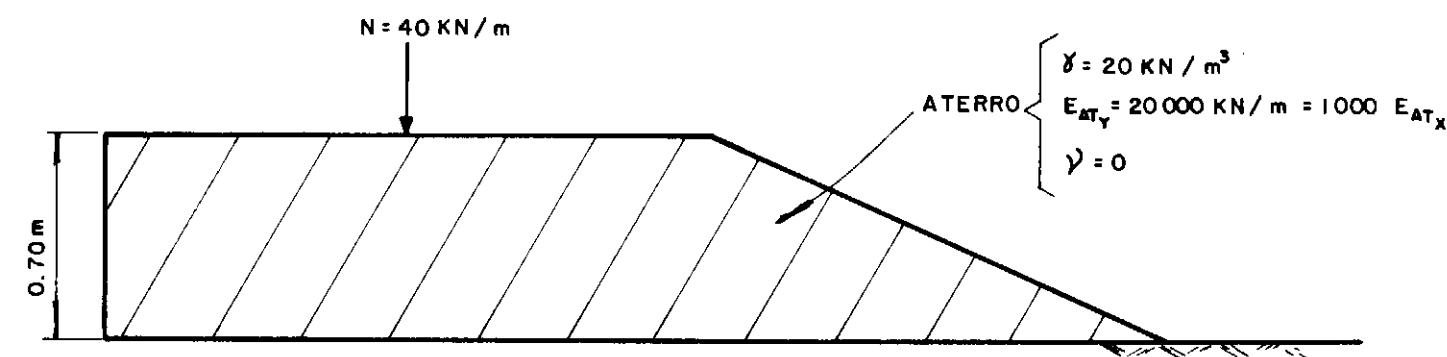


FIG. 4.19 — DISTRIBUIÇÃO DOS ESFORÇOS DE TRAÇÃO AO LONGO DO GEOTÊXTIL PREVISTOS PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

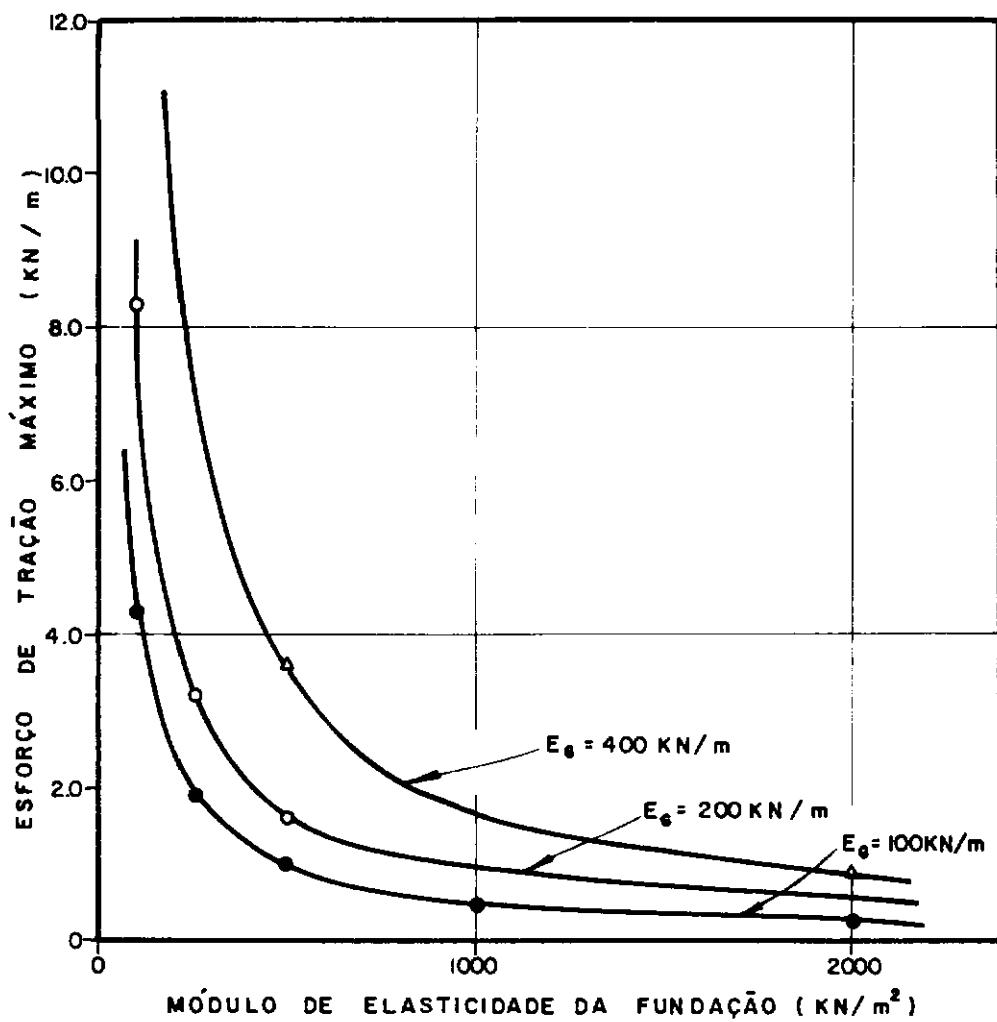
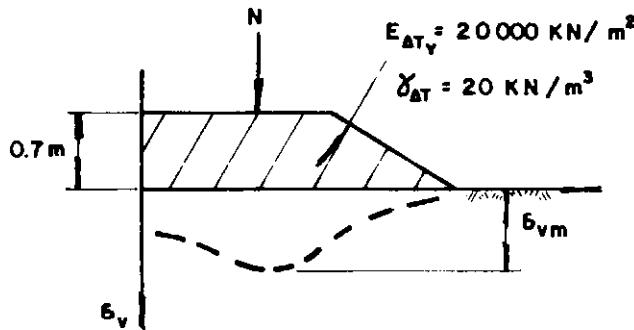
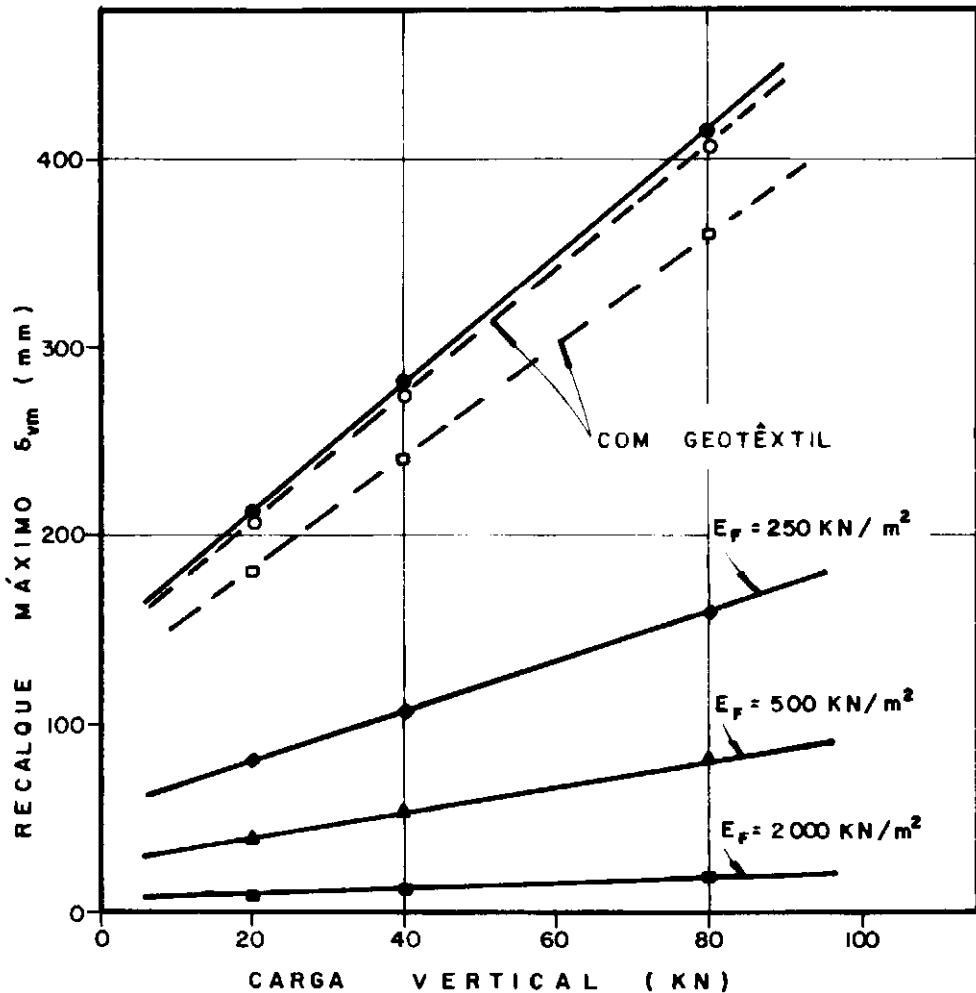


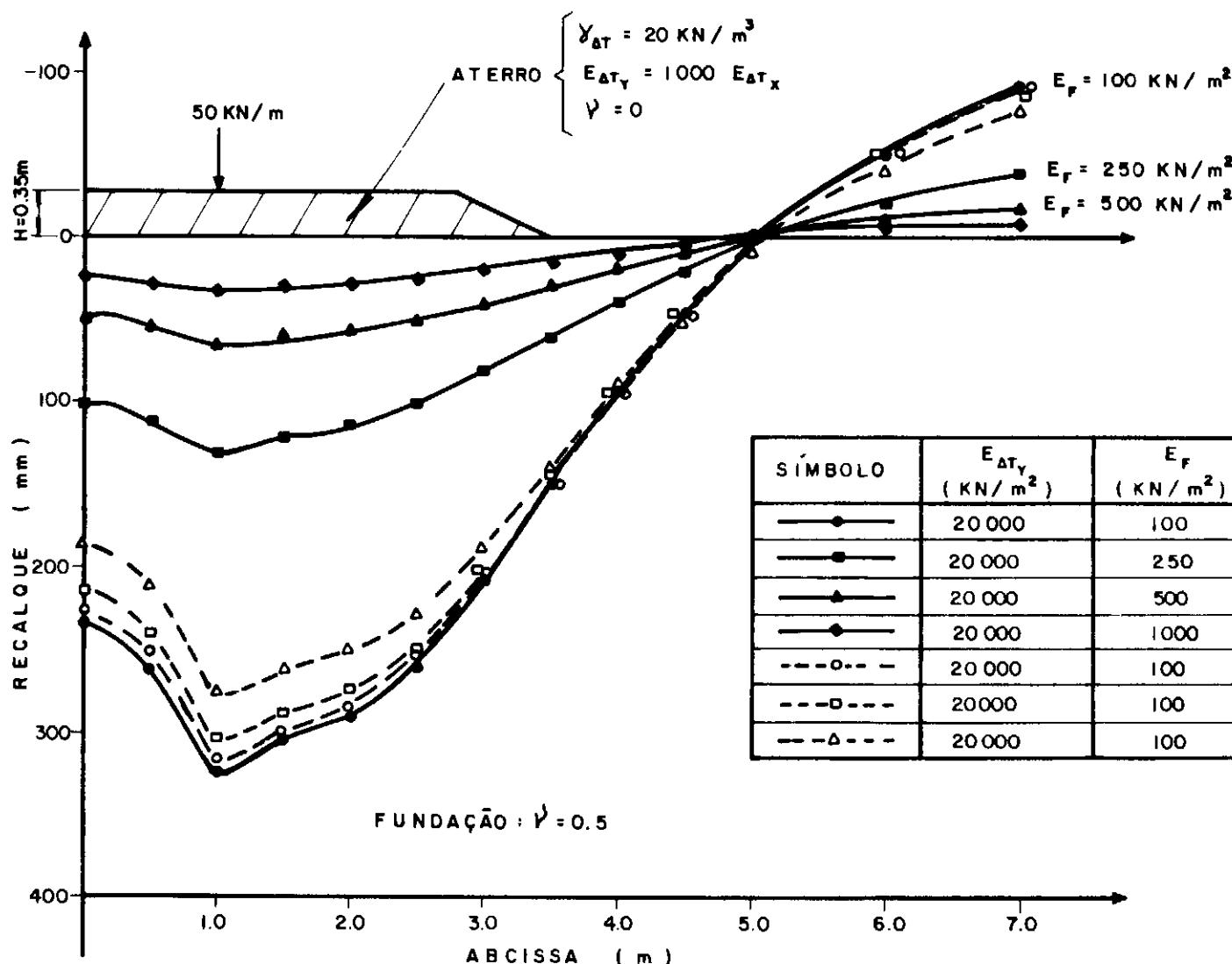
FIG. 4.20 – VARIAÇÃO DO ESFORÇO DE TRAÇÃO MÁXIMO NO GEOTÊXTIL COM O MÓDULO DE ELASTICIDADE DA FUNDAÇÃO PREVISTA PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS



SÍMBOLO	E_{fT_y} KN/m ²	E_f KN/m ²	E_o KN/m
—●—	20 000	100	—
—●—	20 000	250	—
—▲—	20 000	500	—
—■—	20 000	20 000	—
—○—	20 000	100	100
—□—	20 000	100	2000

OBS.: PARA $E_f > 500$ KN/m² OS VALORES PARA O ATERRO REFORÇADO SE CONFUNDEM COM O ATERRO SEM REFORÇO

FIG. 4.21 — VARIAÇÃO DO RECALQUE MÁXIMO SOB O ATERRO COM A CARGA APLICADA: COMPARAÇÃO ENTRE OS ATERROS COM E SEM REFORÇO



SÍMBOLO	E_{AT_Y} (kN/m^2)	E_f (kN/m^2)	E_g (kN/m)
—●—	20 000	100	—
—■—	20 000	250	—
—▲—	20 000	500	—
—●—	20 000	1000	—
—○—	20 000	100	100
—□—	20 000	100	400
—△—	20 000	100	2000

FIG. 4.22 — PERFIS DE RECALQUES DOS ATERROS COM E SEM REFORÇO COM ALTURA DE 0.35 m

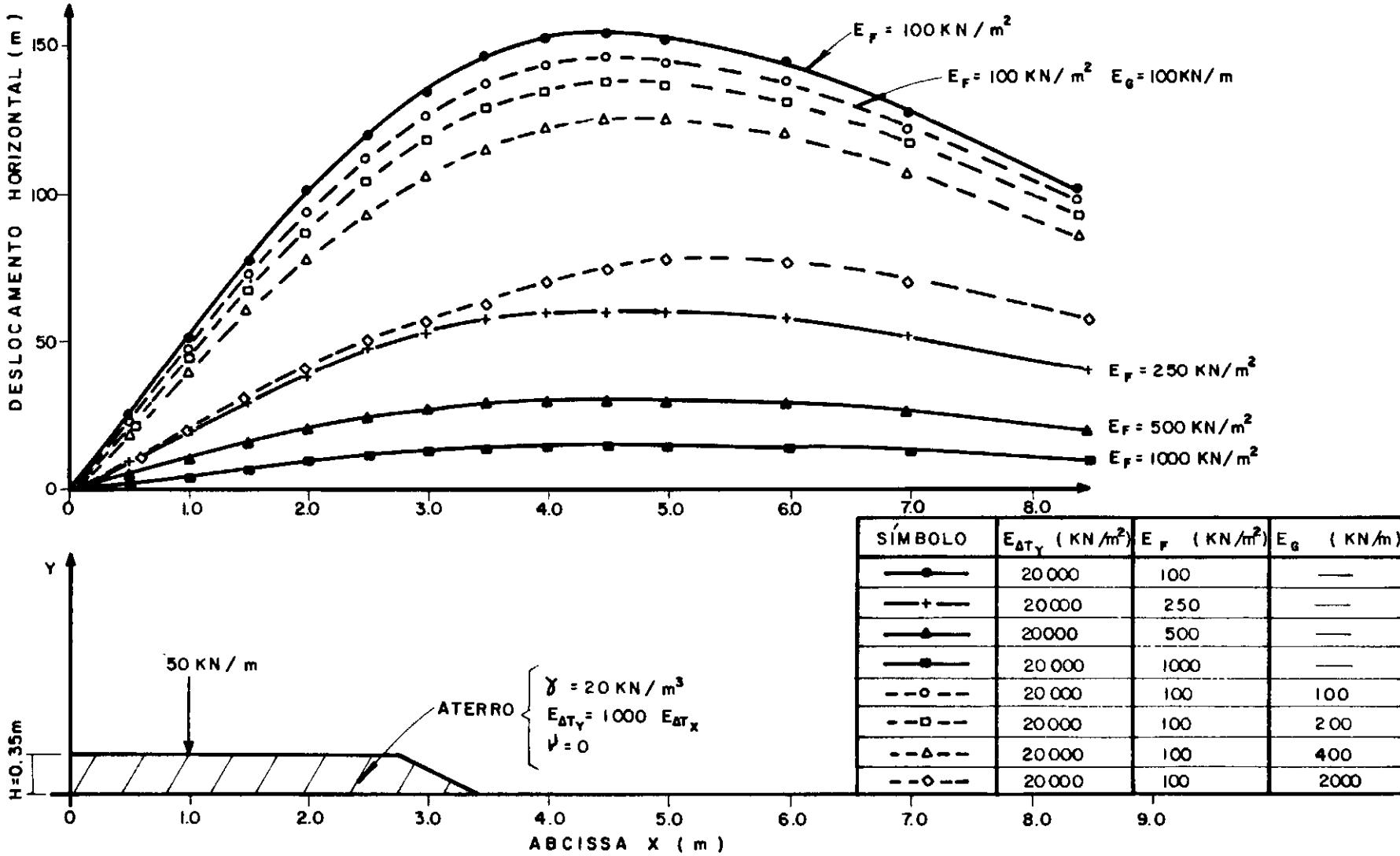


FIG. 4.23 — COMPARAÇÃO ENTRE OS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS SUPERFICIAIS PARA UM ATERRO COM ALTURA DE 0.35m COM E SEM REFORÇO PREVISTOS PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

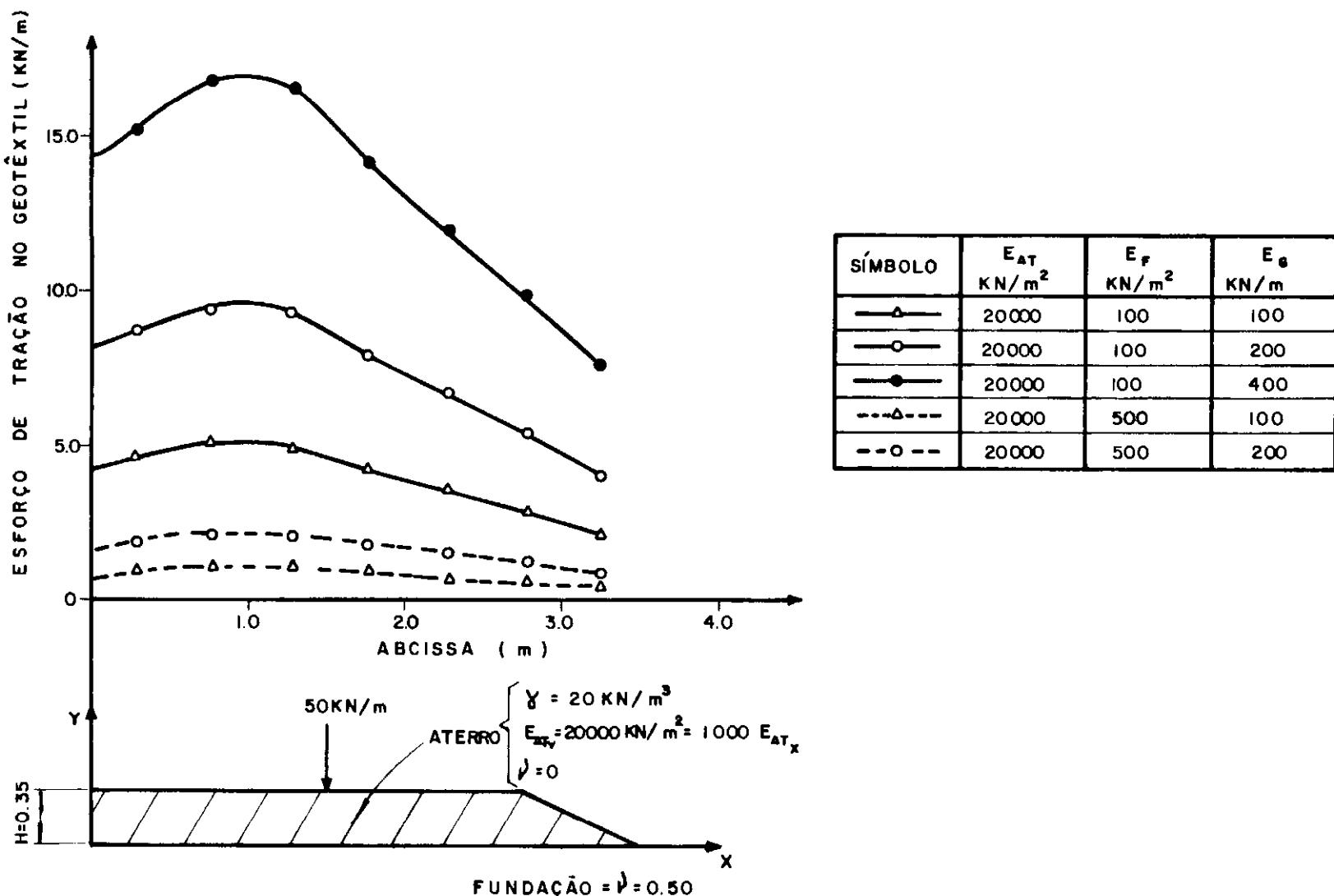


FIG. 4.24 — VARIAÇÃO DO ESFORÇO DE TRAÇÃO AO LONGO DO GEOTÊXTIL PARA ALGUNS CASOS RODADOS COM O ATERRO DE 0.35m DE ALTURA

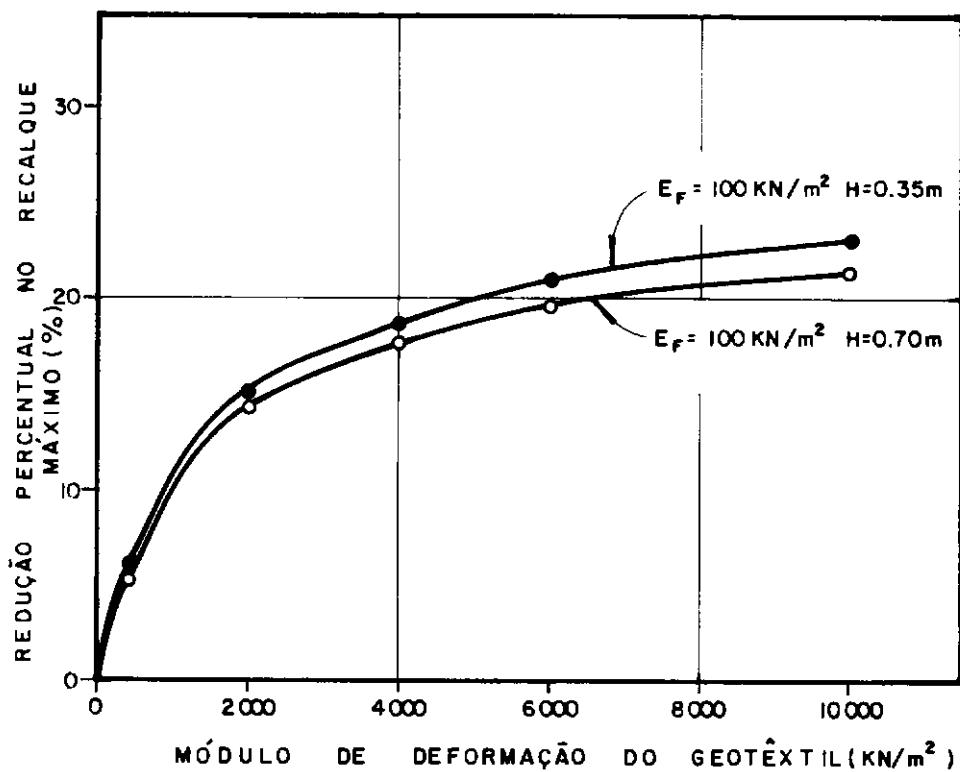


FIG. 4.25 - VARIAÇÃO DA REDUÇÃO PERCENTUAL NO RECALQUE MÁXIMO COM O MÓDULO DE DEFORMAÇÃO DO GEOTÊXTIL

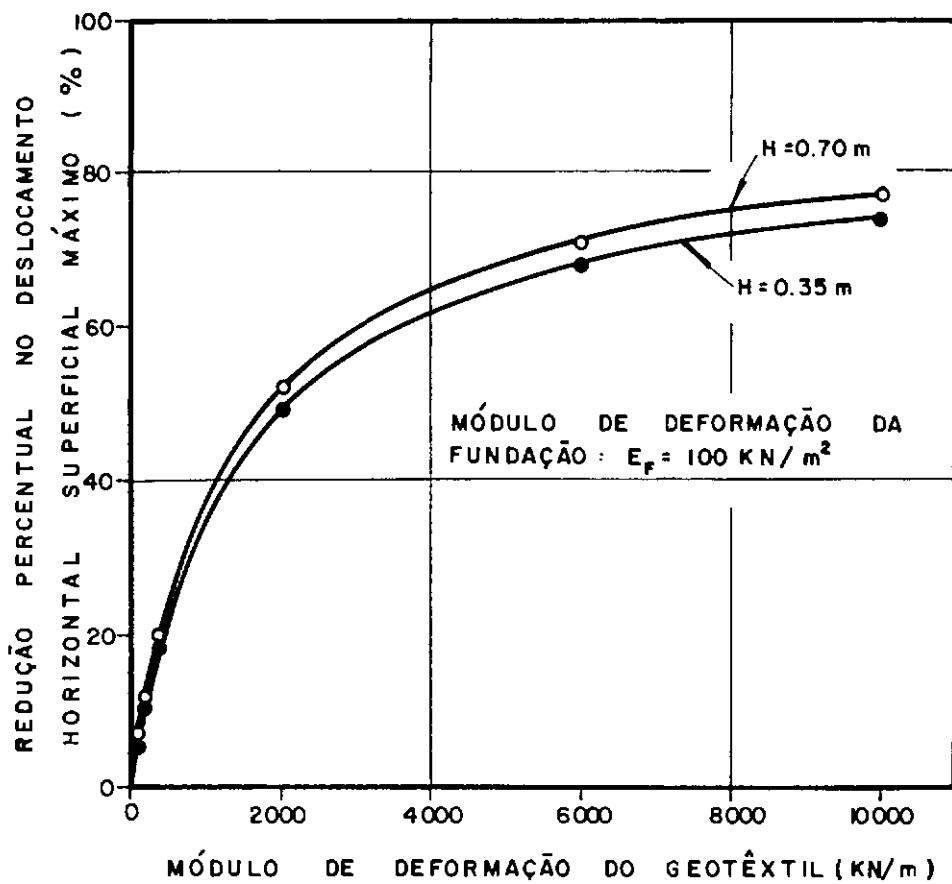


FIG. 4.26 - VARIAÇÃO DA REDUÇÃO PERCENTUAL NO DESLOCAMENTO HORIZONTAL SUPERFICIAL MÁXIMO COM O MÓDULO DE DEFORMAÇÃO DO GEOTÊXTIL

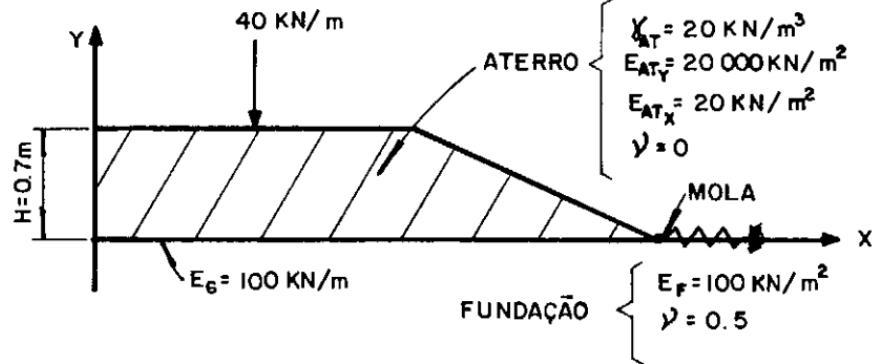
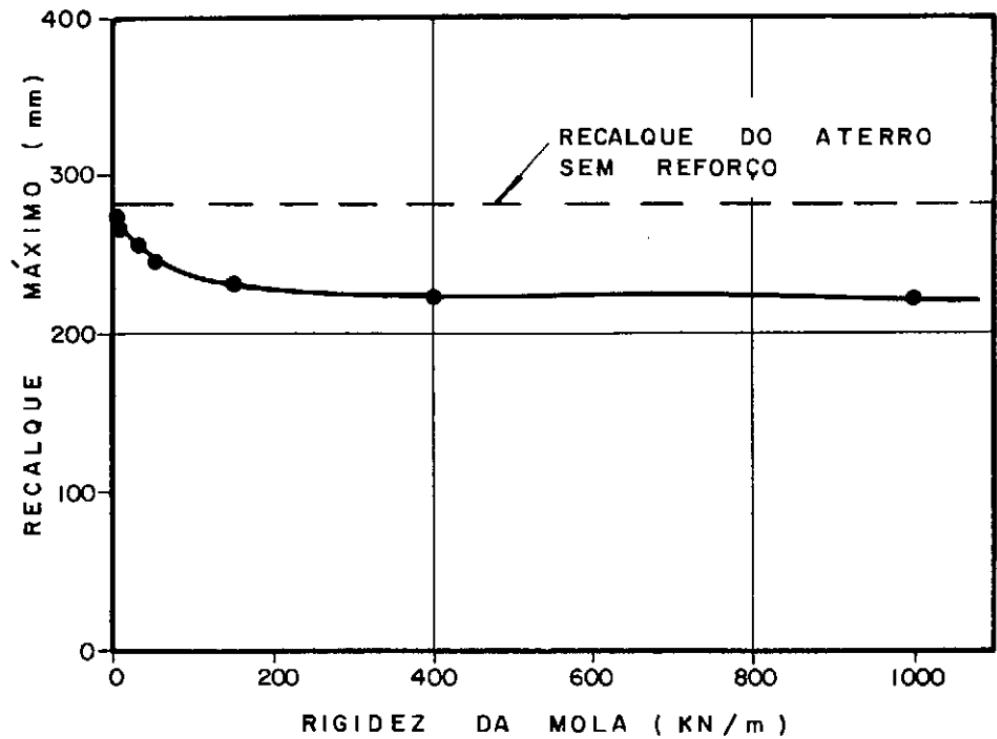


FIG. 4.27 — VARIAÇÃO DO RECALQUE MÁXIMO COM A RIGIDEZ DO PÉ DO ATERRO
COM $H = 0.7\text{ m}$

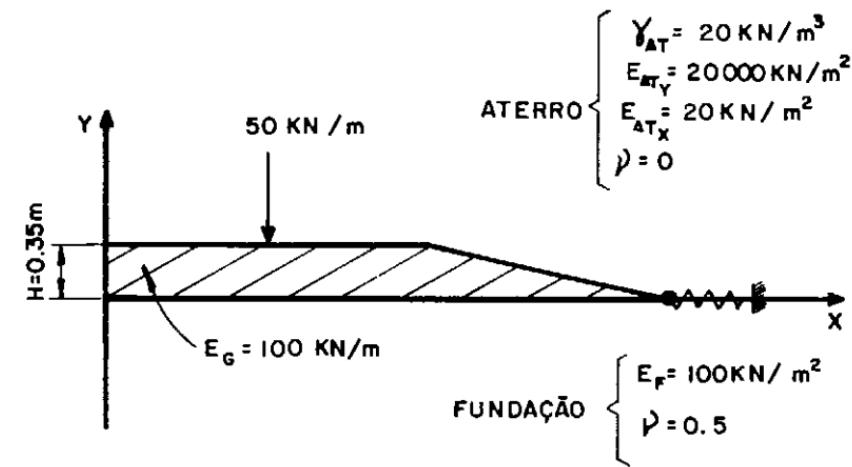
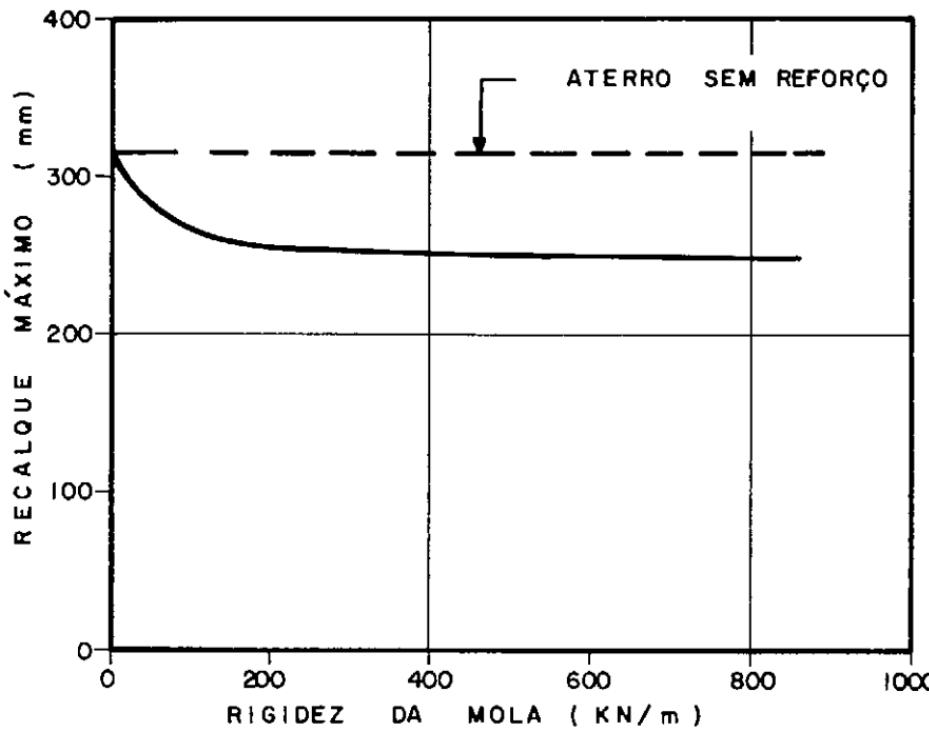


FIG. 4.28 — VARIAÇÃO DO RECALQUE MÁXIMO DO ATERRO REFORÇADO COM A RIGIDEZ DO PÉ DO ATERRO

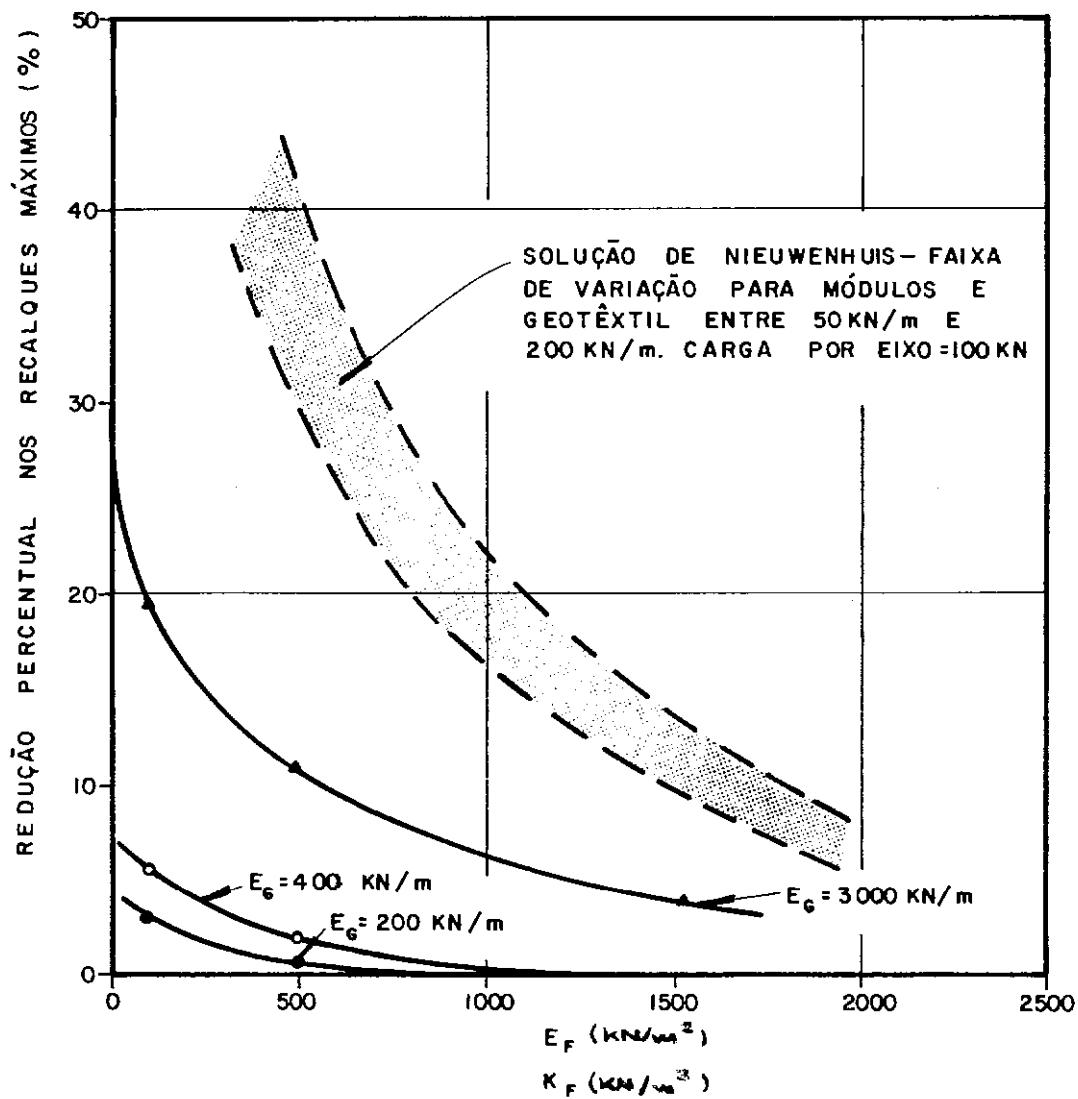
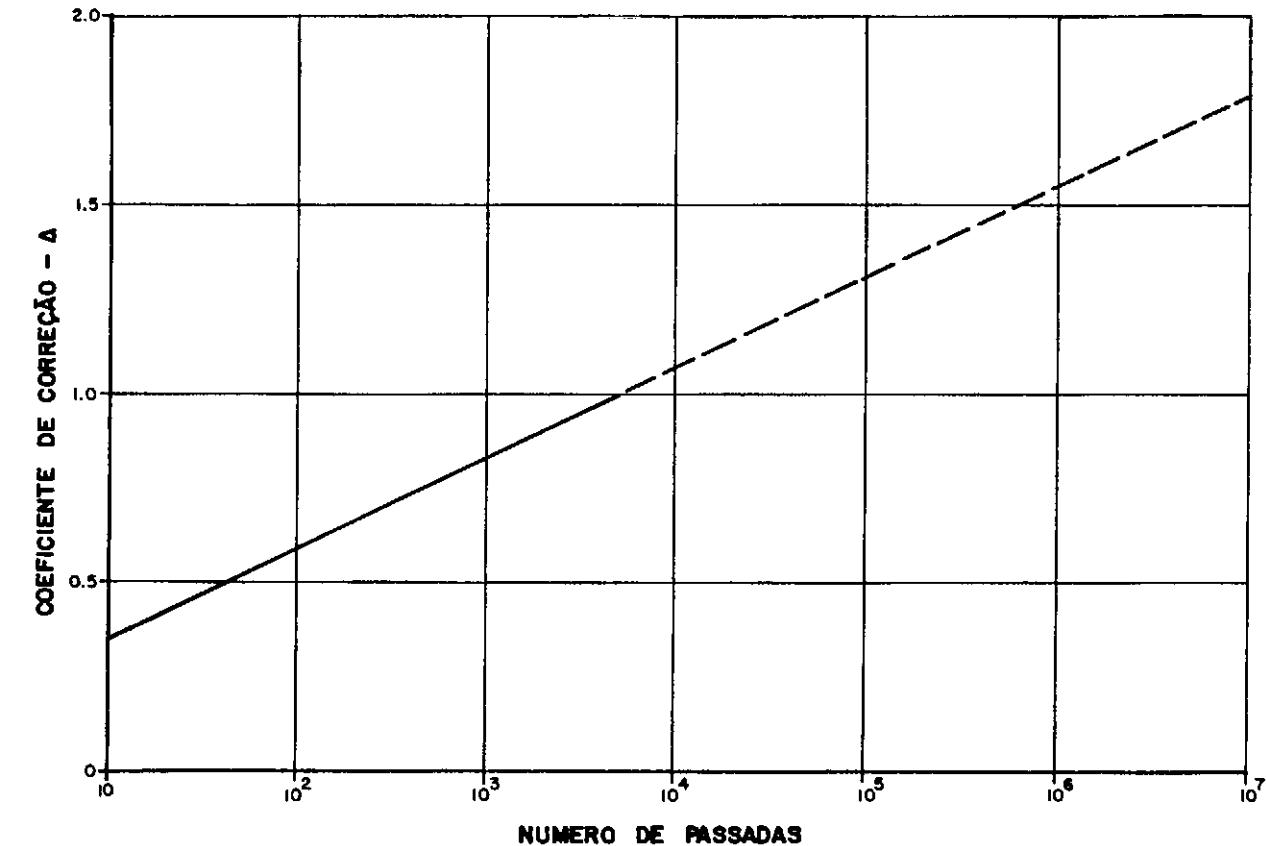


FIG. 4.29 - REDUÇÃO PERCENTUAL NOS RECALQUES MÁXIMOS VERSUS RIGIDEZ DA FUNDAÇÃO: COMPARAÇÃO ENTRE O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS E A SOLUÇÃO DE NIEUWENHUIS



ALTURA RECOMENDADA

$H = H' \times \Delta$, ONDE:

H - ALTURA A UTILIZAR

H' - ALTURA DE ATERRO OBTIDA PELA
EXPRESSÃO 4.40

Δ - COEFICIENTE DE CORREÇÃO

FIG. 4.30 - CORREÇÃO DA ALTURA DE ATERRO EM FUNÇÃO DA VIDA ÚTIL DA ESTRADA EXPRESSA EM NÚMERO DE PASSADAS - APUD CORPS OF ENGINEERS (1962)

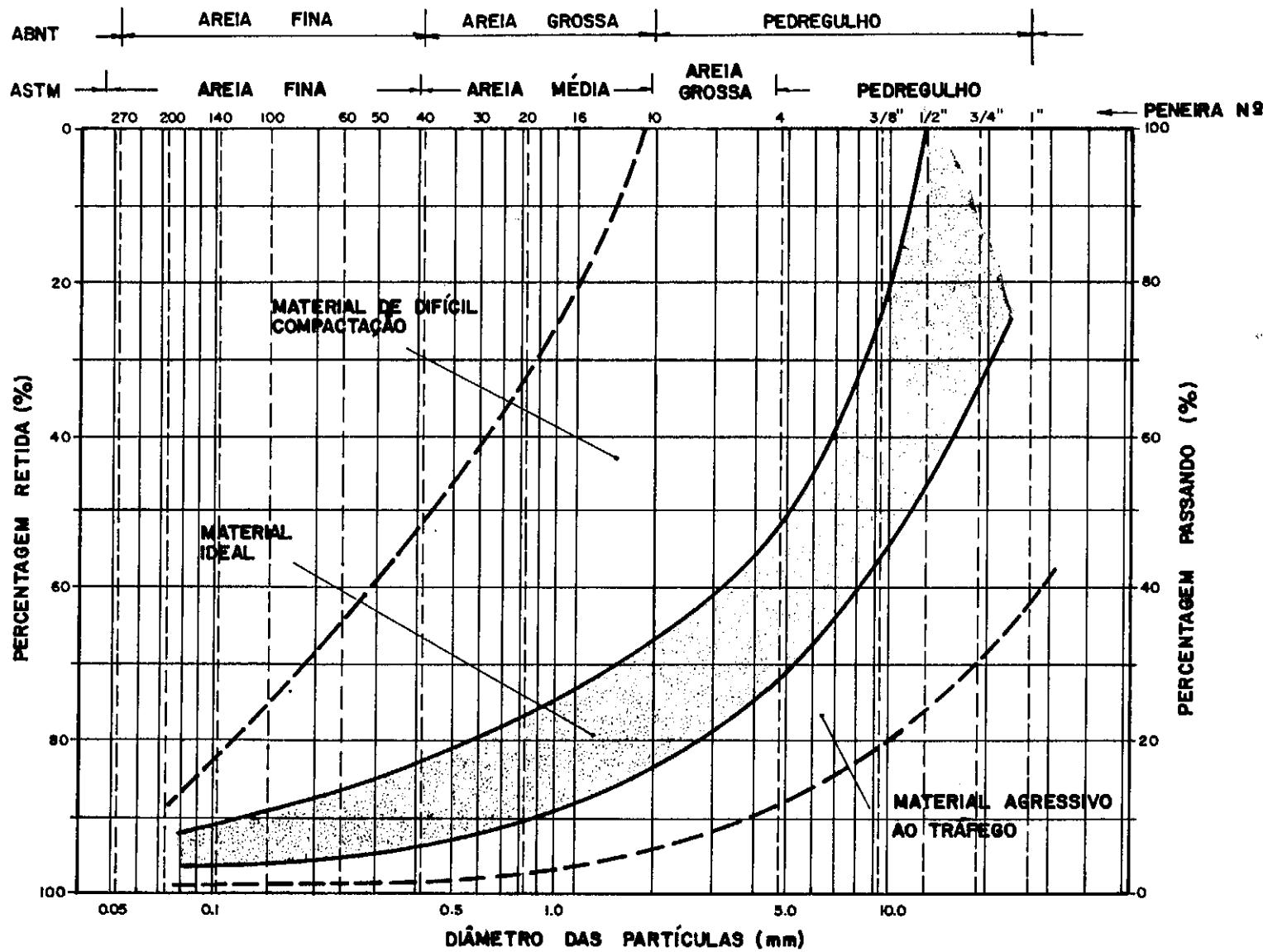


FIG. 4.31 - FAIXA GRANULOMÉTRICA RECOMENDADA PARA O MATERIAL DE ATERRO - APUD
NBR 14.000

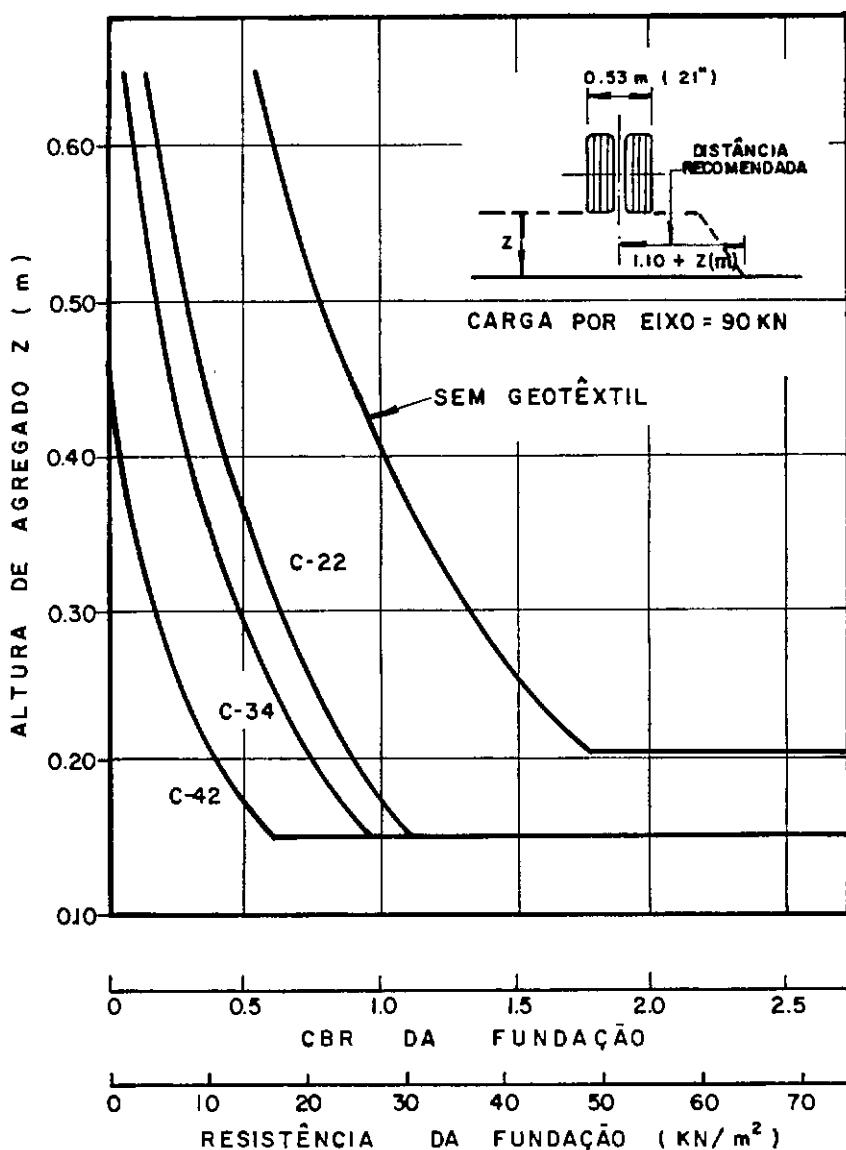


FIG. 4.32 - CURVAS PARA DIMENSIONAMENTO DE ATERROS DE AGREGADO RECOMENDADAS PELA MONSANTO BASEADAS EM EXPERIÊNCIAS DO PROF. G. E. SOWERS - APUD MONSANTO (1980)

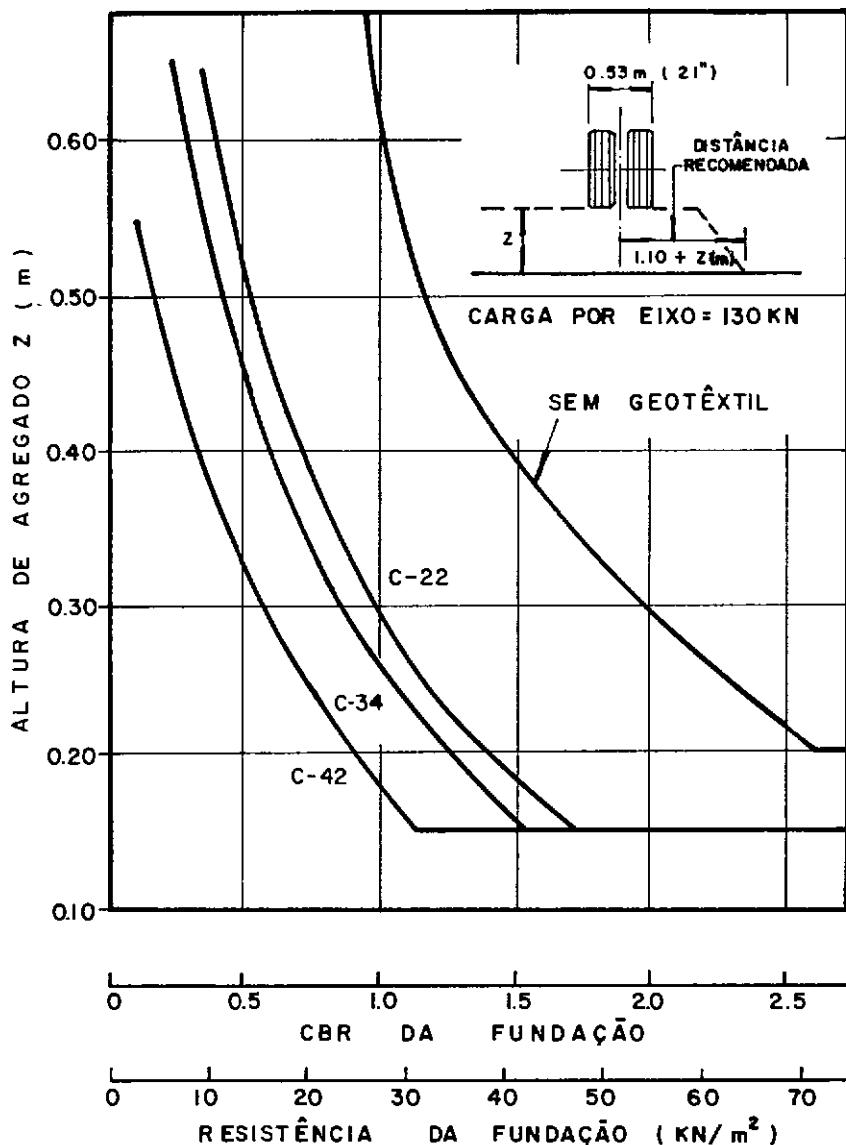


FIG. 4.33 - CURVAS PARA DIMENSIONAMENTO DE ATERROS DE AGREGADO RECOMENDADAS PELA MONSANTO BASEADAS EM EXPERIÊNCIAS DO PROF. G. E. SOWERS - APUD MONSANTO (1980)

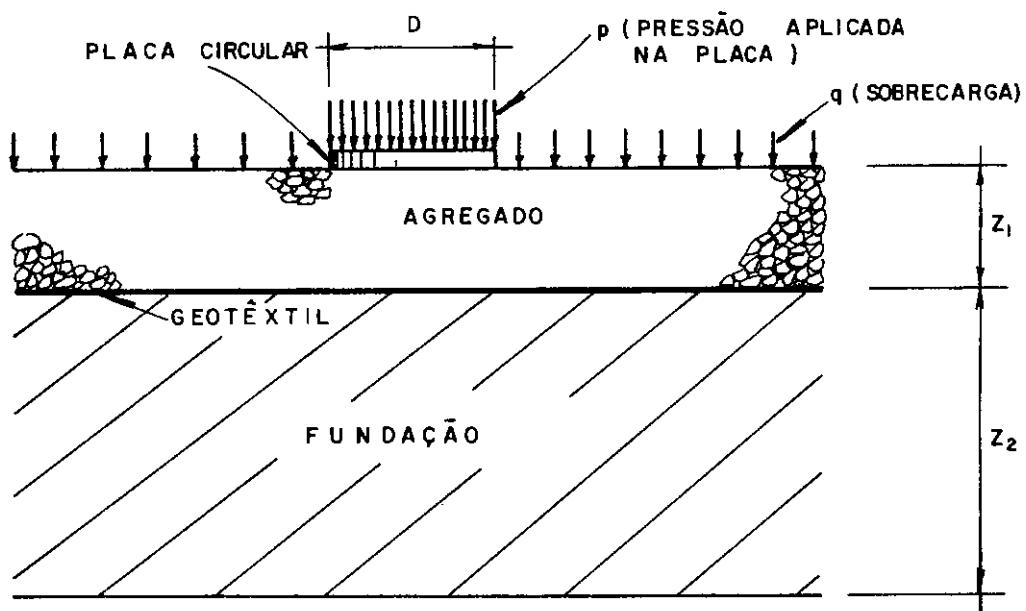


FIG. 4.34 — ESQUEMA DOS ENSAIOS DE PLACA REALIZADOS UTILIZANDO-SE GEOTÊXTIL COMO REFORÇO

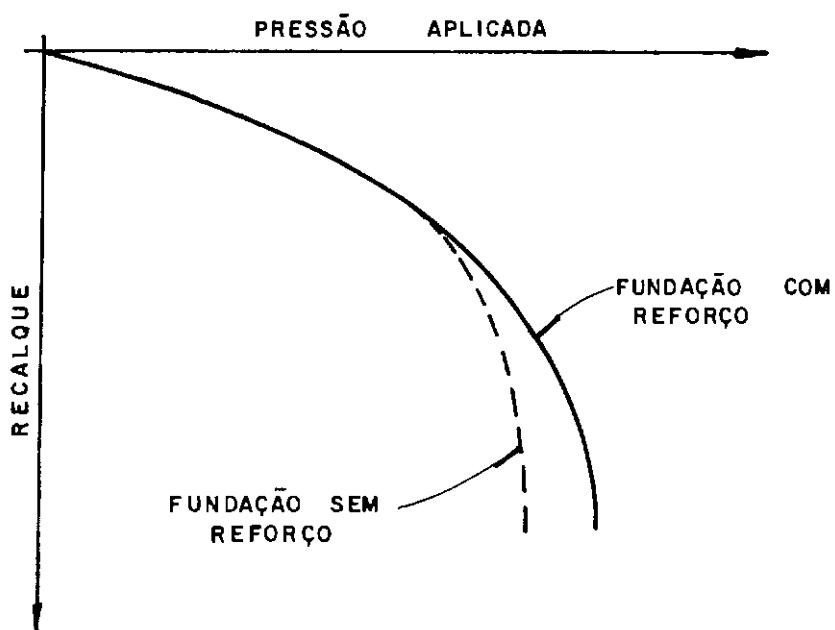


FIG. 4.35 — ESQUEMA DAS CURVAS PRESSÃO x RECALQUE USUALMENTE OBTIDAS NOS ENSAIOS DE PLACA

AUTORES	CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS PRESENTES	Z_1 (m)	Z_2 (m)	D (m)	(KN/m^2)	CONCLUSÕES
BARVASHOV ET AL (1977)	<p>AGREGADO : AREIA $\gamma = 16.6 - 17 \text{ KN/m}^3$ $e = 0.66 - 0.61$ $h = 3 - 4\%$ $\phi = 34^\circ$ $c = 2 \text{ KN/m}^2$</p> <p>FUNDAÇÃO : AREIA $\gamma = 14.4 - 15.9 \text{ KN/m}^3$ $e = 0.91 - 0.71$ $h = 3 - 4\%$ $\phi = 32^\circ$ $c = 0 \text{ KN/m}^2$</p> <p>GEOTÊXTIL : NÃO-TECIDO DE POLIPROPILENO $S_{tm} = 20 \text{ KN/m}$ $\epsilon_{tm} = 50\%$ FORAM REALIZADOS TAMBÉM ENSAIOS COM O GEOTÊXTIL PRÉ-TENSIONADO (0.25-0.30KN/m)</p>	0.3	2.10	0.34	10	<p>ENSAIOS COM O GEOTÊXTIL NÃO, PRE-TENSIONADO MOSTRAM DECRÉSCIMO NOS RECALQUES APENAS PA- RA ELEVADAS PRESSÕES</p> <p>ENSAIOS COM O GEOTÊXTIL PRÉ-TENSIONADO MOSTRARAM DECRÉSCIMOS DE 40% NOS RECALQUES</p> <p>CONCLUSÃO FINAL : A UTILIZAÇÃO DE GEOTÊXTEIS REDUZ OS RECALQUES E AUMENTA A CAPACIDADE DE DA FUNDAÇÃO</p>
JARRET, LEE & RIDELL (1977)	<p>AGREGADO : MATERIAL GRANULAR COMPACTADO</p> <p>FUNDAÇÃO : TURFA $S_b \approx 10 \text{ KN/m}^2$</p> <p>GEOTÊXTEIS : MIRAFI 140 (NÃO-TECIDO) MIRAFI 230 (NÃO-TECIDO) TERRAFIX 300 N TERRAFIX 1000 N ENSAIOS REALIZADOS TAMBÉM COM A PLACA DIRETA- MENTE APOIADA SOBRE O GEOTÊXTIL</p>	0.15 0.30 0.45 0.56	1.5-2.0	0.15 0.30	—	<p>A UTILIZAÇÃO DE GEOTÊXTEIS NÃO REDUZIU OS RECALQUES. A PRESENÇA DO GEOTÊXTIL AUMENTA A CAPACIDADE DE CARGA DA FUNDAÇÃO</p>

TABELA 4.2 — RESUMO DOS RESULTADOS DE ENSAIOS DE PLACA EM ATERROS
REFORÇADOS COM GEOTÊXTIL OBTIDOS NA BIBLIOGRAFIA

AUTORES	CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS PRESENTES	Z ₁ (m)	Z ₂ (m)	D (m)	q (KN/m ²)	CONCLUSÕES
JESSBERGER (1977)	AGREGADO : $\gamma = 20.3 \text{ KN/m}^3$ $h = 4.9 \%$ FUNDAÇÃO : SILTE $\gamma = 17.7 \text{ KN/m}^3$ $h = 15.3 \%$ GEOTÊXTIL : NÃO-TECIDO					A PRESENÇA DO GEOTÊXTIL DIMINUI OS RECALQUES E AUMENTA A CAPACIDADE DE CARGA DA FUNDAÇÃO
SORLIE (1977)	AGREGADO : $\gamma = 20.4 \text{ KN/m}^3$ $h = 9 \%$ FUNDAÇÃO : ARGILA MOLE $S_u \approx 10 \text{ KN/m}^2$ $h \approx 34 \%$ GEOTÊXTIL : FIBERTEX S170 (NÃO-TECIDO)	0.15 0.30 0.45	— 0.30 0.45	0.30	0	A PRESENÇA DO GEOTÊXTIL SOMENTE AUMENTA A CAPACIDADE DE CARGA DA FUNDAÇÃO

SÍMBOLOS UTILIZADOS : γ = PESO ESPECÍFICO
 h = UMIDADE

S_u = RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA
 e = ÍNDICE DE VAZIOS

ϕ = ÂNGULO DE ATRITO

c = COESÃO

S_{tf} = RESISTÊNCIA A TRAÇÃO DO GEOTÊXTIL

ϵ_{tf} = DEFORMAÇÃO DO GEOTÊXTIL NA RUPTURA

NOTA: 1 - POR VEZES CERTAS CARACTERÍSTICAS PRESENTES NO TRABALHO ORIGINAL MAIS ESCLARECEDORAS SOB OS ENSAIOS NÃO ESTAVAM
2 - VER TAMBÉM A FIG. 4.34

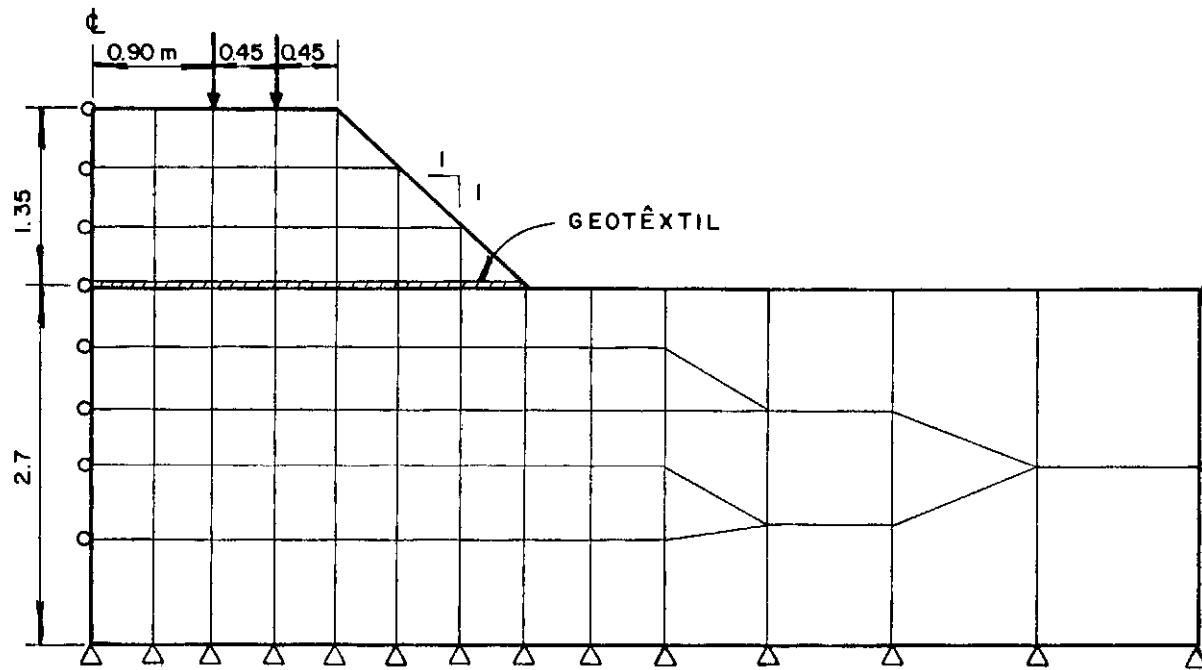


FIG. 4.36 — GEOMETRIA E DISCRETIZAÇÃO DO MEIO DO PROBLEMA ANALISADO POR BELL ET AL (1977) ATRAVÉS DO PROGRAMA NONSAP

CAPÍTULO 5

CONSIDERAÇÕES À RESPEITO DA INSTALAÇÃO DE MANTAS GEOTÊXTEIS NA BASE DE ATERROS

5 - CONSIDERAÇÕES À RESPEITO DA INSTALAÇÃO DE MANTAS GEOTÊXTEIS NA BASE DE ATERROS

Neste capítulo são feitos alguns comentários a respeito da instalação de mantas geotêxteis no campo. Tais recomendações constam em catálogos de fabricantes de geotêxteis.

As mantas geotêxteis são fornecidas pelos fabricantes em rolos com larguras variáveis e comprimentos, em geral, acima de 100m. Uma das razões da evidente facilidade de instalação dos geotêxteis está no fato de que, em certos casos, o único trabalho necessário é o desenrolar das bobinas no local de instalação. Entretanto, quando a largura ou o comprimento da bobina é insuficiente, é necessária a solidarização dos diversos pedaços de manta que comporão a estrutura geotêxtil final. A solidarização pode ser feita de duas maneiras, a saber: costura ou recobrimento (Monsanto, 1980).

Nas costuras de elementos de mantas geotêxteis são empregadas linhas bastante resistentes tanto no aspecto mecânico quanto na possibilidade de ataques químicos em meios agressivos. A costura é feita por máquinas portáteis (ver figura 5.1) que permitem bastante rapidez de execução (≈ 6.0 m/min). A costura é, também, especialmente feita de maneira a, no caso de ruptura de algum ponto do trecho costurado, não haver propagação do rasgo.

No caso de recobrimento, um trecho de um elemento de manta que termina é superposto a outro do elemento que vai começar. O recobrimento é feito em função do sentido de lançamento do aterro como pode ser visto na figura 5.2. Quanto ao comprimento a ser superposto, Koerner & Walsh (1980) sugerem

os valores indicados na tabela 5.1 em função da largura da bo
bina.

Por vezes podem-se utilizar grampos que ancoram a manta ao solo evitando inconvenientes de levantamento da mesma provocado por ventos. A utilização de tais grampos é espe
cialmente indicada quando da opção de solidarização por reco
brimento.

Outro aspecto construtivo importante é o lançamento do aterro sobre a manta. O lançamento deve ser feito sempre com a parte central do aterro adiantada em relação às bor
das como pode ser visto na figura 5.3. Isso, além de esticar
a manta, evita a formação de bolsões e enrugamentos da mesma
no trecho central do aterro.

No caso da ocorrência de curvas na estrada, a manta pode se ajustar às curvas segundo uma das maneiras indicadas na figura 5.4.

No caso específico de aterros rodoviários sobre solos compressíveis, as configurações de instalação usualmente empregadas são as apresentadas na figura 5.5.

Na configuração apresentada na figura 5.5(a) o geotêxtil é colocado apenas sob a plataforma do aterro, ou um pouco além desta, com a finalidade de abranger a parte da superfície do terreno que efetivamente recebe as cargas provenientes do tráfego. Desta forma se evitaria o gasto adicional de geotêxtil sob os taludes do aterro. Como será visto posteriormente, esse gasto adicional é necessário para efeito de ancoragem da manta, no caso de seu aproveitamento como reforço.

No esquema apresentado na figura 5.5(b) toda a superfície de contato entre o aterro e a fundação é coberta pela manta.

Na figura 5.5(c) o trecho ancorado é aumentado com o emprego de bermas laterais.

Na figura 5.5(d) tenta-se obter uma ancoragem mais significativa através do dobramento das bordas da manta.

Sem dúvida, o esquema apresentado na figura 5.5(e) é o que mais solicita o geotêxtil à tração e conta, também, com a parcela de resistência passiva do aterro devido à presença das placas verticais longitudinais. Todavia, tal solução é muito dificultada, caso as condições superficiais do terreno sejam ruins.

Nos capítulos posteriores, alguns dos processos de instalação mostrados na figura 5.5 terão seu comportamento analisados através das medições nas seções testes.

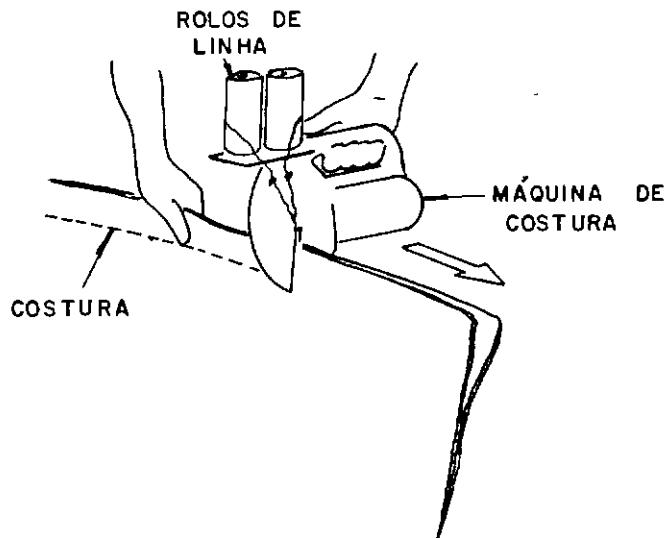


FIG. 5.1 - COSTURA DA MANTA GEOTÊXTIL

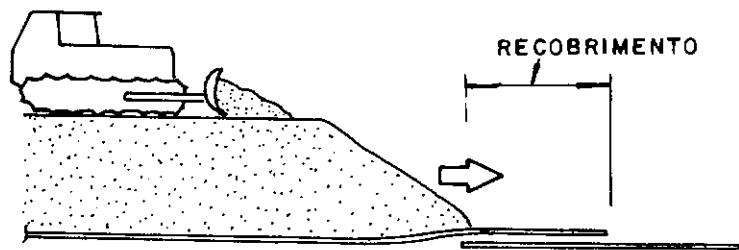


FIG. 5.2 - ESQUEMA DE RECOBRIMENTO EM ELEMENTOS DE MANTA GEOTÊXTIL

CBR	PERCENTAGEM RECOMENDADA PARA O RECOBRIMENTO (%)
20	10
15	12
10	14
8	15
6	18
4	22
2	25

TAB. 5.1 - COMPRIMENTO DE RECOBRIMENTO EM TERMOS DE PERCENTAGEM DA LARGURA DO RÔLO EM FUNÇÃO DO CBR DA FUNDAÇÃO - APUD KOERNER & WELSH (1980)

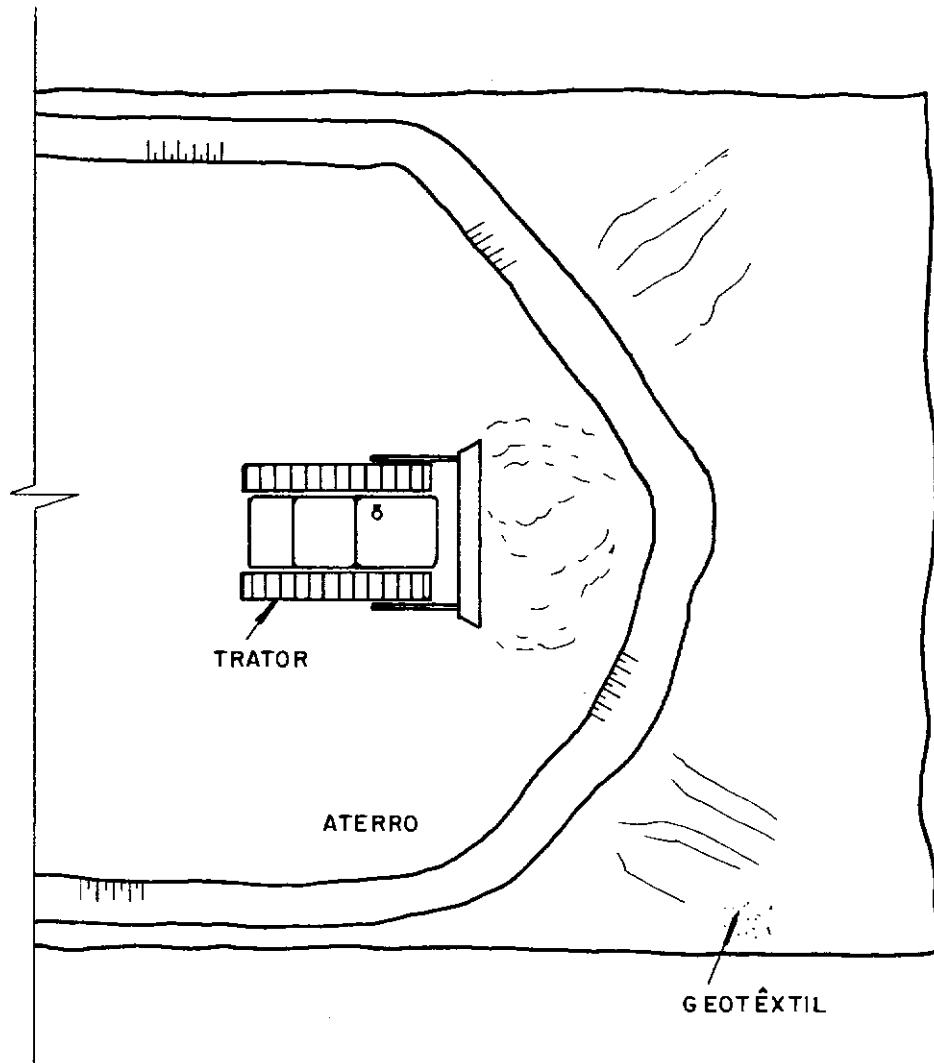
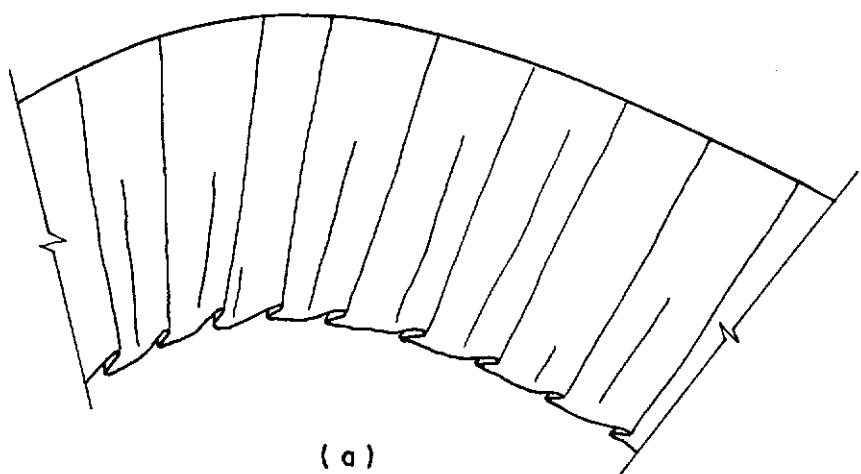
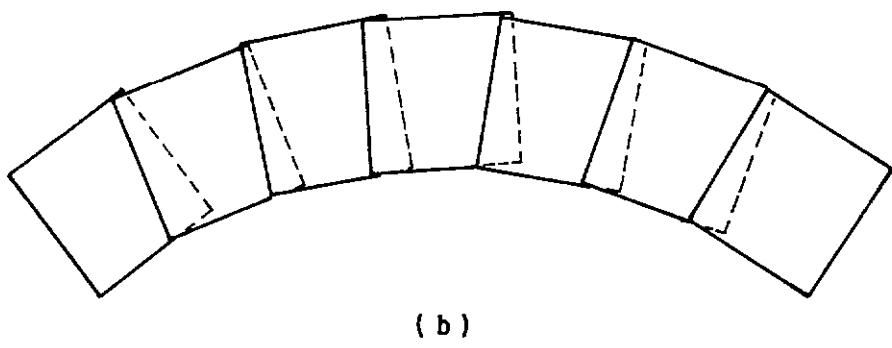


FIG. 5.3 — ESQUEMA DO LANÇAMENTO DE ATERRO
SOBRE MANTAS GEOTÊXTEIS



(a)



(b)

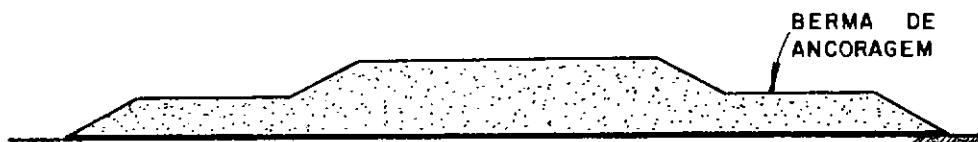
FIG. 5.4 — FORMAS DE INSTALAÇÃO DE MANTAS GEOTÊXTEIS EM CURVAS DE ATERROS



(a)



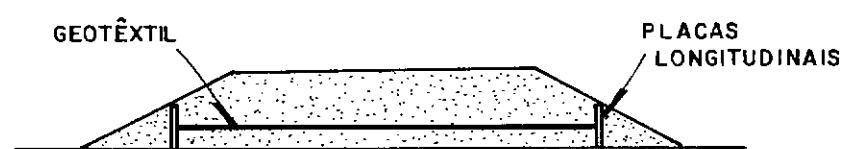
(b)



(c)



(d)



(e)

FIG. 5.5 — ESQUEMAS DE COLOCAÇÃO DE MANTA GEOTÊXTIL SOB ATERROS

6 - CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DOS MATERIAIS ENVOLVIDOS

Neste capítulo são apresentados resultados de ensaios realizados tanto na fundação argilosa como no material do aterro da Estrada de Acesso para a construção do Aterro II do IPR. Características do geotêxtil utilizado são também apresentadas.

6.1 - RESUMO SOBRE AS CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DA ARGILA CINZA DO RIO DE JANEIRO

Foram vários os autores que apresentaram, até a presente data, trabalhos sobre as características geotécnicas da argila mole no local da construção dos aterros experimentais do Instituto de Pesquisas Rodoviárias, dentre os quais, podem ser citados: Ramalho Ortigão (1975), Coutinho (1976), Costa Filho et al (1977), Antunes (1978), Collet (1978), Ramalho Ortigão (1980) e outros. Desses trabalhos, obtiveram-se as propriedades da fundação argilosa para emprego no presente trabalho.

O local em questão se caracteriza pela presença de uma camada de cerca de 10m de profundidade de uma argila mole de coloração cinza escura. Se situa no km 116.5 da Rodovia Washington Luiz, margeando o rio Sarapuí. Na figura 6.1 apresenta-se, em mapa, o local da pesquisa.

Na figura 6.2 é apresentado o perfil geotécnico local que é composto de uma camada de argila mole sobrejacente a camadas de areia fina argilosa. Pode-se observar que os re-

sultados de SPT são muito baixos ou nulos ao longo da camada argilosa. O nível freático é influenciado pelas marés devido ao local em questão se situar próximo à Baía da Guanabara e ao rio Sarapuí. O nível d'água freático aflora à superfície do terreno.

A camada argilosa possui uma crosta superficial com grande quantidade de matéria vegetal (até 2.5m de profundidade). Nesta região, tanto o pré-adensamento como a resistência não-drenada parecem maiores como será visto posteriormente.

Na figura 6.3 apresentava-se a curva granulométrica do material da fundação onde se observa estar cerca de 70% do material dentro da faixa de argila (classificação da ABNT).

Na figura 6.4 estão sumarizadas as propriedades geotécnicas da fundação. Na figura 6.4(a) pode-se verificar que a umidade varia entre 100 e 170% ao longo da camada. Na figura 6.4(b) apresenta-se a variação do peso específico total com a profundidade. Seu valor vem sendo usualmente adotado como constante ao longo da profundidade e igual ao valor médio 13.2 kN/m^3 . Na figura 6.4(c) são apresentados os resultados de ensaios de palheta de campo (Collet, 1978). Nota-se o crescimento da resistência não-drenada na superfície devido à crosta já comentada anteriormente. Na figura 6.4(d) é apresentada a variação da sensibilidade da argila com a profundidade. Verifica-se que tal valor é praticamente constante e igual ao valor médio 2.59.

Na figura 6.5 é apresentada a história de tensões da fundação argilosa. Verifica-se que a relação de pré-adensamento é máxima na zona superficial (crosta) e diminui com a profundidade.

Na figura 6.6 são apresentados dados sobre o módulo de deformação obtidos em laboratório e através da retroanálise dos recalques do Aterro Experimental I. Tais valores retroanálisados estão representados em função do coeficiente de Poisson admitido para a fundação.

Para maiores detalhes sobre estas e outras características apresentadas, favor consultar as referências citadas nas figuras ou o trabalho de Ramalho Ortigão (1980).

6.2 - CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DO MATERIAL DO ATERRO

Os ensaios realizados com o material do aterro foram os indicados abaixo:

- Ensaio de Granulometria;
- Limites de Atterberg;
- Ensaios de Densidade In Situ;
- Ensaios de Compactação;
- Ensaios de Resistência ao Cisalhamento.

Através dos ensaios de granulometria constatou-se ser o solo composto por partes praticamente iguais de argila e areia e complementado, por menor quantidade, de silte. A curva granulométrica obtida é apresentada na figura 6.7. O valor médio da densidade dos grãos foi de $G = 2.541$.

Nos ensaios de limite de Atterberg, encontraram-se os seguintes valores:

- Limite de Liquidez: $LL = 49\%$

- Limite de Plasticidade: LP = 31%
- Índice de Plasticidade: IP = 18%

Ao longo da estrada foram feitos vários ensaios de densidade *in situ* pelo processo do Frasco de Areia obtendo-se um peso específico médio de 20.5 kN/m^3 .

Através de ensaios de compactação Proctor Normal obteve-se para umida ótima do material o valor $h_{ot} = 18.8\%$ e peso específico seco máximo $\gamma_s = 16.4 \text{ kN/m}^3$. A partir dos resultados acima, foi feita uma avaliação do grau de compactação do trecho da estrada sob as rodas dos caminhões obtendo-se o excelente resultado de 106%.

Uma série de ensaios de resistência do material do aterro foi também procedida. As amostras ensaiadas foram molhadas sob condições de umidade ótima e peso específico seco máximo, características essas que estão, certamente, próximas às *in situ*.

Na figura 6.8 apresentam-se os resultados obtidos nos diversos ensaios de compressão simples executados no material de aterro.

Através dos ensaios de cisalhamento direto realizados, também nas condições de umidade ótima e peso específico seco máximo, obteve-se a envoltória de ruptura de Mohr que aparece na figura 6.9.

6.3 - CARACTERÍSTICAS DO GEOTÊXTIL EMPREGADO

O geotêxtil utilizado ao longo das seções testes foi do tipo não-tecido com fios de poliéster agulhados da mar-

ca Bidim. Dois tipos de manta foram utilizadas, a saber: Bidim OP-30 e Bidim OP-40.

Na tabela 6.2 são apresentadas as características físicas e mecânicas do geotêxtil fornecidas em catálogos do fabricante. Tais catálogos, em geral, fornecem apenas informações gerais sobre o produto não se prendendo aos detalhes de certas características que seriam importantes quando do seu emprego como reforço. Não são fornecidas, por exemplo, informações à respeito do módulo de deformação (ou a curva tensão x deformação) em condições de deformação plana. Entretanto, obteve-se no catálogo da representante americana da marca Bidim (Monsanto) um valor para o módulo de elasticidade de 55 kN/m.

Segundo o fabricante do produto, o geotêxtil em questão é bastante resistente no que diz respeito à fluênciia, o que é característico das mantas à base de poliéster. A redução da sua resistência devido ao contato com substâncias agressivas (ácidos, bases, etc...) em geral é inferior a 6%. Ainda, segundo informações obtidas no catálogo, esta marca de geotêxtil não é atacável por microorganismos.

Maiores detalhes sobre outras características de menor relevância para o presente trabalho podem ser encontrados nos catálogos da marca Bidim. Detalhes de confecção e comparações entre características mecânicas desse e de outros tipos de geotêxteis podem ser encontradas nos capítulos 2 e 3 do presente trabalho.

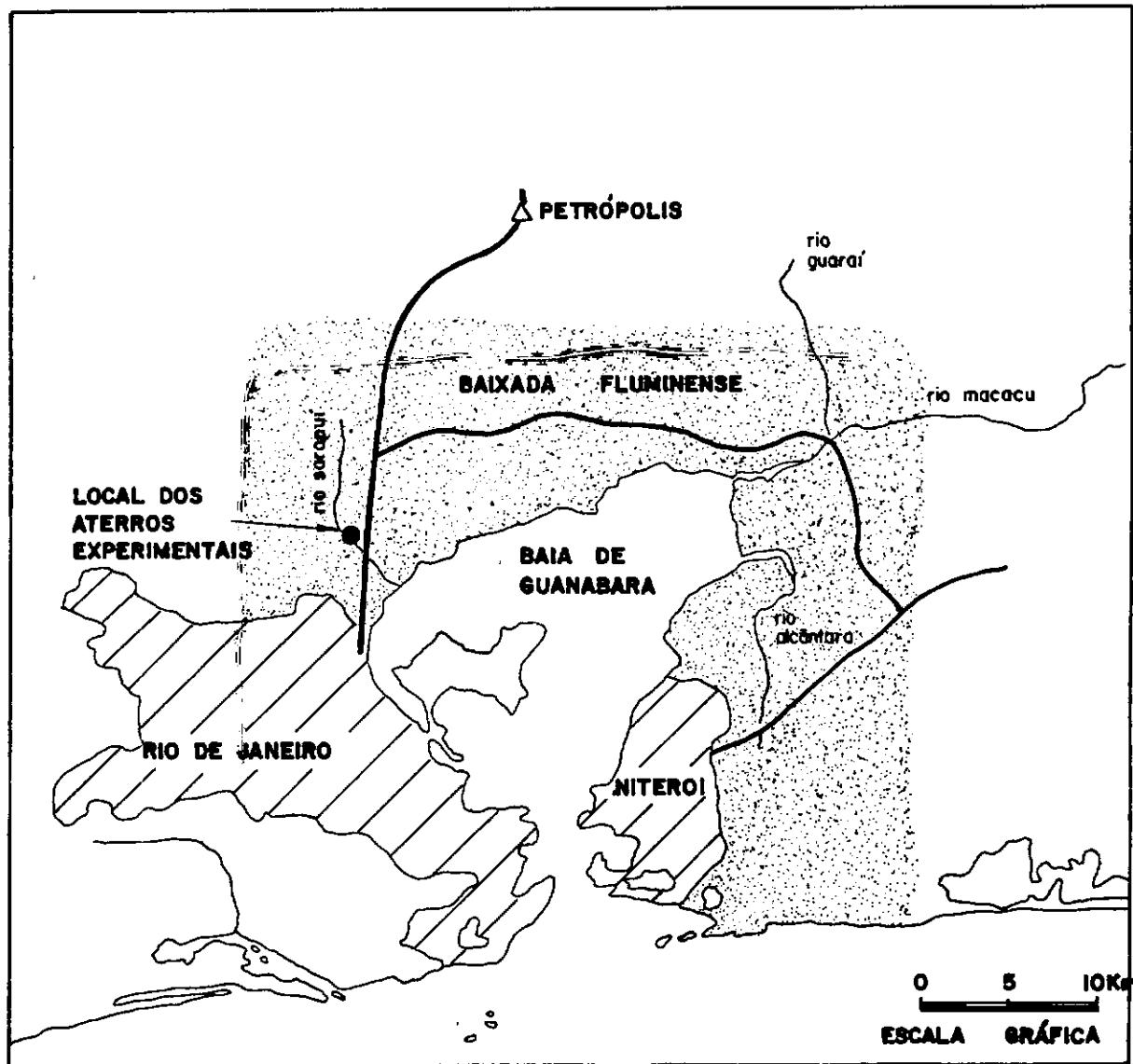


FIG. 6.1 - LOCALIZAÇÃO DOS ATERROS EXPERIMENTAIS DO IPR

ESC. GRÁFICA

0 1 2 3 4m

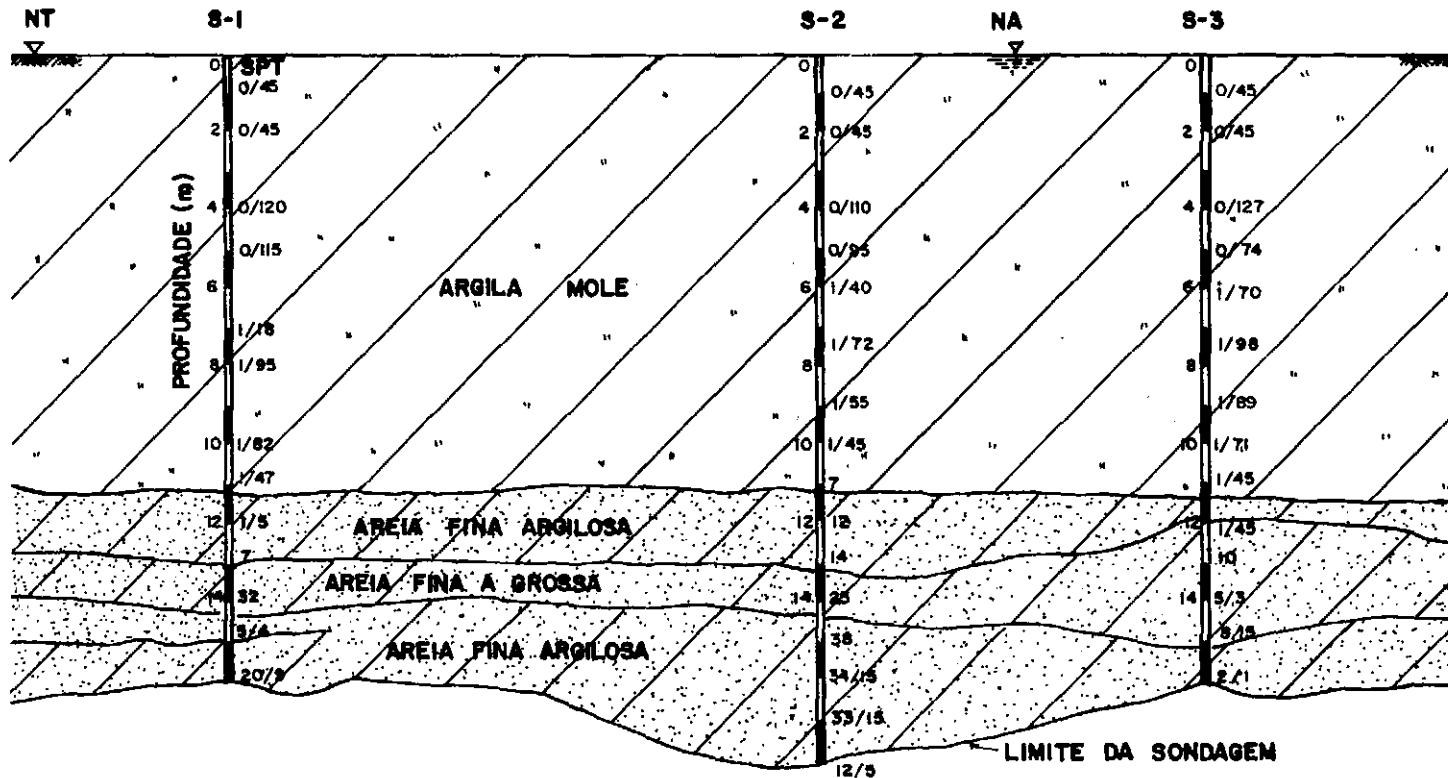


FIG. 6.2 – PERFIL GEOTÉCNICO DA FUNDAÇÃO – APUD RAMALHO ORTIGÃO (1980)

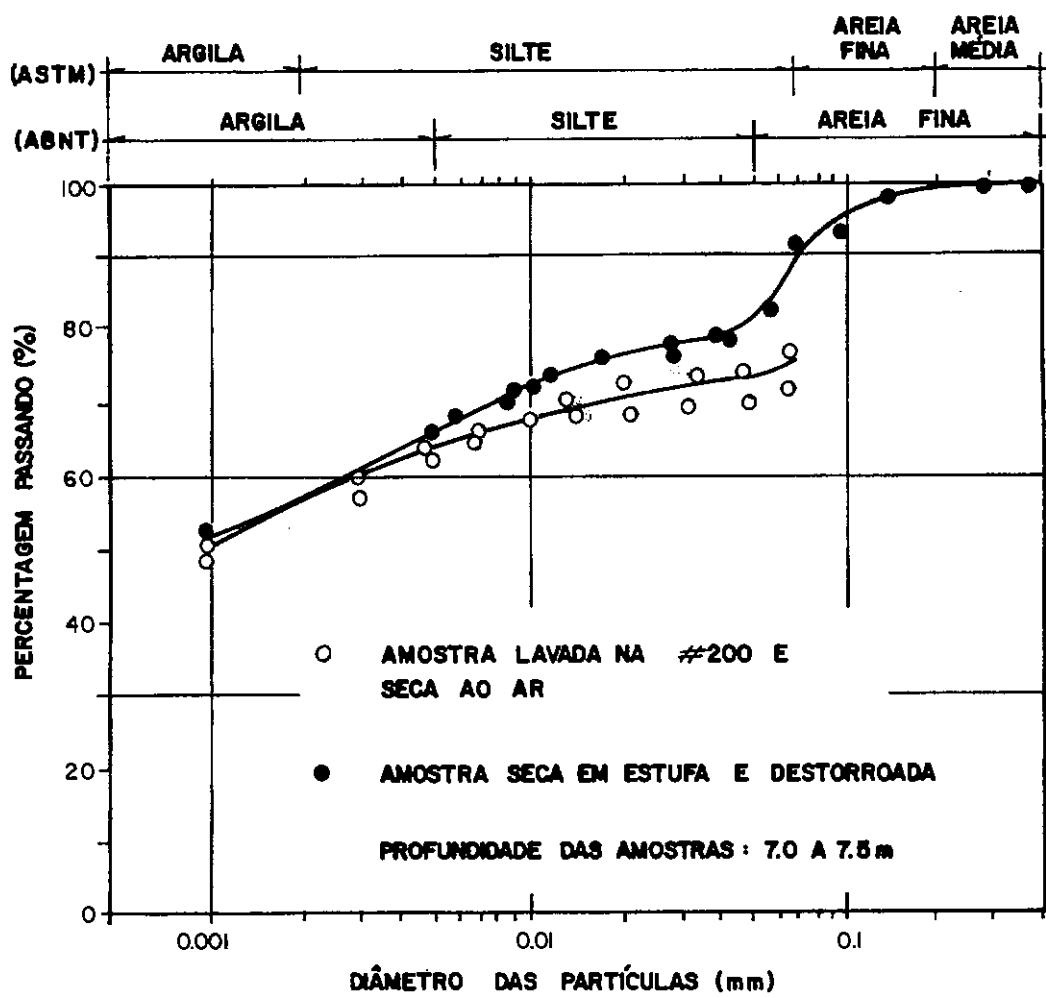


FIG. 6.3 - CURVAS GRANULOMÉTRICAS DA ARGILA CINZA DO RIO DE JANEIRO - APUD RAMALHO ORTIGÃO (1980)

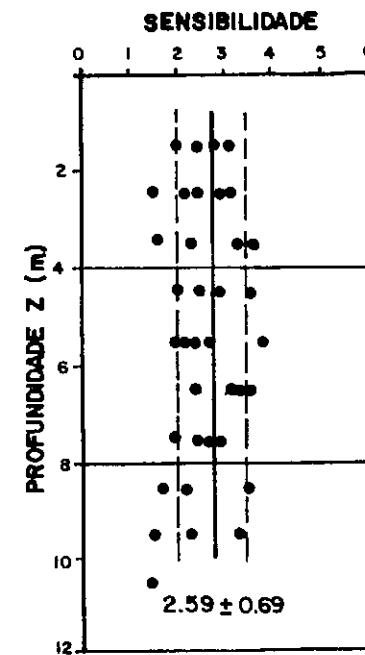
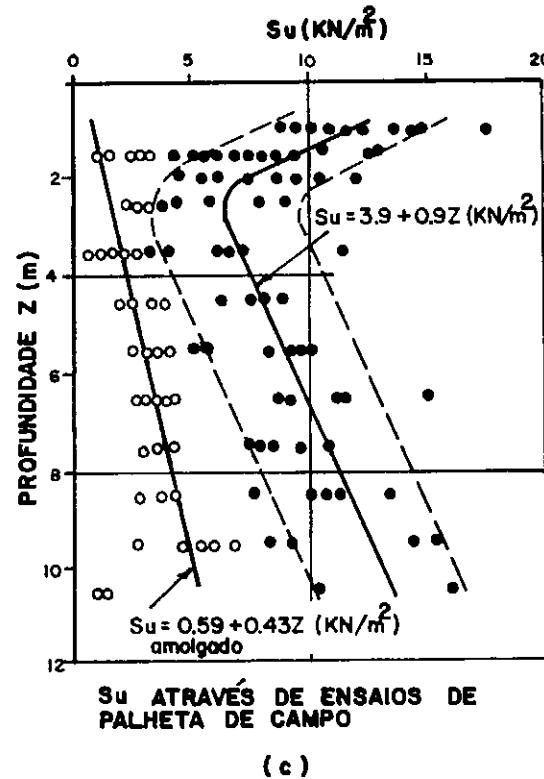
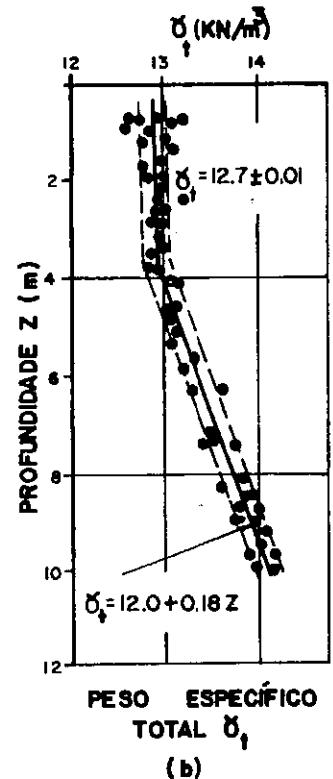
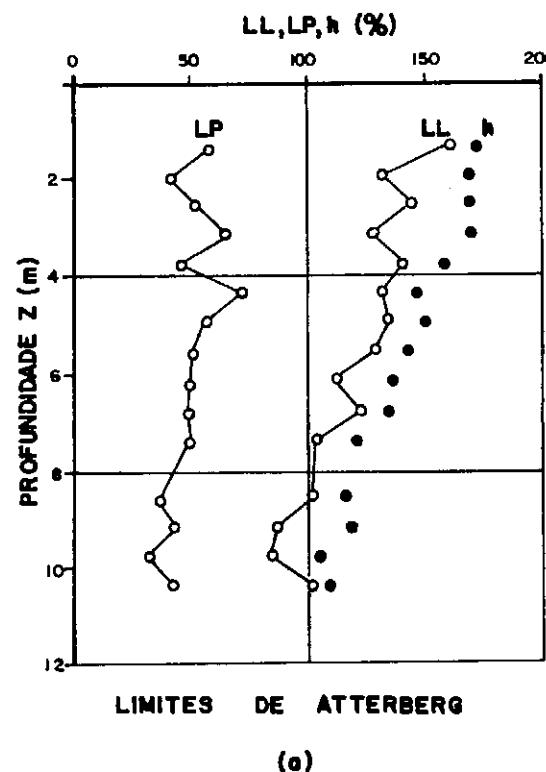


FIG.6.4 – RESUMO DE PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DA ARGILA CINZA DO RIO DE JANEIRO – APUD RAMALHO ORTIGÃO (1980)

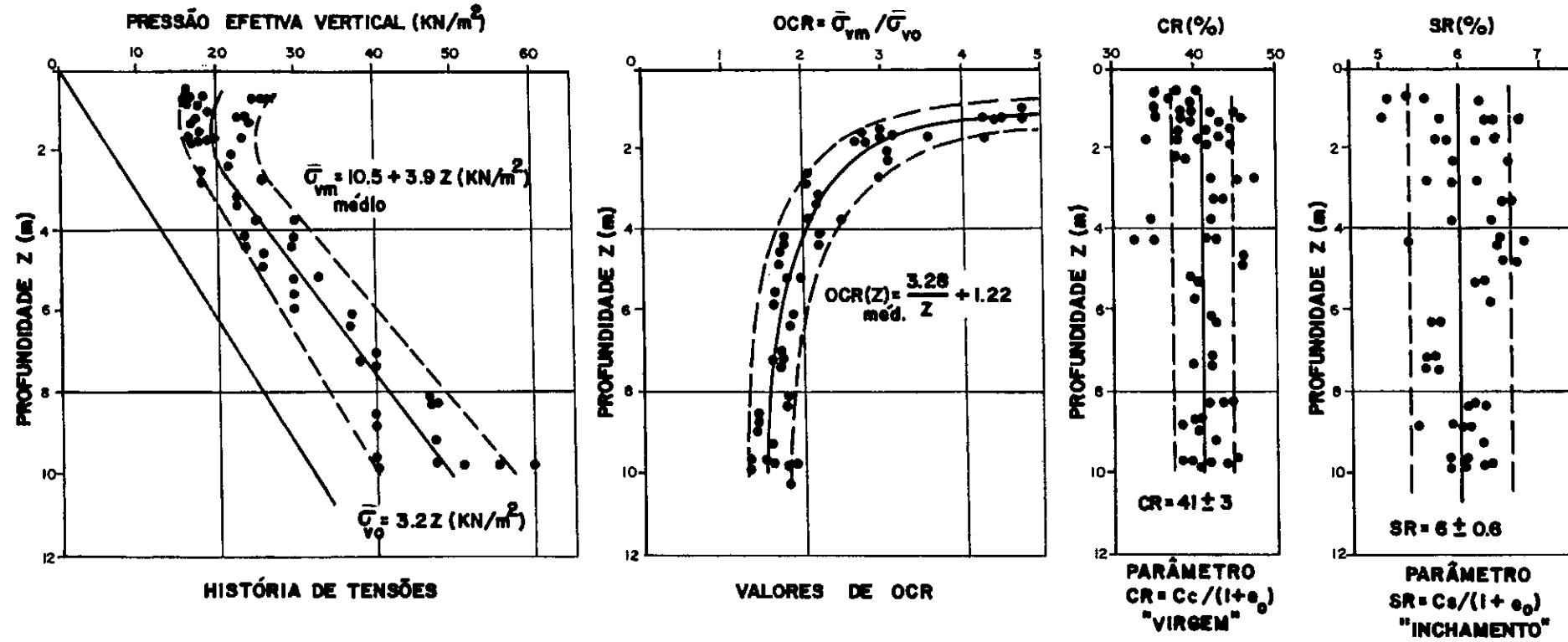


FIG.6.5 - RESUMO DE RESULTADOS DE ENSAIOS OEDOMÉTRICOS NA ARGILA CINZA DO RIO DE JANEIRO - APUD RAMALHO ORTIGÃO (1980)

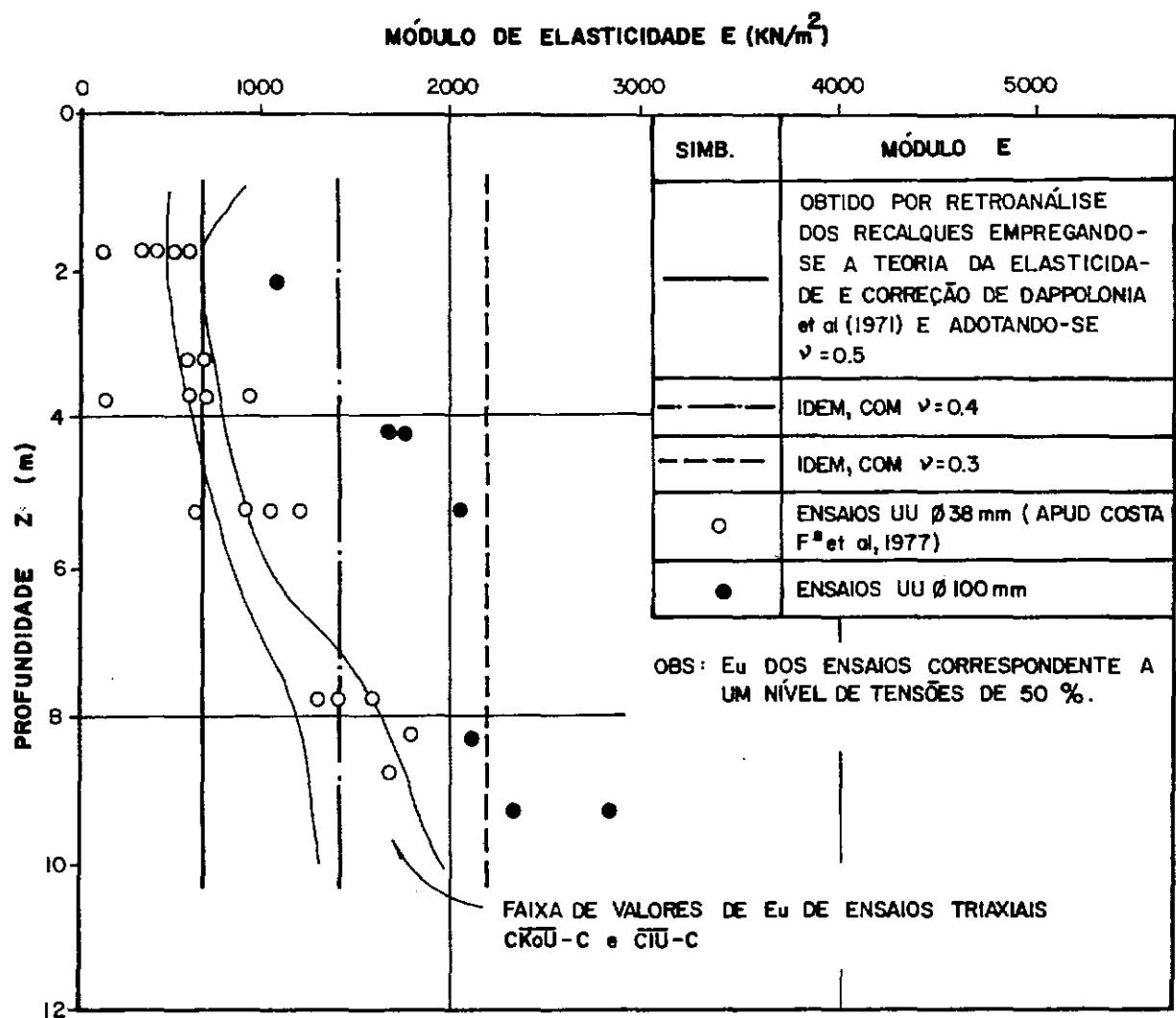


FIG. 6.6 - DADOS SOBRE O MÓDULO DE ELASTICIDADE DA FUNDAÇÃO
- APUD RAMALHO ORTIGÃO (1980)

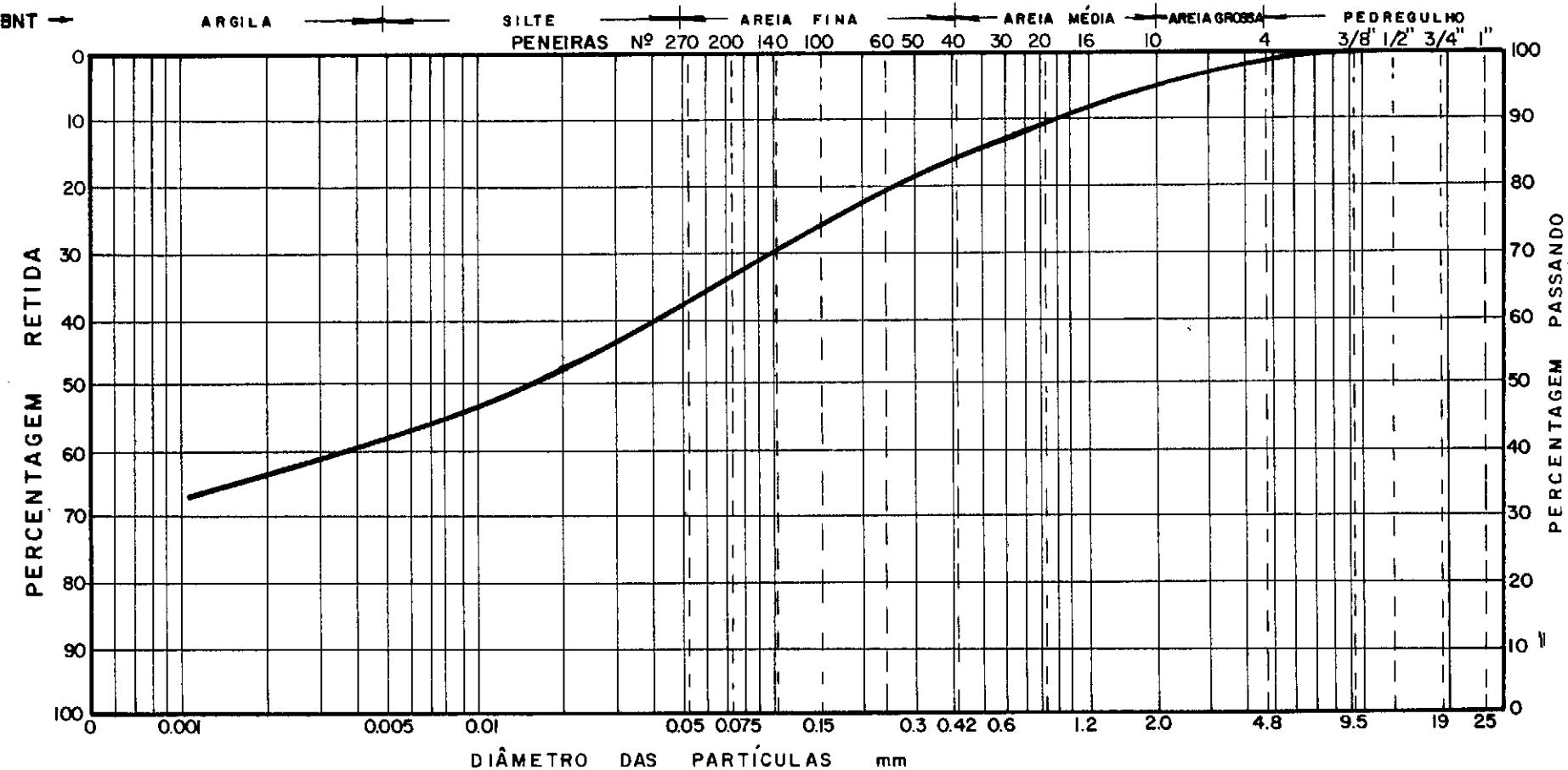


FIG. 6.7 — CURVA GRANULOMÉTRICA DO MATERIAL DO ATERRO
DA ESTRADA DE ACESSO

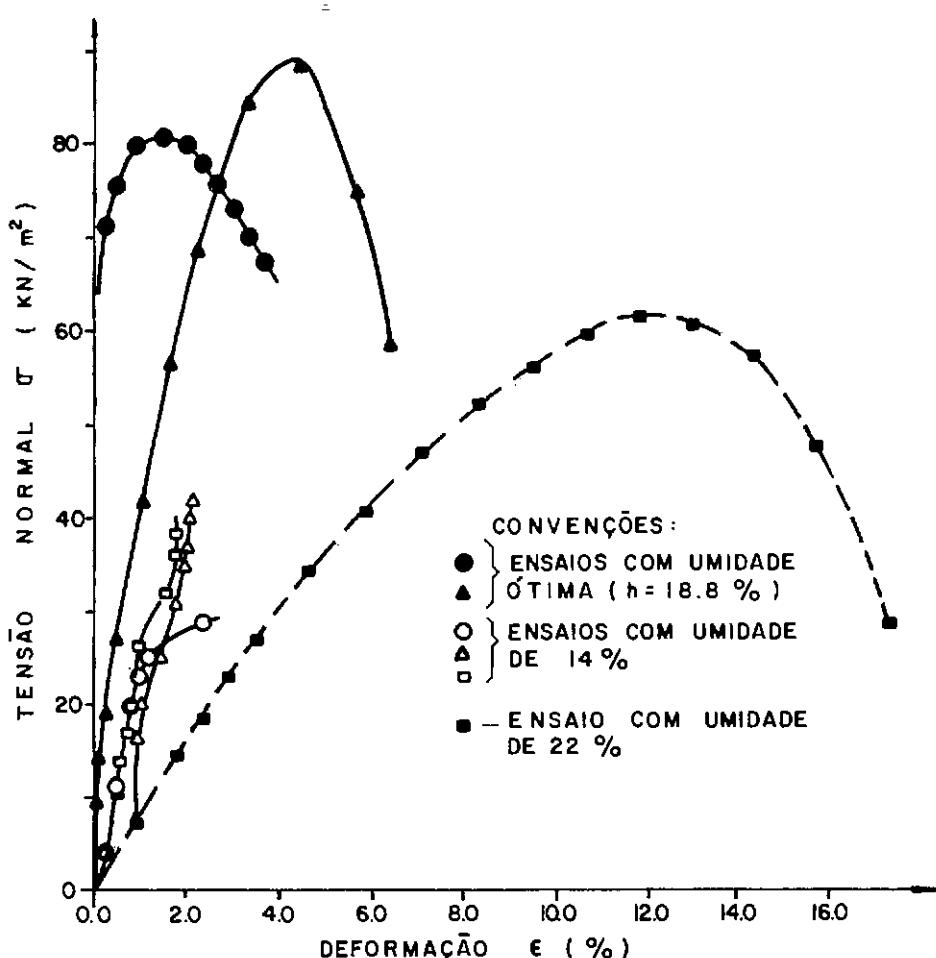


FIG. 6.8 — ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES NO MATERIAL DE ATERRO DA ESTRADA DE ACESSO

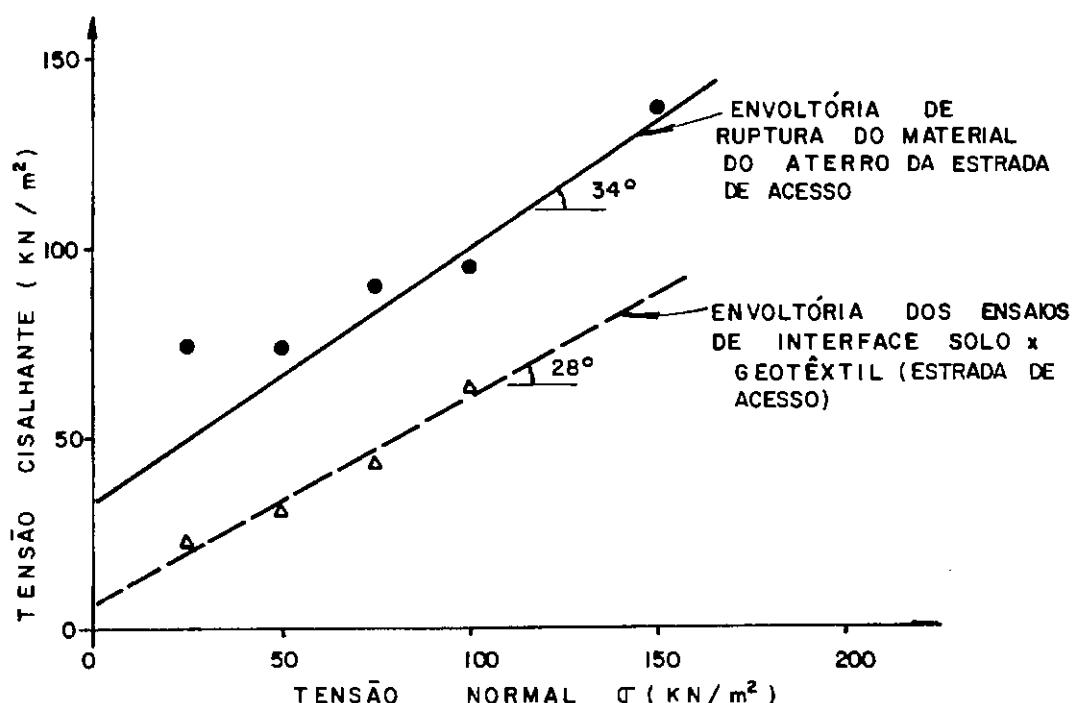


FIG. 6.9 — ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO: RESISTÊNCIA DO MATERIAL DO ATERRO E RESISTÊNCIA DE INTERFACE

CARACTERÍSTICAS	TIPO DE GEOTÊXTIL	
	OP - 30	OP - 40
DENSIDADE SUPERFICIAL (g / m ²)	300	400
COMPRIMENTO DA MANTA (m)	210	150
LARGURA DA MANTA (m)	2.15 4.30	2.15 4.30
PESO MÉDIO DA BOBINA (KN)	1.35 2.70	1.29 2.58
ESPESSURA DA MANTA (mm)	3.5	3.8
RESISTÊNCIA À TRAÇÃO MONODIRECIONAL (KN / 5cm)	0.80	1.05
DEFORMAÇÃO NA RUPTURA MONODIRECIONAL (%)	50 - 70	50 - 70
RESISTÊNCIA À TRAÇÃO BIDIRECIONAL (KN / m)	23	31
DEFORMAÇÃO NA RUPTURA BIDIRECIONAL (%)	27 - 30	27 - 30
ÍNDICE DE PENETRAÇÃO	1.3	0.8
RESISTÊNCIA AO ESTOURO (KN / m ²)	3000	3000
RESISTÊNCIA AO RASGO EM FORMA DE ASA (N)	180	270

TABELA 6.1 — CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DO GEOTÊXTIL EMPREGADO

7 - DETALHAMENTO DAS SEÇÕES INSTRUMENTADAS

Neste capítulo são apresentadas e detalhadas as seções instrumentadas para a verificação do comportamento das mantas geotêxteis instaladas na Estrada de Acesso para a construção do Aterro II da Pesquisa de Aterros sobre Solos Compressíveis do Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR).

Foram estudadas, ao todo, 6 seções do aterro, empregando-se dois tipos de geotêxtil Bidim, a saber: Bidim OP-30 e Bidim OP-40. As características mecânicas desse geotêxtil foram apresentadas em capítulo anterior. Nas seções instrumentadas tentou-se, dentro do possível, instalar a manta das maneiras indicadas no capítulo 5 (ver figura 5.5).

Duas das seções instrumentadas não contêm geotêxtil, para servirem de referência para comparações. Todavia, uma destas seções, a de número 3, foi acidentada logo após a sua instalação tendo sido, então, abandonada. As denominações e características das seções são apresentadas abaixo:

- S-1 Seção com Bidim OP-30 simplesmente colocado sob a plataforma da estrada;
- S-2 Sem geotêxtil;
- S-3 Sem geotêxtil. Inutilizada, por acidente, logo após a passagem do aterro;
- S-4 Seção com Bidim OP-40 simplesmente colocado sob toda a base do aterro;
- S-5 Seção com Bidim OP-40 ancorado internamente (ver figura 5.5 (d));
- S-6 Seção com Bidim OP-40 ancorado externamente.

Na figura 7.1 é apresentada a planta da Estrada de Acesso com a localização das seções instrumentadas.

Nas figuras 7.2 a 7.6 são detalhadas as características geométricas e a instrumentação instalada nas seções teste. Maiores detalhes quanto ao projeto de instrumentação e a instrumentação utilizada serão fornecidas em capítulo posterior.

Na seção S-6 tentou-se obter uma maior solicitação da manta através de ancoragem externa, como mostra a figura 7.6. A tentativa de ancoragem externa apresentadas nesta figura, se deveu ao fato de que a seção apresentada na figura 5.5(e) se tornar muito difícil de instalar devido às condições superficiais do terreno.

Deve-se frisar que na construção da estrada não foram dispensados maiores cuidados quanto à execução, isto é, o material do aterro era lançado, espalhado pelo trator (modelo D-4) e compactado pelo próprio tráfego do trator e dos caminhões carregados. Deste modo, tem-se um teste bastante rigoroso e realista da aplicação de geotêxteis a esse tipo de obra.

Embora houvesse a intenção de se instrumentar seções com alturas menores (30 ou 40cm, por exemplo) isso não foi possível por terem sido observadas excessivas deformações verticais devidas ao peso de trator (que é mais leve que os caminhões carregados) nas primeiras camadas de aterro espalhadas.

Nos capítulos posteriores são dados maiores detalhes sobre a instrumentação utilizada e o seu comportamento.

RIO

SARAPUI

RODOVIA WASHINGTON LUIZ

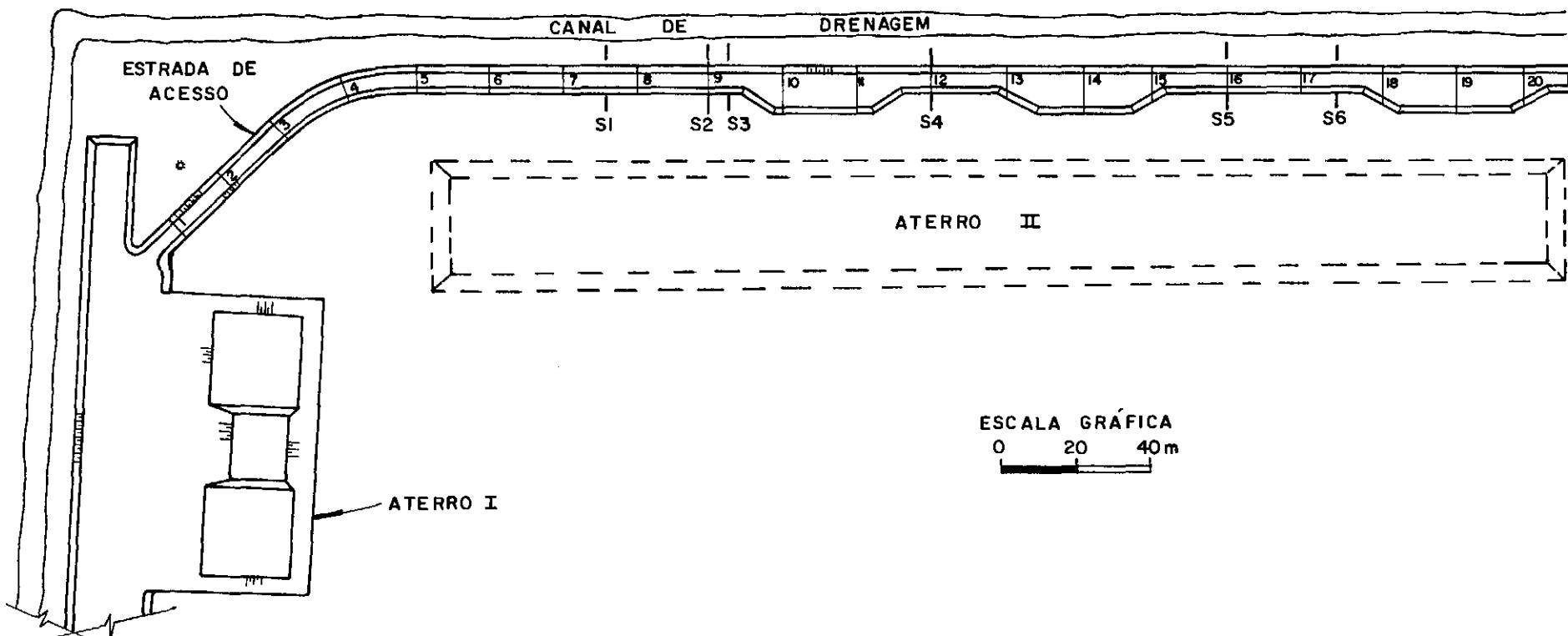
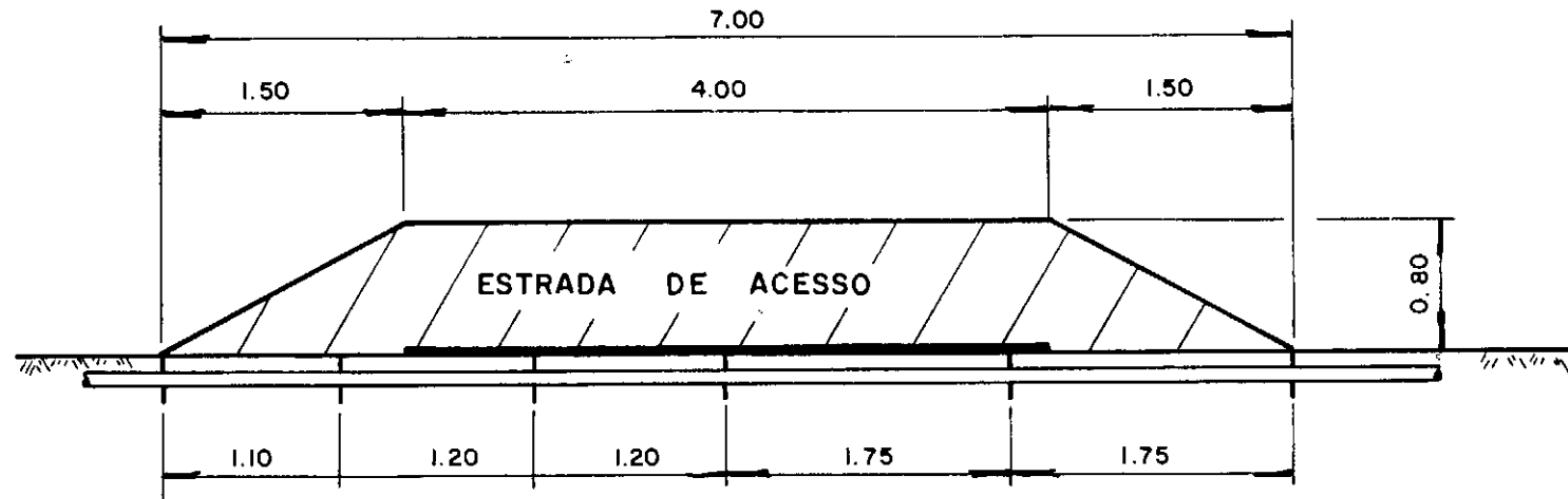
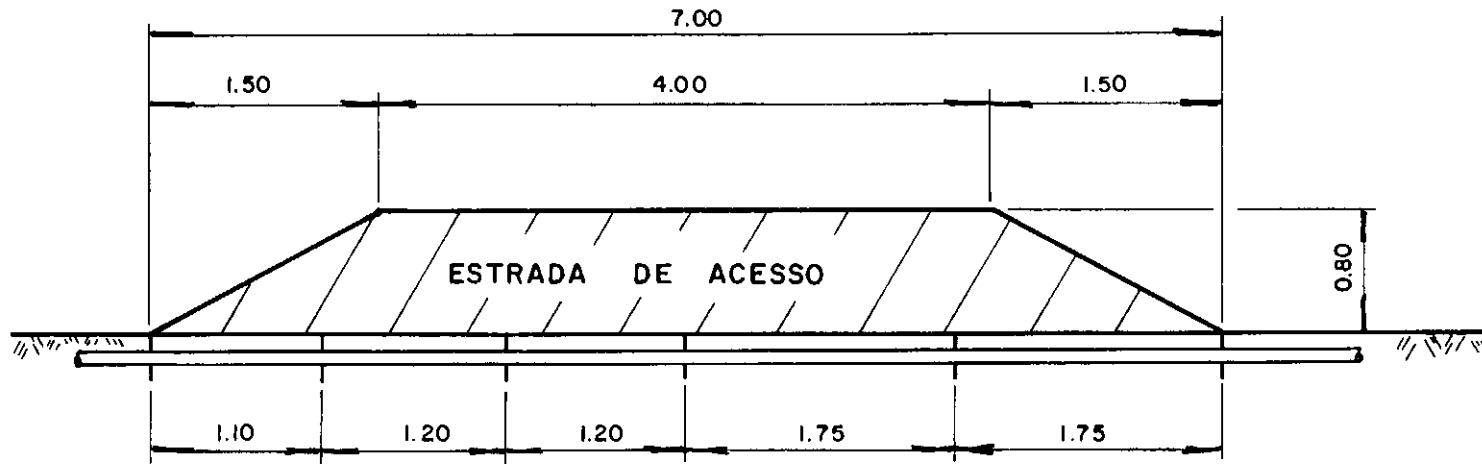


FIG. 7.1 — PLANTA DA ESTRADA DE ACESSO — LOCALIZAÇÃO DAS SEÇÕES INSTRUMENTADAS



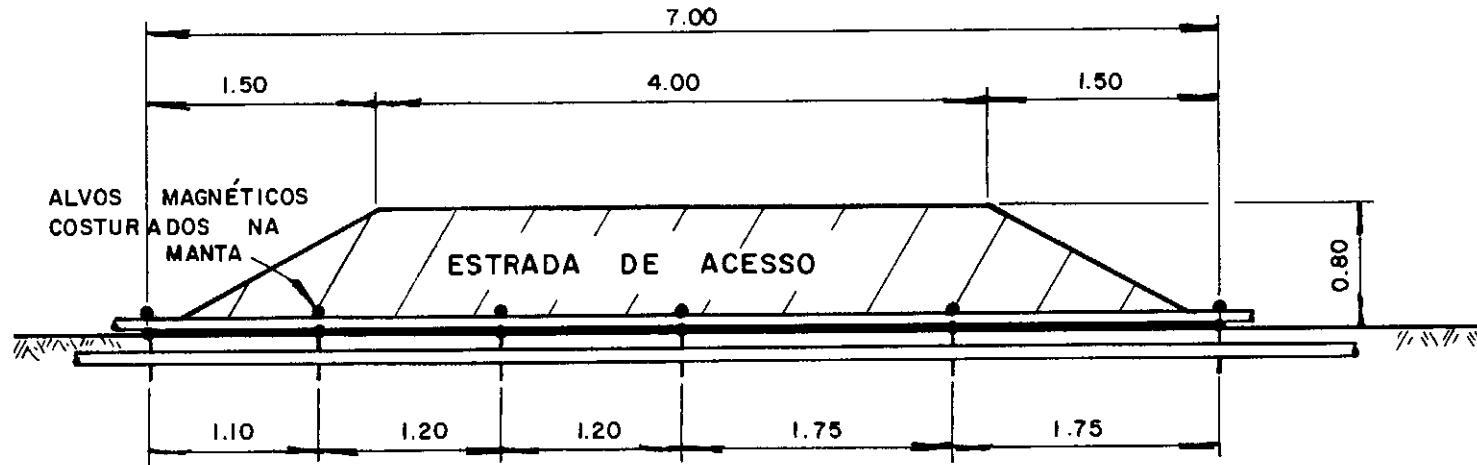
ESCALA GRÁFICA:
 0.0 1.0 2.0m

FIG. 7.2 – DETALHAMENTO DA SEÇÃO S-I – BIDIM OP-30 SOB A PLATAFORMA



ESCALA GRÁFICA:
 0.0 1.0 2.0m

FIG. 7.3 – DETALHAMENTO DA SEÇÃO S-2 – SEM GEOTÊXTIL



ESCALA GRÁFICA:
0.0 1.0 2.0 m

FIG. 7.4 – DETALHAMENTO DA SEÇÃO S-4 – BIDIM OP - 40

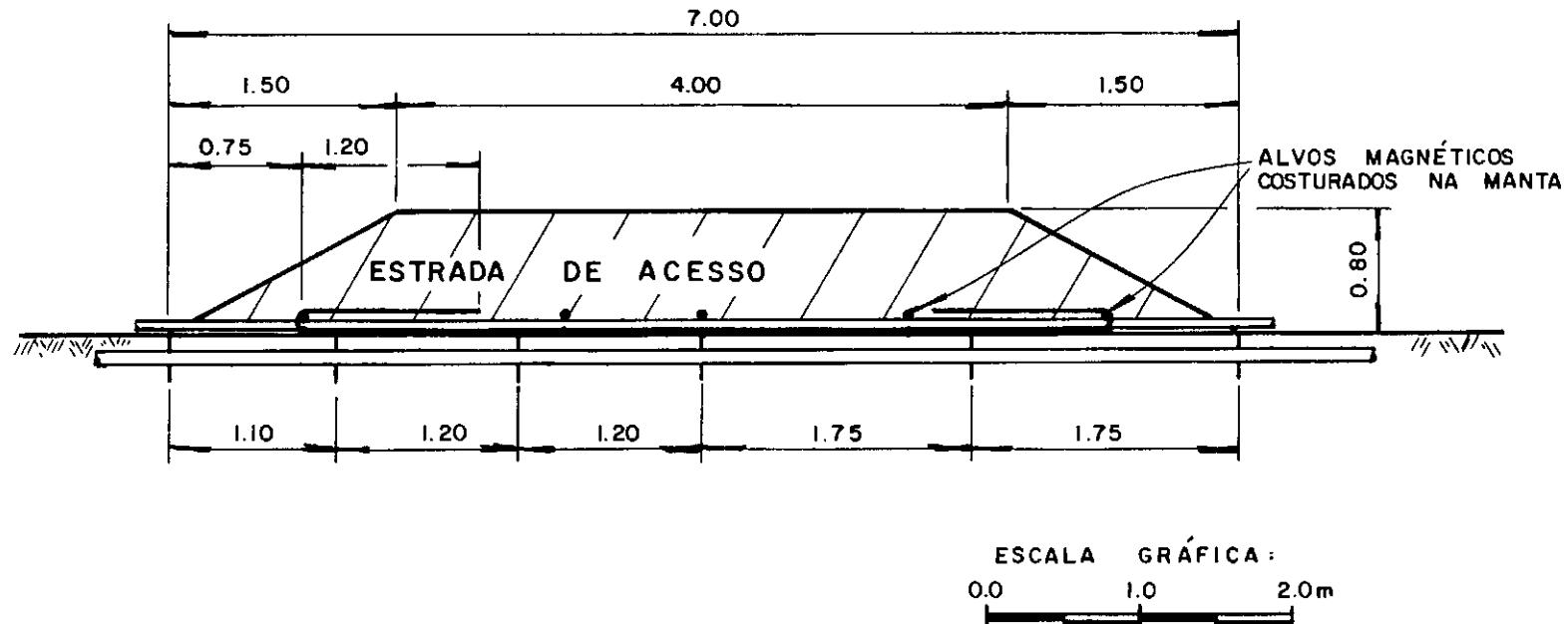


FIG. 7.5 – DETALHAMENTO DA SEÇÃO S-5 – BIDIM OP - 40 ANCORADO INTERNAMENTE

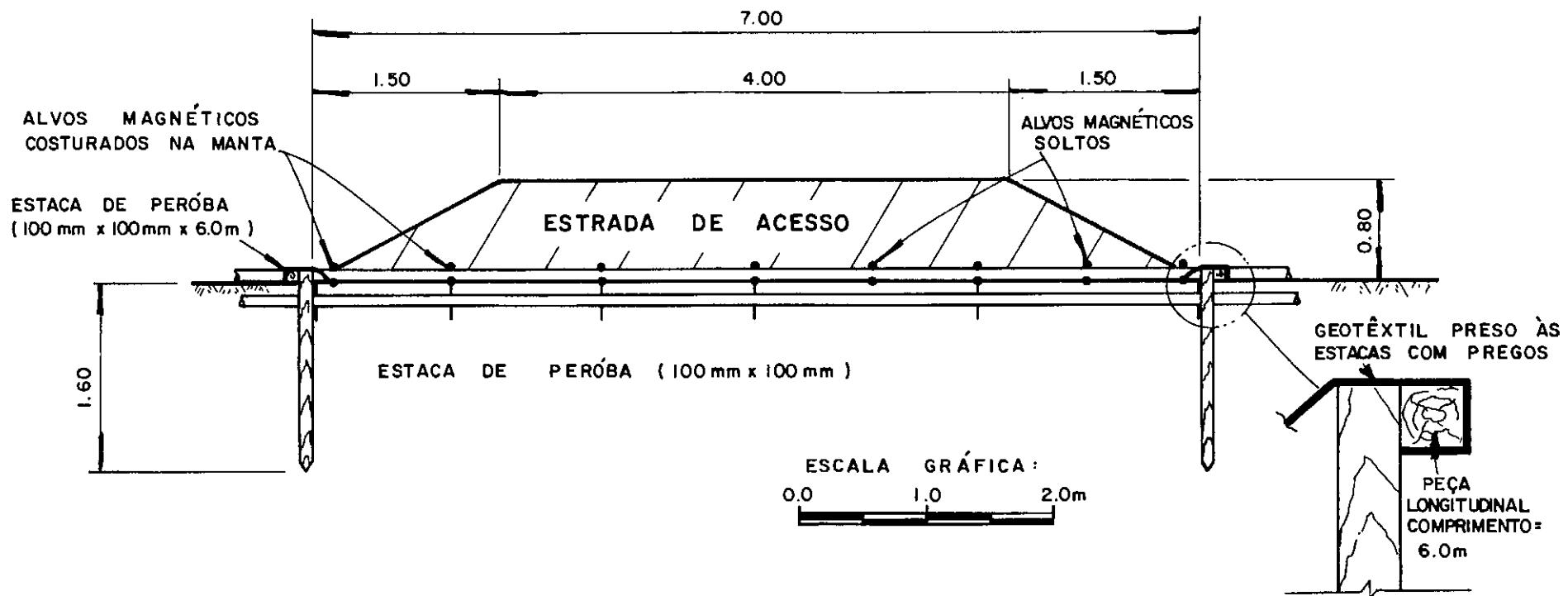


FIG. 7.6 – DETALHAMENTO DA SEÇÃO S-6 – BIDIM OP-40 ANCORADO EXTERNAMENTE

CAPÍTULO 8
PROJETO DA INSTRUMENTAÇÃO E INSTRUMENTOS
UTILIZADOS NA ESTRADA DE ACESSO

8 - PROJETOS DA INSTRUMENTAÇÃO E INSTRUMENTOS UTILIZADOS NA ESTRADA DE ACESSO

Neste capítulo são apresentados e comentados o projeto da instrumentação e os instrumentos utilizados neste trabalho.

8.1 - PROJETO E INSTALAÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO

A instrumentação da estrada de acesso constou dos seguintes instrumentos e finalidades:

- Placas magnéticas do extensômetro magnético horizontal para a medição dos deslocamentos horizontais superficiais do terreno;
- Alvos magnéticos costurados na manta de Bidim (quando presente na seção) para a obtenção das deformações horizontais no geotêxtil;
- Tubos para a passagem dos torpedos do extensômetro magnético horizontal e do medidor contínuo de recalques (Perfilômetro).

Quanto a disposição típica ao longo da seção, tal pode ser visto na figura 8.1.

Foi utilizado o mesmo tubo para o acesso dos torpedos do extensômetro magnético horizontal e do perfilômetro, tubo este de PVC com 50mm de diâmetro para esgoto. Esse tubo mostrou-se suficientemente flexível para a medição dos recalques. Cada peça de tubo (com 3m de comprimento) foi ligada a outra através de juntas telescópicas feitas com tubos de PVC rígido, marrom com 60mm de diâmetro. As características geo-

métricas da junta são apresentadas na figura 8.1(c).

A escolha de juntas telescópicas para a solidarização do tubo parece ser a mais indicada devido a possibilitar a movimentação dos tubos de acesso sem acréscimo significativo de tensões de tração aos mesmos que, sem dúvida, surgiriam se tais peças fossem soldadas umas às outras como usualmente o são em encanamentos. A rigidez da solda pode provocar o secionamento do tubo quando ocorrem grandes deslocamentos.

A instalação do tubo de acesso para as medições foi feita da seguinte maneira: primeiramente procedeu-se à remoção da matéria vegetal superficial; a seguir, abriu-se uma cava com cerca de 30cm de profundidade; em separado eram montados os tubos, juntas e placas; o conjunto era, então, inserido na cava e a disposição das placas era confirmada; o material escavado era recolocado sobre o conjunto instalado assim como a matéria vegetal.

Na montagem dos tubos e juntas tomava-se o cuidado de, após a colocação da junta, solidarizá-la ao tubo com fita adesiva para evitar que a mesma corresse quando da instalação do conjunto. Havia, também, na extremidade de cada tubo de acesso, marcas indicando a posição correta da junta telescópica.

Os alvos magnéticos instalados para a obtenção das deformações horizontais da manta foram imãs circulares (ver figura 8.1(d), em forma de anel, pelo interior dos quais é possível passar um tubo flexível de PVC com 40mm de diâmetro para o acesso do torpedo magnético. Os imãs foram solidarizados à manta através de costura com linha idêntica à empregada para fazer emendas no geotêxtil utilizado. Este trabalho foi

feito antes da colocação da manta. Após a costura de todos os imãs, as distâncias entre os mesmos foram medidas para efeito de leituras iniciais.

A junta telescópica utilizada na junção das peças de tubo PVC para as medições na manta obedeceu ao mesmo funcionamento indicado na figura 8.1(c). O tubo empregado na junta foi de PVC rígido marron com 50mm de diâmetro. Os cuidados dispensados para a perfeita instalação da junta, nestes casos, foram os mesmos já descritos anteriormente.

Quando o aterro estava prestes a atravessar a seção instrumentada, antes disso ocorrer, os tubos eram cobertos com material do aterro, manualmente, para protegê-los e evitar que os mesmos pudessem ser danificados pelo impacto com alguma pedra.

Imediatamente antes e imediatamente após a colocação do material do aterro eram feitas várias leituras com todos os instrumentos utilizados. Verificou-se que não seria correto tomarem-se como leituras iniciais as leituras feitas antes da colocação do aterro devido a esta colocação provocar grandes deslocamentos horizontais nas placas de extensômetro magnético horizontal e grandes deslocamentos verticais no tubo de acesso para a medição dos recalques devido ao assentamento provocado pelo peso do aterro e do trator. Por esse motivo, as leituras iniciais foram tomadas como sendo as feitas imediatamente após a colocação do aterro sobre a instrumentação.

8.2 - DESCRIÇÃO DOS INSTRUMENTOS UTILIZADOS

Neste item são apresentados e descritos os instrumentos utilizados nas seções testes. São discutidos os princípios de funcionamento e a acurácia^(*) dos mesmos.

8.2.1 - EXTENSÔMETRO MAGNÉTICO HORIZONTAL

A medição dos deslocamentos horizontais do solo pode ser conseguida através da utilização de um conjunto de placas magnéticas e de um torpedo (ou sensor) magnético. O torpedo tem em seu interior um contato elétrico que se fecha quando da ação do campo magnético do imã. Isso faz com que haja passagem de corrente elétrica pelo fio que une o torpedo à unidade de leitura provocando o disparo de um alarme sonoro presente nesta unidade. Isso pode ser visto na figura 8.2.

Na placa de concreto construída a uma certa distância do pé do aterro de maneira a não sofrer a influência de movimentação deste, é parcialmente embutido um imã de referência para as medições. À medida que o torpedo vai sendo introduzido no tubo pela corda puxada pela outra extremidade, vão sendo feitas leitura na trena presa ao torpedo em relação à boca do tubo de acesso a cada disparo do alarme. Como a distância da boca do tubo ao imã de referência também é tomada dessa maneira, a diferença entre a leitura na trena para uma placa qualquer e a leitura para o imã de referência possibilita a obtenção da distância da placa em questão ao imã de referência.

NOTA: (*) - Os termos utilizados neste trabalho para caracterizar a qualidade das leituras feitas por um instrumento (acurácia, precisão, repetibilidade, etc...) tem o significado dado por Dunnicif (1971).

rência, que é admitido como indeslocável. O acompanhamento da evolução dessa distância em relação à distância inicial permite obter os deslocamentos horizontais da placa. Assim, é possível obter-se a deformação horizontal da fundação entre duas placas magnéticas seguidas, pela diferença entre as distâncias atual e inicial entre estas duas placas dividida pela distância inicial.

No que diz respeito aos fatores que podem conduzir a erros de leitura com este instrumento, pode-se enumerar, como os mais comuns, os seguintes:

- 1 - A distância da boca do tubo de acesso ao imã de referência é insuficiente, podendo ocorrer erros na leitura devido à curvatura da trena caso esta passe pelo imã na sua posição elevada. Há, também, neste caso, a influência inconveniente do fio do torpedo. Para minimizar esse efeito, recomenda-se um comprimento l_b (ver figura 8.2 (b)) não inferior a 60cm;
- 2 - A trena se enrosca no torpedo ou em torno do fio fazendo com que se mascare a verdadeira medida. Isso é comum quando se utiliza trenas de pano ou fibra de vidro. Para evitar isso, recomenda-se a utilização de trena de aço;
- 3 - O alarme dispara mais de uma vez, para um só imã, quando da passagem do torpedo. Isso ocorre em imãs com maior intensidade de imantação. Deve-se então, a título de sistemática, fazer-se a leitura cuidadosamente sempre ao primeiro toque do alarme sonoro;

4 - Há o deslocamento da boca do tubo de acesso no meio de uma leitura. Isto pode ocorrer quando há uma junta telescópica relativamente próxima à boca do tubo. Este tipo de erro pode ser evitado verificando-se a sua possibilidade de ocorrência antes de se começarem as leituras em um tubo.

O extensômetro magnético horizontal ao longo das vezes e que foi utilizado em medições de deslocamentos (ver, por exemplo, Ramalho Ortigão, 1980 e Coutinho, 1980)) tem se mostrado bastante acurado — acurácia da ordem de 2mm — e tem sofrido desenvolvimentos constantes no Instituto de Pesquisas Rodoviárias para melhorar cada vez mais o seu desempenho.

8.2.2 - PERFILÔMETRO DE RECALQUES

Um instrumento para medição de perfis de recalques foi desenvolvido no Instituto de Pesquisas Rodoviárias para emprego em obras sobre solos moles. Tal instrumento se aplica especialmente ao caso estudado no presente trabalho, uma vez que a utilização de outros instrumentos para este fim (placas de recalque, por exemplo) seria bastante dificultada devido ao constante tráfego de veículos pela estrada. Na figura 8.3 é apresentado, de maneira esquemática, o perfilômetro IPR.

O instrumento funciona da seguinte maneira: o painel (ver figura 8.3) é ligado ao torpedo através de um tubo de plástico flexível 9.00mm de diâmetro que tem no seu interior outro tubo plástico com 3.2mm de diâmetro; o tubo de 3.2mm liga o manômetro de mercúrio e a bomba de pressão manual do

painel a uma bolsa de borracha existente no interior do torpedo; ao longo de todo o tubo de 3.2mm e na bolsa de borracha existe ar; entre a parede externa do tubo de 3.2mm e a parede interna do de 9.0mm existe água desaerada que liga o interior do torpedo à bureta graduada no painel.

Para medir-se a posição do torpedo, o procedimento é o seguinte:

- 1 - Posicionado o torpedo no ponto onde se deseja a medida, são abertas as válvulas da bureta e do manômetro de mercúrio mantendo-se fechada a válvula da bomba manual de pressão;
- 2 - Aumenta-se gradativamente a pressão do ar através da bomba manual de pressão. Esse aumento vai sendo acusado no manômetro de mercúrio;
- 3 - Quando a pressão do ar se iguala à pressão devida à altura de coluna d'água H , a bolsa de borracha começa a se expandir fazendo com que o nível d'água na bureta se move ascendentemente;
- 4 - Quando o nível d'água na bureta se estabiliza num ponto cuja variação de volume d'água deslocada é igual ao volume da bolsa, sem estar tracionada, faz-se a leitura da bureta graduada e do desnível de mercúrio. Nestas condições, a altura H é calculada pela expressão:

$$H = \frac{\gamma_{Hg}}{\gamma_{H_2O}} \cdot h_{Hg} \quad (8.1)$$

onde:

H = distância, sob a vertical, entre o nível d'água na bureta e o torpedo;

h_{Hg} = desnível no manômetro de mercúrio;

γ_{Hg} = peso específico do mercúrio;

γ_{H_2O} = peso específico da água.

Para a obtenção da cota em que se encontra o torpedo, deve-se ter um ponto do painel nivelado topograficamente. Assim, se esse ponto de referência está abaixo do nível d'água da bureta, a cota do torpedo é dada por:

$$CT = CR + d - H \quad (8.2)$$

onde:

CT = cota do torpedo;

CR = cota do ponto de referência obtida através de nivelamento topográfico;

d = distância entre o nível d'água da bureta e o ponto de referência;

H = altura de coluna d'água calculada pela expressão 8.1.

Desde que a bureta esteja bem fixa no painel, é conveniente, por simplicidade nos cálculos, que o ponto de referência seja um valor da graduação da bureta (o menor, que em geral é o zero).

O Perfilômetro foi testado em laboratório e no campo com o intuito de avaliar a sua acurácia (Palmeira & Ramalho Ortigão, 1980). No laboratório, os testes consistiram em medir a altura H de coluna d'água através do aparelho e comparar essa medida ao valor medido através de uma trena milimetrada. O esquema do teste é apresentado na figura 8.4. Na figura 8.5 apresentam-se os resultados destes testes em labora-

tório. Verifica-se, por esta figura, que o erro apresentado pelo instrumento não parece variar com a altura H . Obteve-se, nesses ensaios, um erro médio de -3.8mm e um desvio padrão de 10.2mm. O erro médio deveria ser nulo. Entretanto, verificou-se (Palmeira & Ramalho Ortigão, 1980) ser bastante provável que esse valor negativo encontrado se deva ao fenômeno de capilaridade durante o processo de medição.

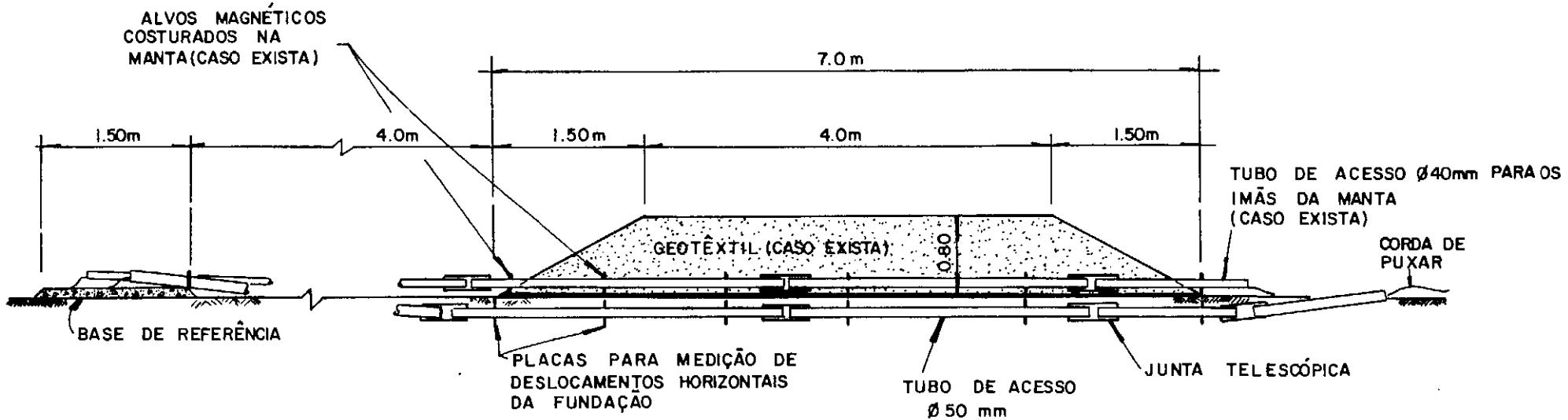
A temperatura é um dos fatores que afeta a leitura deste instrumento. Isto se deve ao fato da relação $\gamma_{Hg}/\gamma_{H_2O}$ variar com a temperatura, como mostra a figura 8.6. Tal erro (da ordem de no máximo 2.5mm por metro de coluna d'água medido), entretanto, não é significativo em presença de outros fatores. Isso se deve ao fato dos valores de H medidos serem pequenos (da ordem de 1m) e das características climáticas usualmente encontradas no Brasil. Os erros relevantes são devidos à sensibilidade do manômetro de mercúrio e ao enchimento excessivo da bolsa de borracha. Um erro de 1mm na leitura do manômetro de mercúrio acarreta um erro da ordem de 13.6mm no valor de H ($\gamma_{Hg} = 13.6 \gamma_{H_2O}$). Um erro no enchimento da bolsa de borracha pode acarretar erros bem maiores nos valores de H . Todavia, o erro no enchimento pode ser evitado com uma medição cuidadosa. Erros podem surgir, também, quando ocorrem vazamentos na tubulação do aparelho, motivo pelo qual recomenda-se a manutenção periódica do instrumento.

Para exemplificar o desempenho do Perfilômetro no campo, pode-se citar o aterro teste levado à ruptura no local da Barragem de Juturnaíba (Coutinho, 1980) próximo a Araruama-RJ. Nesta obra pode-se comparar os resultados obtidos com o Perfilômetro com outros instrumentos para a medição de re-

calques como, por exemplo, as placas de recalques. Na figura 8.7 apresenta-se a seção transversal do aterro com os deslocamentos verticais obtidos pelo Perfilômetro, pelas Placas de Recalques e Marcos Superficiais ao longo aos diversos estágios de carregamento. Depreende-se desta figura a excelente concordância entre os resultados dos dois primeiros instrumentos exceto, no que diz respeito à placa PL1 (ver figura 8.7), para os últimos estágios. Todavia, verificou-se (Palmeira & Ramalho Ortigão, 1980) que tal diferença se deveu à pouca acurácia desta placa motivada pela sua proximidade do talude jussante e do tráfego de caminhões que traziam material para a execução do aterro. Na figura 8.8 apresenta-se a comparação entre os resultados obtidos pelo Perfilômetro e pelas Placas de Recalques instaladas no trecho central do aterro (PL2 e PL3 na figura 8.7) e, por isso, menos afetadas pela movimentação lateral das extremidades do aterro. Verifica-se que, nesse caso a concordância é excelente.

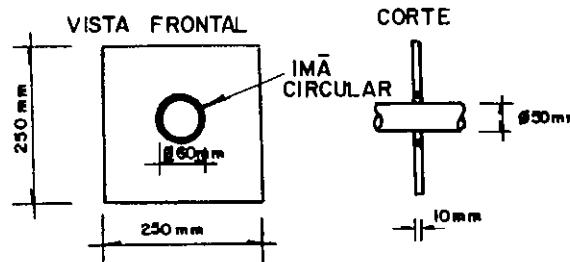
Como pode ser visto, a acurácia apresentada pelo Perfilômetro (10.2mm para um nível de confiança de 67%) é bastante boa para o tipo de obra a que se propõe, onde os recalques chegam a atingir centenas de milímetros. O único inconveniente inerente ao aparelho é a necessidade do operador ser um técnico de bom nível, bem treinado e conhecedor dos fatores que influenciam o comportamento do instrumento.

Nos capítulos seguintes são apresentados e discutidos os resultados obtidos pela instrumentação instalada na estrada de acesso para o Aterro II da Pesquisa de Aterros sobre Solos Compressíveis do Instituto de Pesquisas Rodoviárias.



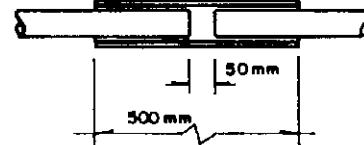
174

DETALHE DA PLACA MAGNÉTICA (MATERIAL: MADEIRA)



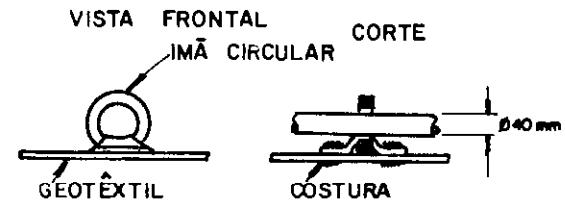
(b)

DETALHE DA JUNTA TELESCÓPICA



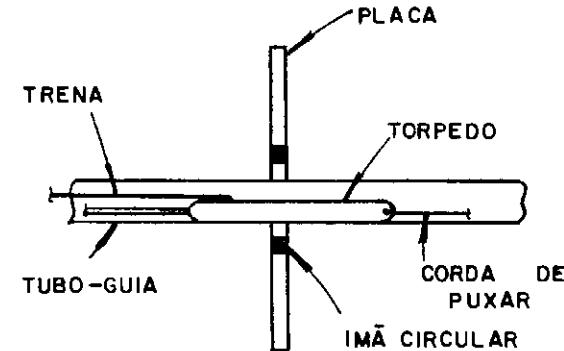
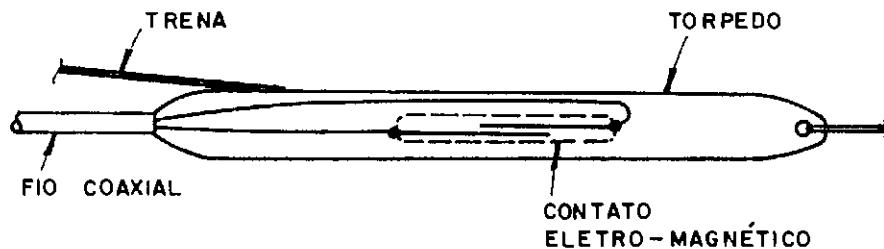
(c)

DETALHE DOS ALVOS MAGNÉTICOS DA MANTA

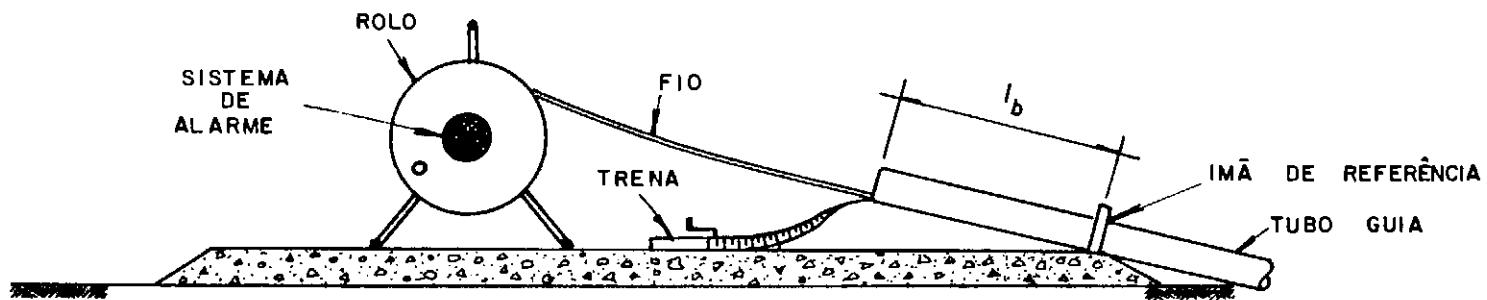


(d)

FIG.8.1 — DETALHAMENTO GERAL DA INSTRUMENTAÇÃO UTILIZADA



(a) TORPEDO E PLACA MAGNÉTICA



(b) ACESSÓRIOS NA BASE DE REFERÊNCIA

FIG. 8.2 — COMPONENTES DO EXTENSÔMETRO MAGNÉTICO HORIZONTAL

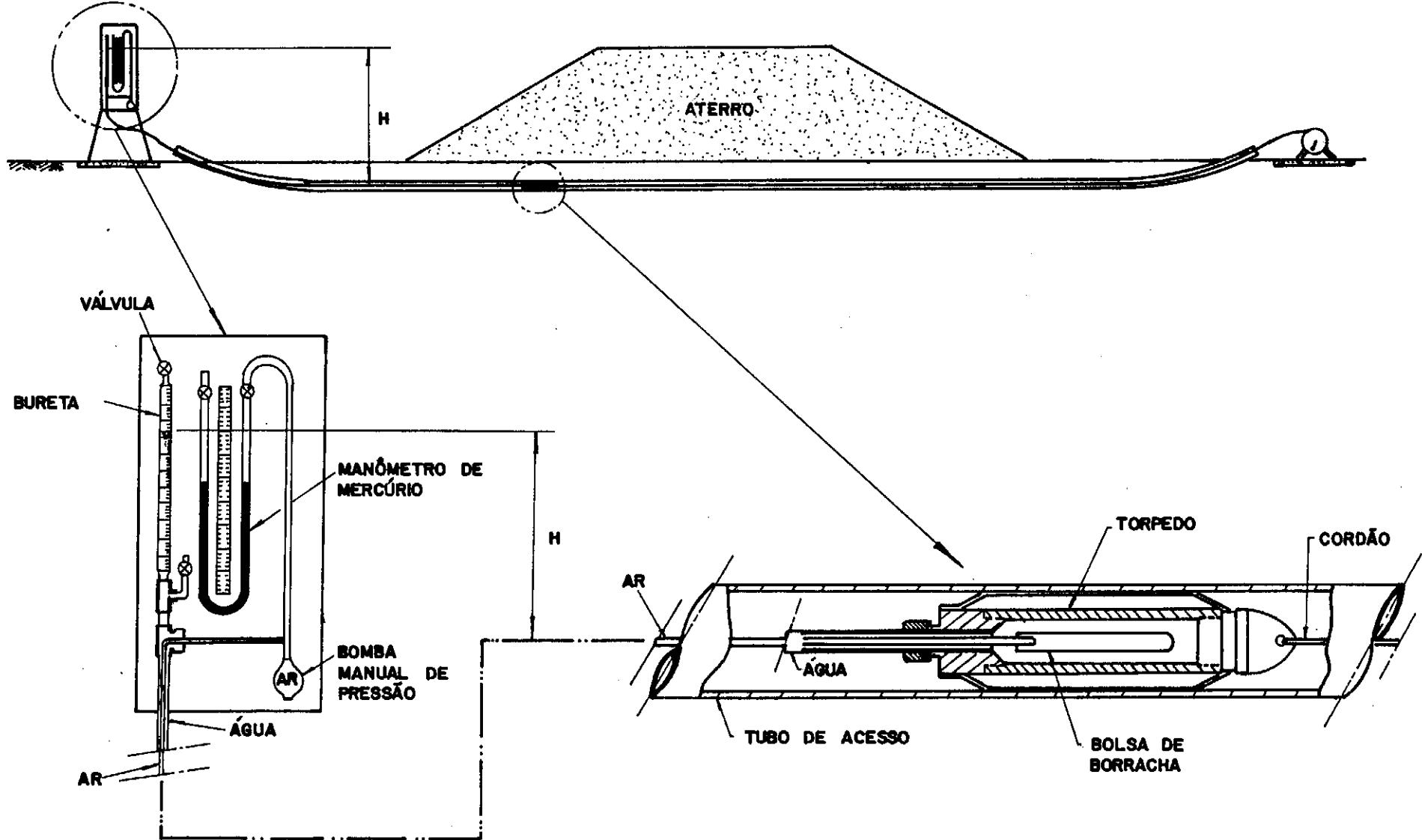


FIG. 8.3 - PERFILÔMETRO DE RECALQUES IPR - APUD PALMEIRA & RAMALHO ORTIGÃO (1980)

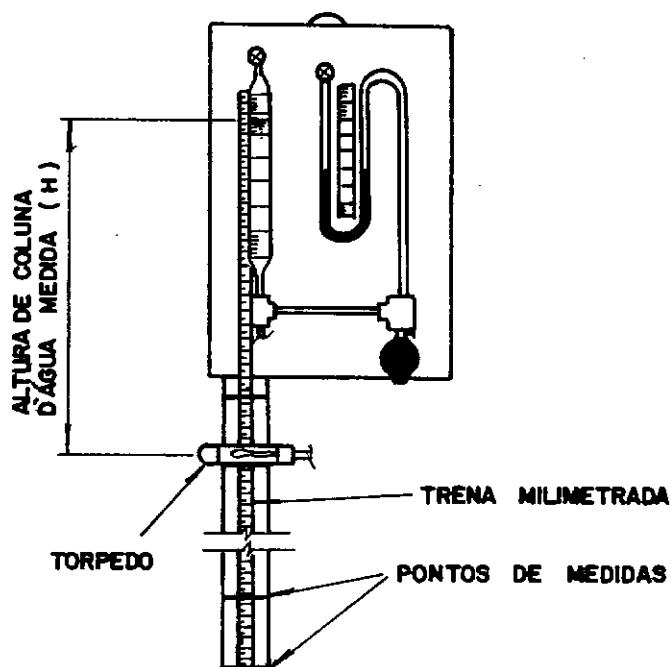


FIG. 8.4 – ESQUEMA DOS TESTES COM O PERFILÔMETRO EM LABORATÓRIO – APUD PALMEIRA & RAMALHO ORTIGÃO (1980)

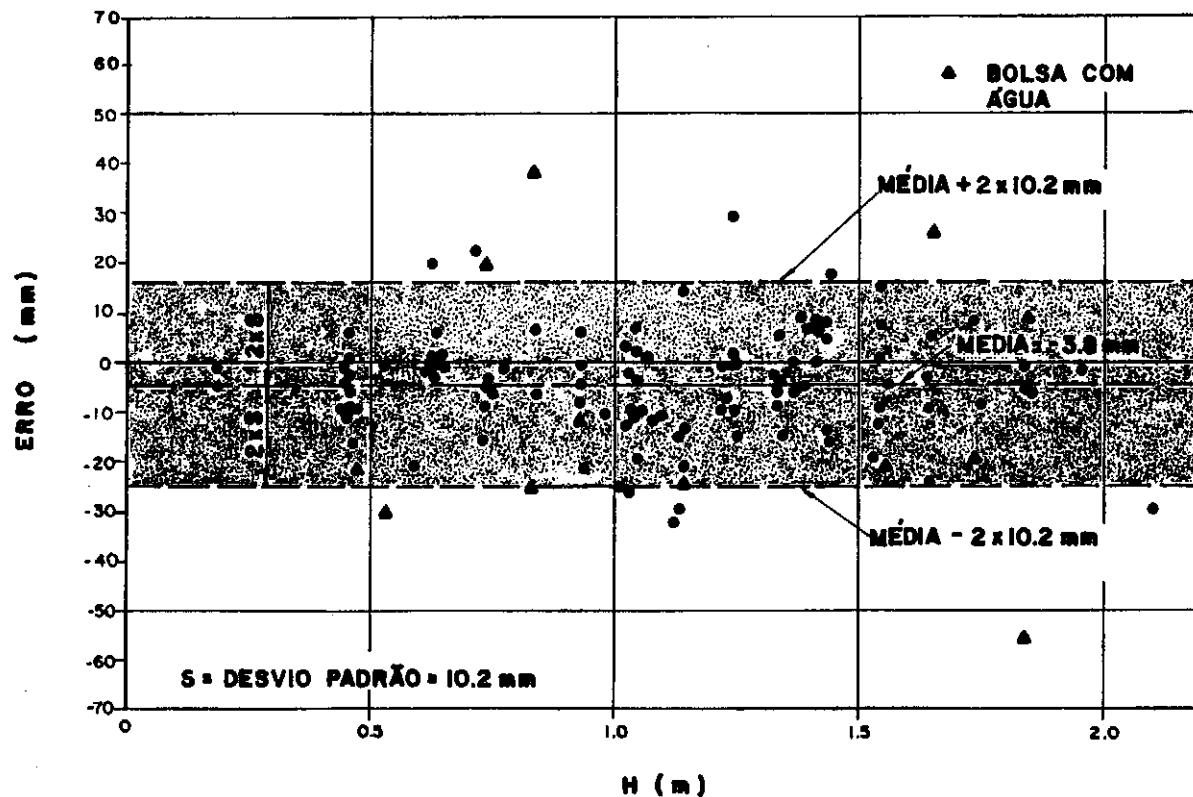


FIG. 8.5 – DESEMPENHO DO PERFILÔMETRO EM LABORATÓRIO – APUD
PALMEIRA & RAMALHO ORTIGAO (1980)

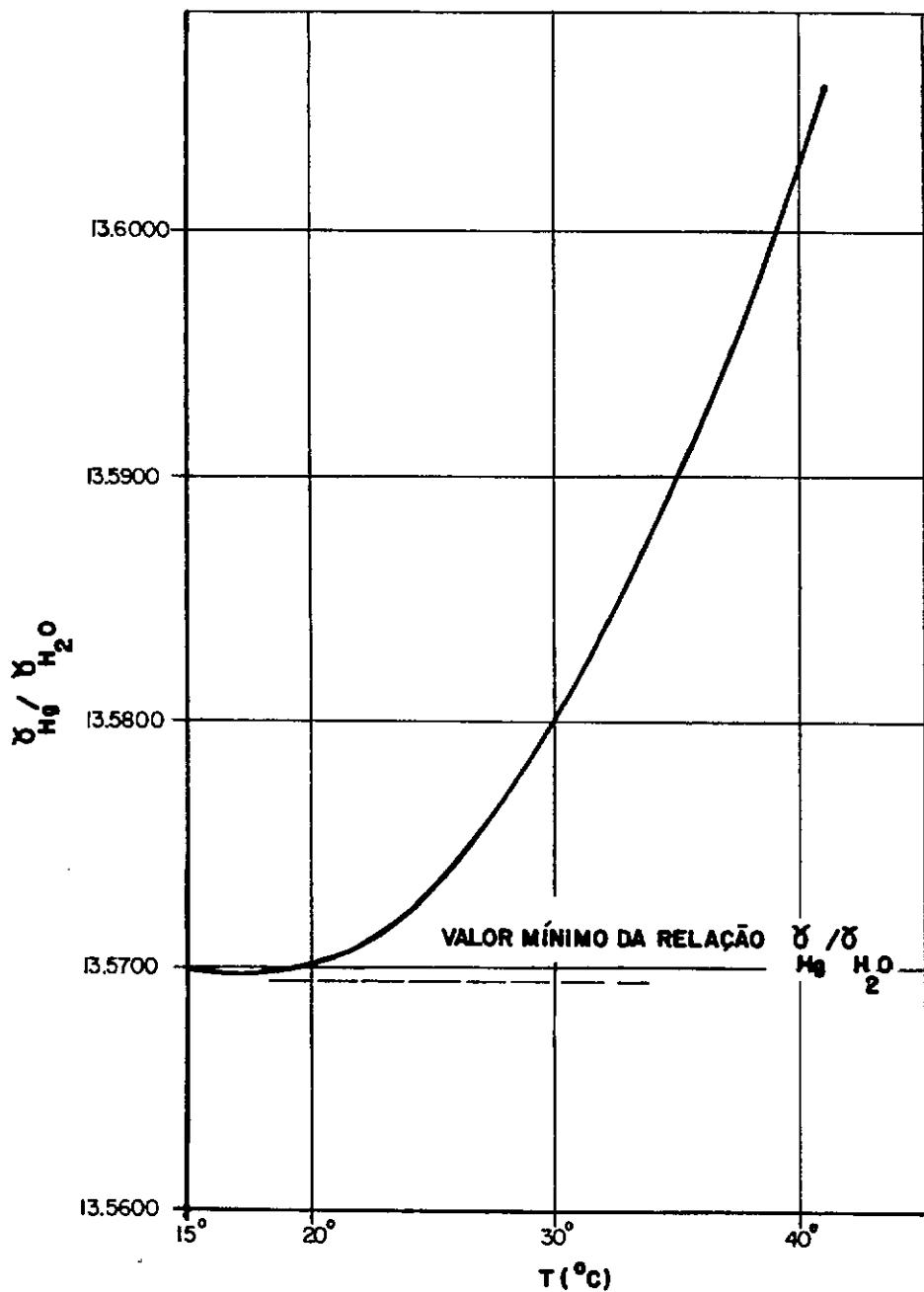


FIG. 8.6 – VARIAÇÃO DE $\frac{\sigma_{H_2}}{\sigma_{H_2O}}$ COM A TEMPERATURA – APUD
PALMEIRA & RAMALHO ORTIGÃO (1980)

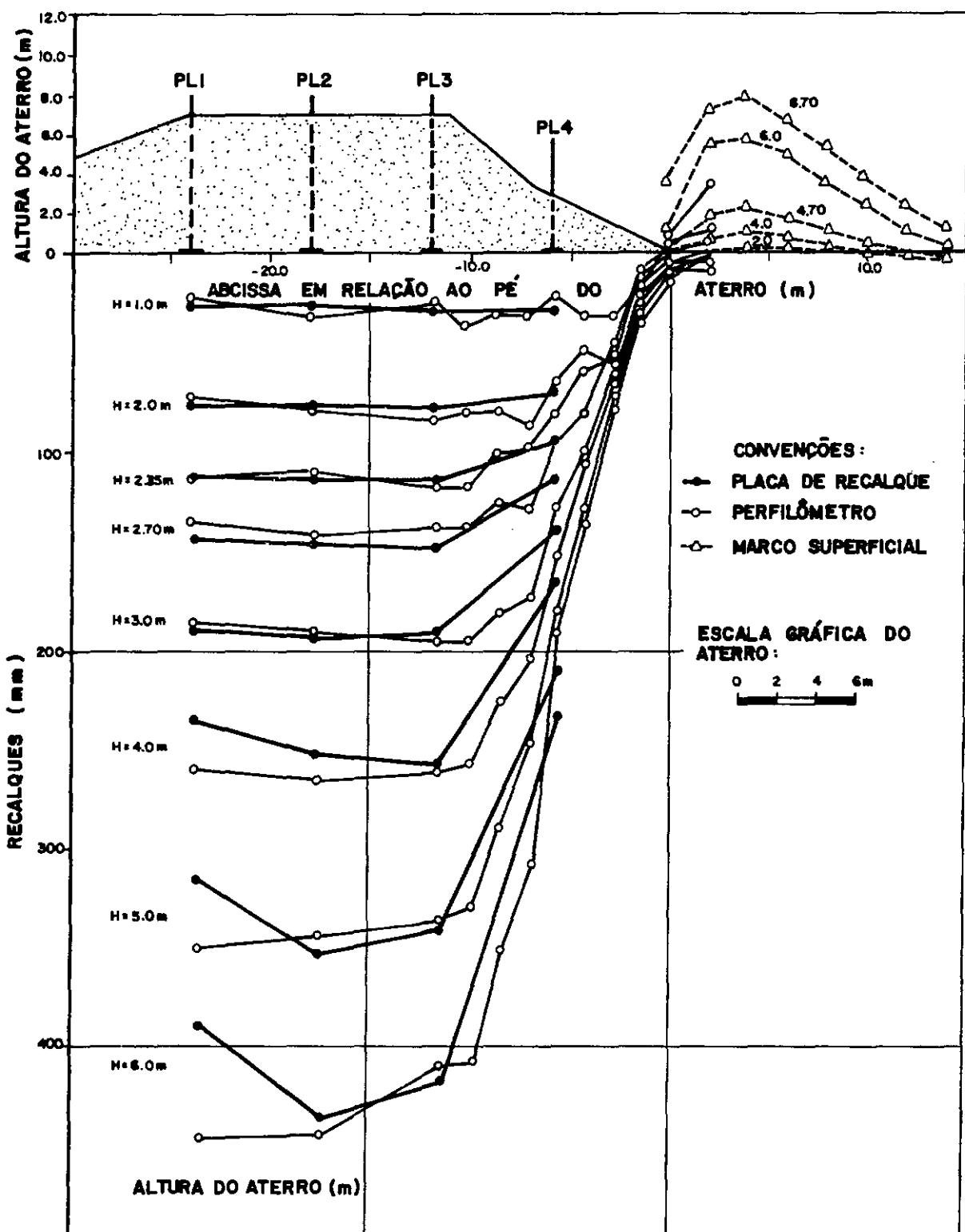


FIG. 8.7 – COMPARAÇÃO ENTRE OS RECALQUES MEDIDOS COM O PERFILÔMETRO E OUTROS INSTRUMENTOS EM JUTURNAÍBA - APUD PALMEIRA & RAMALHO ORTIGÃO (1980)

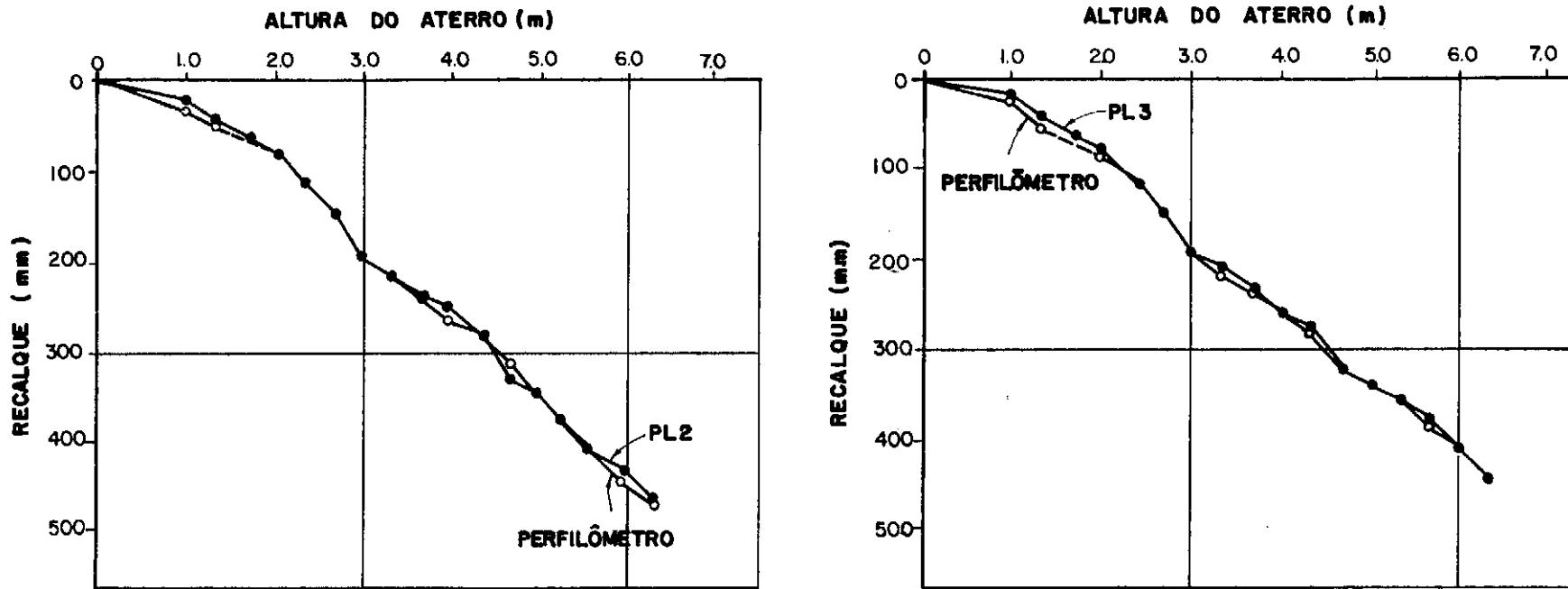


FIG. 8.8 - COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DO PERFILÔMETRO E DAS PLACAS PL2 E PL3 EM JUTURNAÍBA - APUD PALMEIRA & RAMALHO ORTIGÃO (1980)

9 - SOLICITAÇÕES IMPOSTAS À ESTRADA DE ACESSO

Neste capítulo são avaliados os esforços atuantes sobre a estrada de acesso oriundos do tráfego de veículos carregados.

O material de aterro para a construção da estrada foi trazido em caminhões basculantes de eixo traseiro simples e rodas duplas. Para o espalhamento do material, foi utilizado um trator da marca Caterpillar Modelo D-4. A capacidade dos caminhões empregados na obra era de 6m^3 e o peso dos caminhões descarregados era de 16 kN.

A maneira mais correta e precisa de avaliar o peso real dos veículos, nas condições expostas no parágrafo anterior, seria obter-se a média de uma amostragem de peso total de caminhões carregados. Todavia, não havia condições técnicas ou econômicas de se proceder à pesagem de caminhões. Assim, restou a tentativa de avaliar a carga total através do conhecimento de peso específico do material transportado e de volume dos caminhões.

Através de ensaios realizados quando da chegada dos veículos à estrada de acesso, obteve-se um peso específico total médio de 15.1 kN/m^3 . O valor estimado para o peso total médio do veículo é dado, então, por:

$$\text{Peso Total} = 15.1 \times 6 + 16 = 107 \text{ kN}$$

Uma vez que para o tipo de caminhões empregados o eixo traseiro (o mais carregado) absorve 2/3 do peso total do veículo (Ricardo & Catalani, 1976), tem-se uma carga máxima por eixo de: $2 \times 107/3 = 71 \text{ kN}$. Isso conduz a uma carga atua-

te sobre cada par de rodas traseiras de, aproximadamente, 36 kN.

Durante a construção da estrada foi possível um rigoroso controle do número de caminhões que passavam diariamente pelas seções instrumentadas. Só foram consideradas as passagens de caminhões carregados, uma vez que a solicitação imposta pelo peso próprio do caminhão não é significativa. Veículos menores (automóveis, utilitários, etc...) também não foram levados em conta.

Durante a construção do Aterro Experimental II, motivo da construção desta estrada de acesso, o controle do número de passadas foi muito dificultado devido às diversas frentes de trabalho existentes e a escassez de pessoal para a realização desta contagem. Outro problema foi a variação de capacidade volumétrica dos veículos envolvidos na construção do Aterro II, uma vez que havia caminhões de até $14m^3$ de capacidade.

Na figura 9.1 são apresentadas as curvas de frequência acumulada de passagem de dos caminhões pelas seções instrumentadas com o tempo. Cabe lembrar que as primeiras têm, para um mesma data, um número de passadas maior que as seguintes, devido ao fato de estarem localizadas no início da estrada (ver figura 7.1). O controle do número de passadas que resultou na figura 9.1 foi feito diariamente sendo, entretanto, vários pontos omitidos na elaboração dessa figura para maior clareza. Com o auxílio da figura 9.1 e com a data em que foram efetuadas as medições, foi possível obter as figuras que serão apresentadas nos capítulos posteriores.

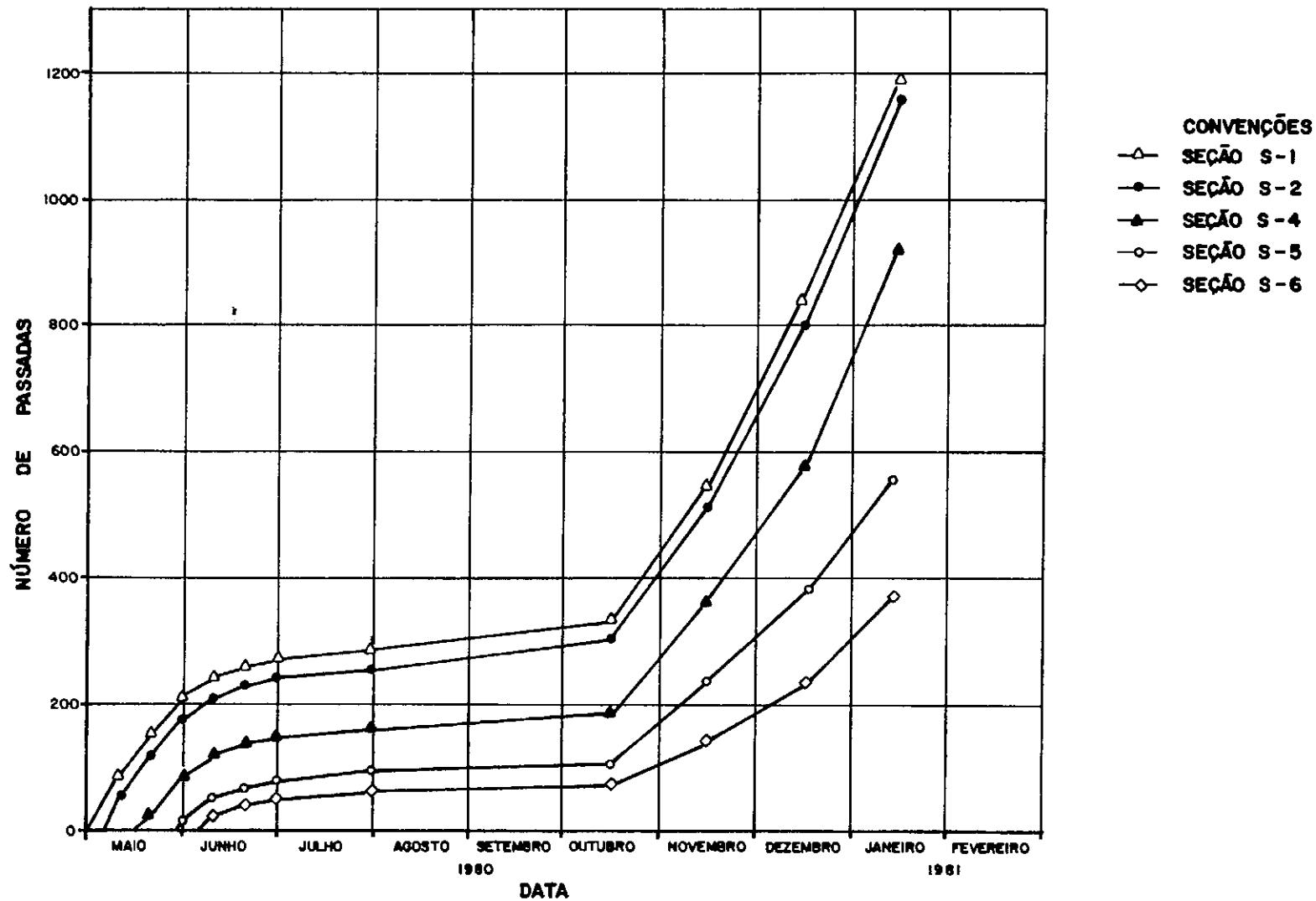


FIG. 9.1 – VARIAÇÃO DO NÚMERO DE PASSADAS COM O TEMPO NAS SEÇÕES INSTRUMENTADAS

10 - RESULTADOS OBTIDOS NAS MEDIÇÕES DE CAMPO

Neste capítulo são apresentados e comentados os resultados obtidos através das medições de campo efetuadas na estrada de acesso.

A variação das grandezas medidas no campo depende fundamentalmente do tempo e da solicitação de tráfego, caracterizada pelo número de passadas de caminhões. Essa última variável, entretanto, é certamente a mais importante, razão pela qual todas as grandezas observadas foram analisadas em função somente do número de passadas. Por outro lado, a inclusão da variável tempo (recalques por adensamento, fluência, etc...) dificultaria sobremaneira a análise dos resultados.

10.1 - RECALQUES SUPERFICIAIS DA FUNDAÇÃO

Nas figuras 10.1 a 10.5 são apresentados os perfis de recalques ao longo das seções instrumentadas para diversos números de passadas. Pode-se observar que as seções S-1 e S-2 apresentam recalques significativamente maiores que as demais seções. Em particular, no que diz respeito a seção S-2 (sem geotêxtil), isto se deveu à visível ocorrência de uma ruptura localizada, à direita do eixo de simetria, que foi sentida quando as primeiras solicitações foram impostas à seção. A seção S-3 (sem geotêxtil) foi inutilizada por uma ruptura localizada sob a banda de rodagem dos veículos.

As seções S-4, S-5 e S-6 apresentaram perfis de recalques mais uniformes, não evidenciando rupturas localizadas da grandeza da observada na seção S-2.

Nas seções S-1, S-4 e S-6, para número de passadas superior a 50, é visível a tendência dos maiores recalques ocorrerem sob as bandas de rodagem dos veículos.

Para número de passadas elevado, a seção S-1 (geotêxtil somente sob a plataforma da estrada) apresenta recalques elevados na região de ocorrência da ruptura localizada da seção S-2 como pode ser visto nas figuras 10.2 a 10.4.

Antes que pudesse atingir a 200 passadas, a seção S-4 teve o seu tubo de acesso parcialmente obstruído. Por esse motivo, em algumas das figuras apresentadas não consta o perfil de recalques correspondente à seção S-4. No entanto, a pesar da obstrução à passagem do torpedo do perfilômetro, a sonda do extensômetro magnético horizontal continuou a passar ao longo de todo o tubo, devido ao seu menor diâmetro.

10.2 - DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS SUPERFICIAIS DA FUNDAÇÃO

Na figura 10.6 estão apresentados perfis de deslocamentos horizontais da superfície do terreno, onde se observam deslocamentos da ordem de 100 a 200mm.

Deve-se observar que logo no início da construção as placas magnéticas apresentam grandes deslocamento devido às primeiras passadas do trator e dos veículos. Isso se deve às dimensões das placas e à baixa altura de aterro quando do início do tráfego. Em particular, a seção S-4 teve uma placa danificada logo após espalhamento de material sobre a instrumentação. Acredita-se que o imã circular desta placa tenha se partido pois, uma vez espalhado o material de aterro sobre a

instrumentação, a presença desta placa não foi mais detectada pelo sensor magnético.

Outro fato importante, observado é que as placas instaladas nos pés do aterro são susceptíveis à danos ou leituras errôneas devido a choques provocados por agentes externos. Também na seção S-4, a placa instalada no pé do aterro à direita do eixo de simetria (ver figura 10.6) teve o seu comportamento afetado por um acidente com um caminhão que ato lou nas suas proximidades. Após o acidente, efetuou-se uma correção no deslocamento horizontal desta placa. O acompanhamento posterior do desempenho da mesma mostrou ter sido satisfatória a correção efetuada.

10.3 - DESLOCAMENTO HORIZONTAIS NO GEOTÊXTIL

Na figura 10.6 são apresentados, também, os deslocamentos horizontais dos alvos magnéticos costurado na manta de geotêxtil. Tais alvos não foram tão afetados pelo espalhamento inicial do material de aterro sobre as seções instrumentadas. Acredita-se que isso se deva às reduzidas dimensões dos imãs instalados.

ESCALA GRÁFICA

0. 1,0m

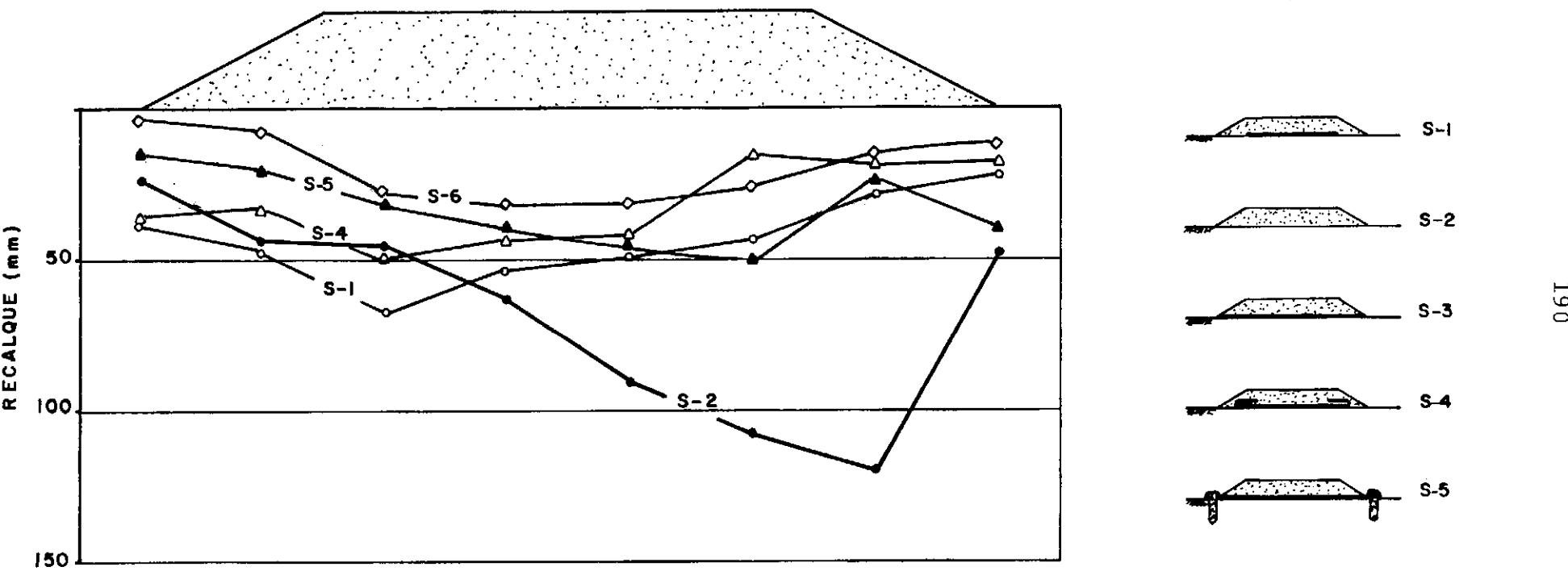


FIG.10.1- PERFIS DE RECALQUES AO LONGO DAS SEÇÕES INSTRUMENTADAS
PARA 50 PASSADAS

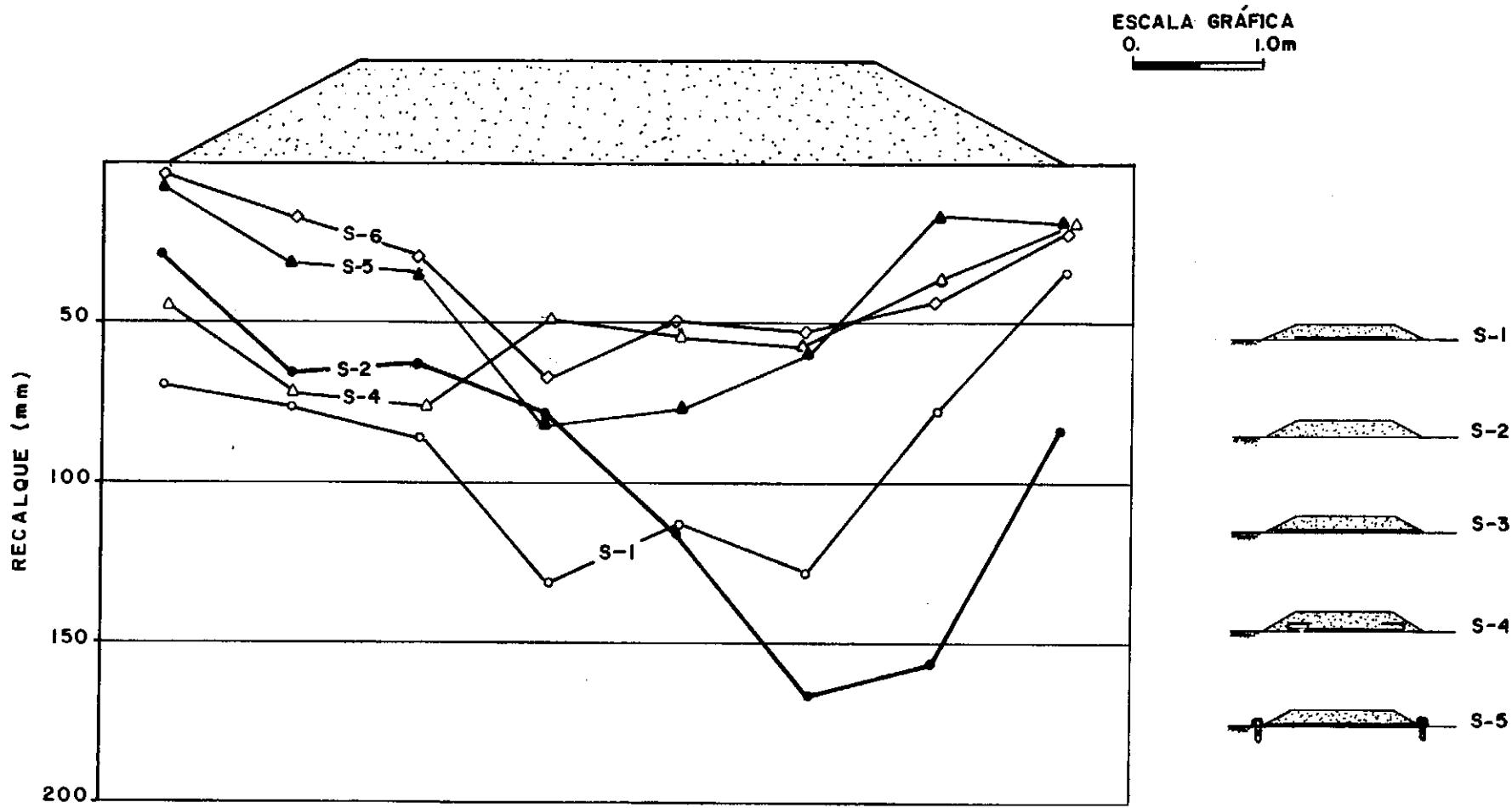
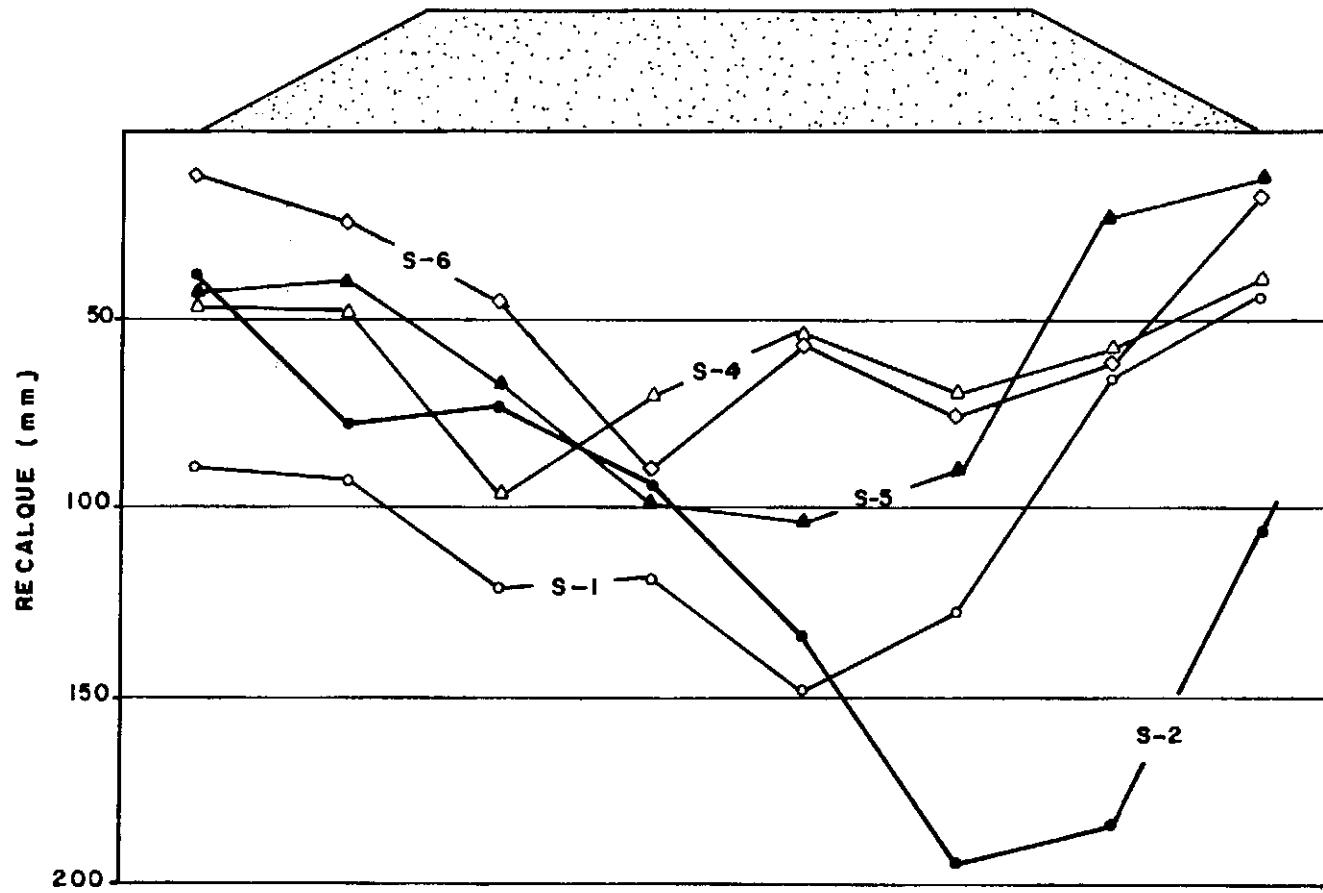


FIG. 10.2 - PERFIS DE RECALQUES AO LONGO DAS SEÇÕES INSTRUMENTADAS
PARA 100 PASSADAS

ESCALA GRÁFICA
0. 1.0m



DETALHE DAS SEÇÕES

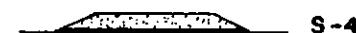
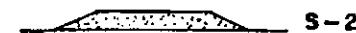


FIG.10.3 PERFÍS DE RECALQUES AO LONGO DAS SEÇÕES INSTRUMENTADAS
PARA 150 PASSADAS

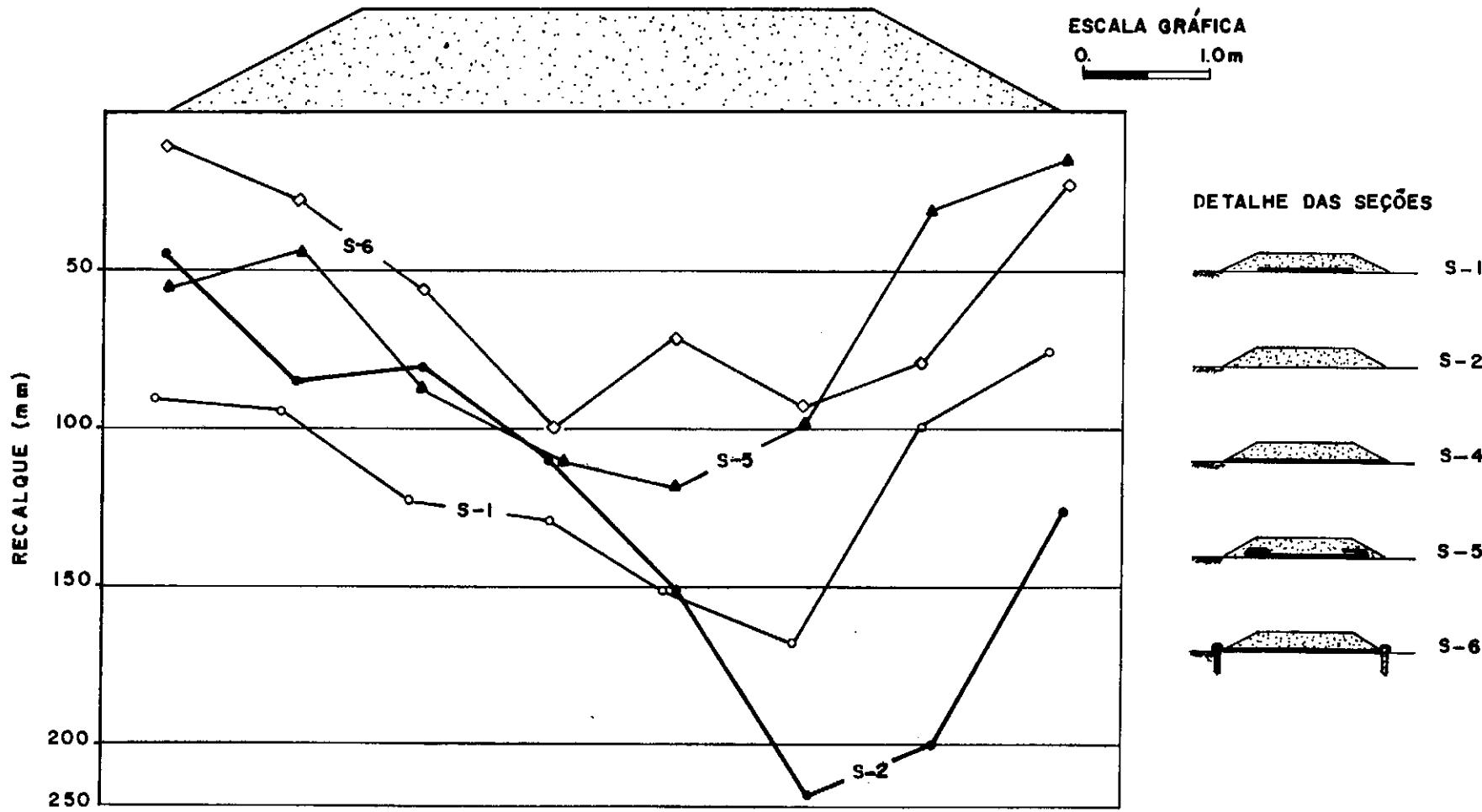


FIG. 10.4 - PERFIS DE RECALQUES AO LONGO DAS SEÇÕES INSTRUMENTADAS
PARA 200 PASSADAS

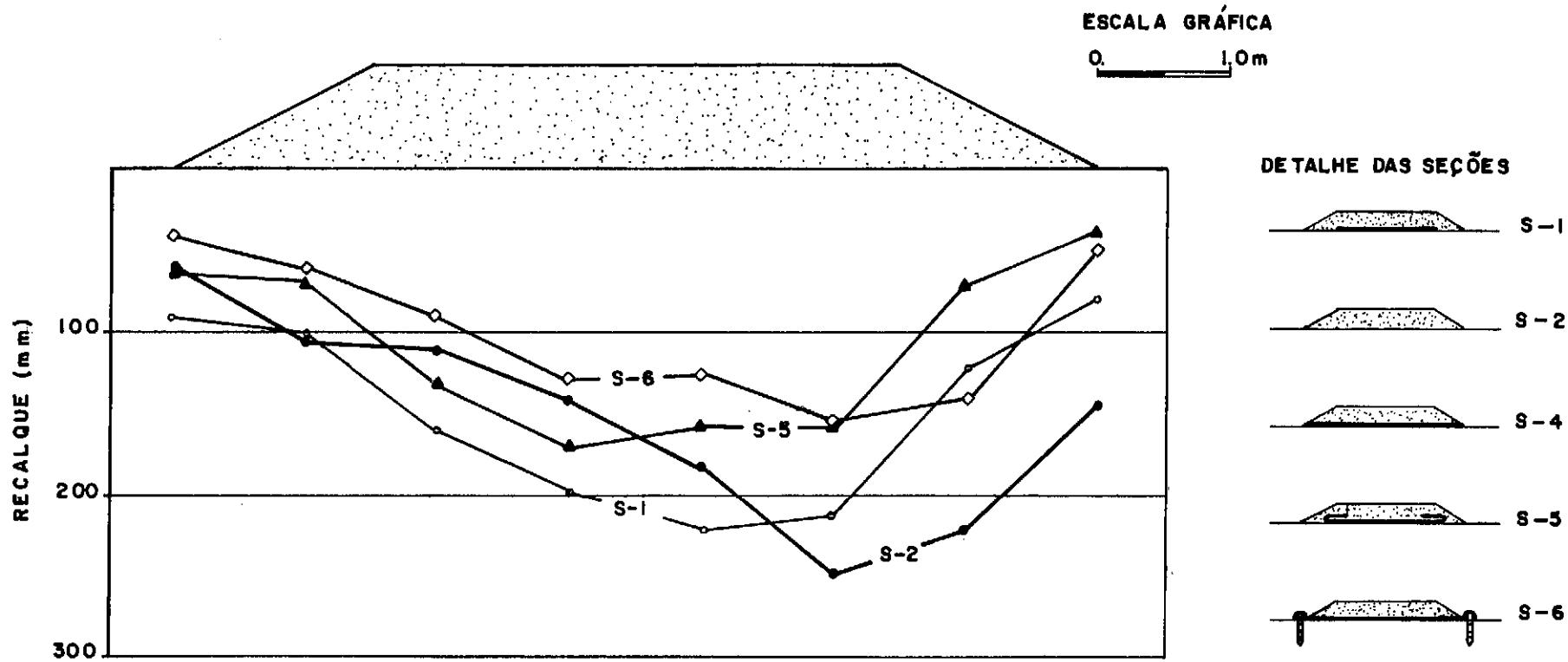


FIG. 10.5 PERFIS DE RECALQUES AO LONGO DAS SEÇÕES INSTRUMENTADAS
PARA 400 PASSADAS

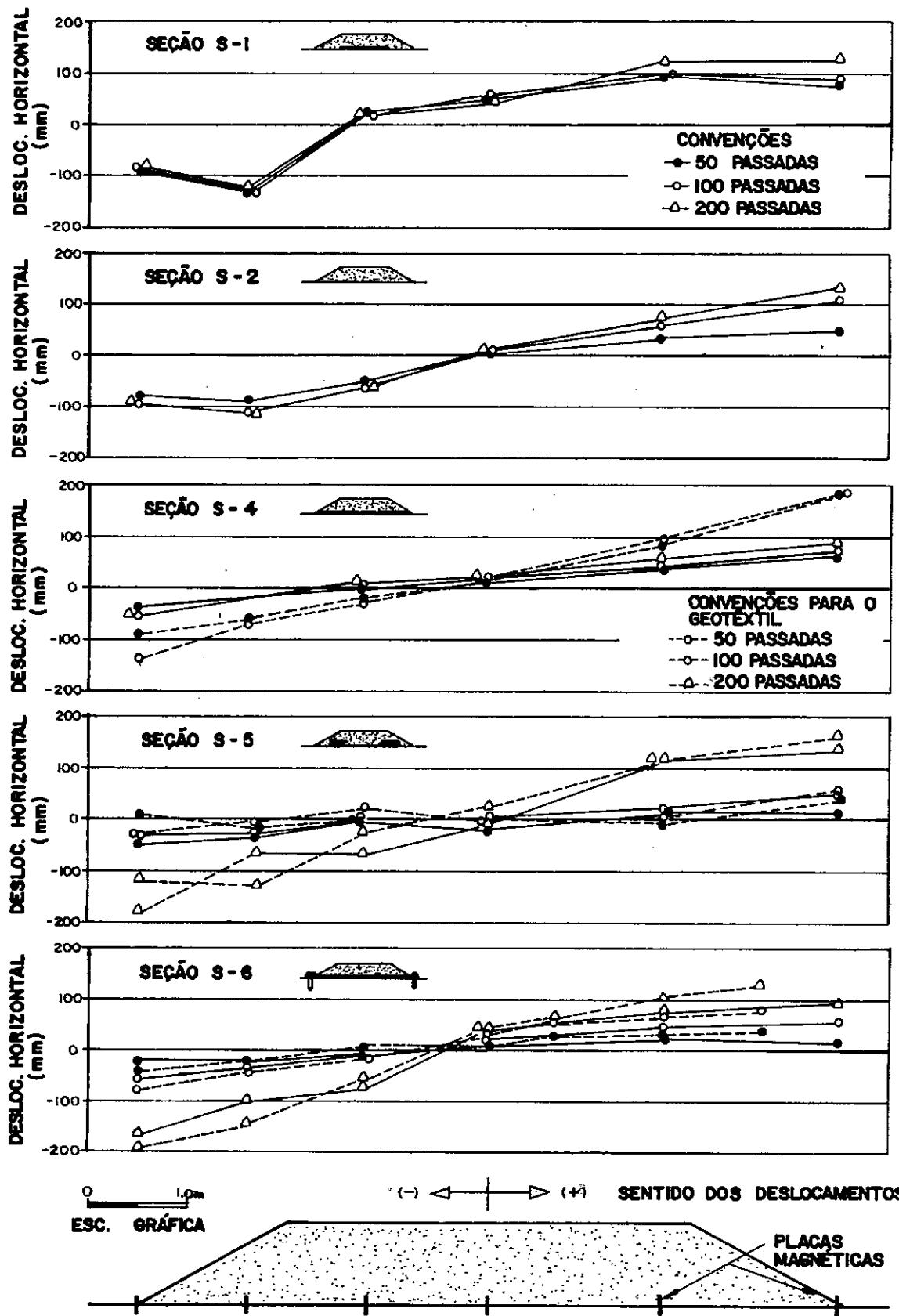


FIG.10.6 - PERFÍS DE DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS SUPERFICIAIS DA FUNDAÇÃO E DO GEOTÉXTIL EM FUNÇÃO DO NÚMERO DE PASSADAS

CAPÍTULO 11

INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS COM A INSTRUMENTAÇÃO

11 - INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS COM A INSTRUMENTAÇÃO

Neste capítulo são interpretados os resultados obtidos com a instrumentação instalada na estrada de acesso.

11.1 - RECALQUES SUPERFICIAIS DA FUNDAÇÃO

Nas figuras 10.1 a 10.5 pode-se ver os perfis de recalques obtidos para vários números de passada, ao longo das seções. Destas figuras, pode-se concluir que:

- 1 - A distribuição dos recalques parece mais uniforme ao longo das seções com geotêxteis;
- 2 - A seção sem geotêxtil (S-2) apresentou uma ruptura localizada à direita do eixo de simetria já para um número pequeno de passadas;
- 3 - Devido à sua altura inicial ter sido menor (0.60m), a seção S-6 (geotêxtil ancorado externamente) apresentou recalques máximos sob as bandas de rodagem dos veículos;
- 4 - Para o número de passadas superior a 150, os recalques da seção S-1 (geotêxtil sob a plataforma da estrada), à direita do eixo de simetria, tendem a acompanhar os recalques apresentados pela seção sem geotêxtil na mesma região.

Para a análise que se seguirá, torna-se necessário definir as seguintes grandezas: (1) recalque médio da seção i , símbolo \bar{p}_i , como sendo o valor obtido pela divisão da área

do perfil de recalques pelo comprimento da base do aterro; (2) redução percentual dos recalques, símbolo RP, parâmetro este que permite avaliar a eficiência da instalação do geotêxtil na redução de recalques sendo dado pela expressão abaixo:

$$RP = \frac{\bar{\rho}_2 - \bar{\rho}_i}{\bar{\rho}_2} \times 100 \text{ (%)}$$
 (11.1)

onde:

RP = redução percentual nos recalques (%);

$\bar{\rho}_2$ = recalque médio na seção S-2 (sem geotêxtil);

$\bar{\rho}_i$ = recalque médio na seção i ($i = 1, 4, 5$ ou 6).

A figura 11.1 compara valores de $\bar{\rho}$ para todas as seções, e a figura seguinte compara a redução percentual nos recalques com o número de passadas. Nota-se uma elevada redução inicial (60%) que diminui sensivelmente com o aumento de número de passadas.

Entretanto, pode não ser totalmente correto atribuir ao geotêxtil a capacidade de redução apresentada na figura 11.2. Isso se deve ao fato da ocorrência da ruptura localizada de um lado da seção S-2, e que levou esta redução a se tornar muito elevada. Assim, devido à acentuada assimetria dos recalques da seção S-2, decidiu-se proceder ao estudo da eficiência do geotêxtil, comparando-se independentemente os recalques à esquerda e à direita do eixo de simetria do aterro. Procedendo-se dessa forma, obtém-se as variações nos recalques médios e nas reduções percentuais nos recalques com o número de passadas apresentadas nas figuras 11.3 e 11.4. Essas figuras mostram uma redução na contribuição do geotêxtil em

relação aos resultados apresentados nas figuras 11.1 e 11.2. Verifica-se que deficiência do geotêxtil nas seções S-4 e S-5 decrescem muito com o número de passadas até, praticamente, não haver mais redução nos recalques. O geotêxtil da seção S-6, em que pese a sua eficiência também decrescer com o número de passadas, apresenta um desempenho melhor que as de mais.

É interessante observar que ao se representar \bar{p} versus raiz quadrada do número de passadas, obtém-se uma relação linear, conforme apresentado nas figuras 11.5 e 11.6. Esse tipo de representação foi citado por Sauvage (1981), porém, em ensaios cílicos em modelos reduzidos.

Através de furos feitos à traço nas seções instrumentadas, foi possível a medição da altura de aterro colocado sobre as seções. Foram feitos 9 furos por seção sendo três na seção transversal principal, como mostra a figura 11.7, e 6 espalhados aleatoriamente nas proximidades do trecho instrumentado. Os valores obtidos para as alturas de aterro estão apresentados na tabela 11.1. São também apresentados, nesta tabela, os valores médios e os desvios padrão das alturas medidas.

Através de um teste estatístico simples para a verificação da igualdade entre médias amostras (ver, por exemplo, Christmann, 1978) verifica-se, com um nível de confiança de 95%, que as médias das alturas das seções com e sem reforço são diferentes, isto é, a presença do geotêxtil parece ter provocado redução na altura do aterro.

Definindo-se a redução percentual na altura de aterro como sendo o valor dado pela expressão a seguir:

$$RP_H = \frac{\bar{H}_S - \bar{H}_C}{\bar{H}_S} \times 100 \quad (\%) \quad (11.2)$$

onde:

RP_H = redução percentual na altura de aterro (%);

\bar{H}_S = altura de aterro média na seção sem geotêxtil;

\bar{H}_C = altura de aterro média na seção com geotêxtil;

obtém-se, utilizando os dados da tabela 11.1, para cada seção instrumentada, os seguintes valores:

Seção S-1: $RP_H = 9.6\%$

Seção S-4: $RP_H = 15.7\%$

Seção S-5: $RP_H = 18.3\%$

Seção S-6: $RP_H = 22.6\%$

A ordem crescente dos valores acima parece confirmar a importância da ancoragem das extremidades do geotêxtil.

Embora a redução na altura de aterro para as seções S-4, S-5 e S-6 tenha sido significativa, o aspecto econômico da utilização de geotêxtil não foi favorável. Conclui-se isto à partir dos custos dos materiais envolvidos na construção da estrada de acesso. O preço de m^3 de aterro (em dólares, por ser uma moeda mais estável) foi de $\$ 5.36/m^3$ (Collet, 1981) incluindo transporte (distância de transporte = 20 km), espolhamento de material e pessoal necessário para o acompanhamento e execução da obra. O preço unitário de geotêxtil empregado foi de $\$ 1.60/m^2$ (RHODIA, 1981). Assim, é fácil verificar que seria necessário uma redução no material de aterro, no mínimo, 26% para se tornar viável economicamente a utilização

de geotêxtil.

É interessante a aplicação da expressão 4.40 aos resultados obtidos para a altura de aterro nas seções da estrada de acesso. Como foi comentado no capítulo 4, tal expressão foi inicialmente desenvolvida pelo Corpo de Engenheiros do Exército Americano (Turnbull et al, 1962) para o projeto de pavimentos flexíveis. Todavia, seu emprego é muito comum nos EUA, no projeto de estradas de acesso (Medina, 1981 e Ahlvin & Hammit, 1975). Tal expressão é a seguinte:

$$H = \sqrt{P \left(\frac{135.86}{CBR_f} - \frac{2.053}{p} \right)} \quad (4.40)$$

onde:

H = altura de aterro (cm);

P = carga atuante sobre a roda (kN);

p = pressão de contato entre o pneumático e a su perfície do aterro (kN/m^2);

CBR_f = Índice de Suporte Califórnia da Fundação (%).

Esta expressão utiliza como índice de resistência da fundação o Índice de Suporte Califórnia (CBR) que, no caso de argilas moles, não tem muito significado prático. Isso deve ao fato de que, para este tipo de solo, o valor do CBR é muito baixo, a ponto de se situar dentro da faixa de incerteza do ensaio. Entretanto, torna-se interessante saber qual o valor de CBR que deveria ser utilizado no presente trabalho para o perfeito dimensionamento da altura da estrada de acesso. Sabendo-se que, para o presente caso, tem-se $P = 36$ kN e $p = 660 \text{ kN}/\text{m}^2$, obtém-se:

Seção S-1: $\bar{H}_1 = 1.04\text{m}$ $\text{CBR}_f = 0.45\%$

Seção S-2: $\bar{H}_2 = 1.15\text{m}$ $\text{CBR}_f = 0.37\%$

Seção S-4: $\bar{H}_4 = 0.97\text{m}$ $\text{CBR}_f = 0.52\%$

Seção S-5: $\bar{H}_5 = 0.94\text{m}$ $\text{CBR}_f = 0.55\%$

Seção S-6: $\bar{H}_6 = 0.89\text{m}$ $\text{CBR}_f = 0.62\%$

Novamente o melhor desempenho se verifica para a seção S-6 (ancoragem externa).

Os cálculos dos parágrafos anteriores servem, também, para mostrar que, para as características de materiais presentes na estrada de acesso, não se verifica a sugestão de DuPont (1980) para o qual a presença do geotêxtil aumentaria em 4 unidades o CBR da fundação. Entretanto, como já comentado anteriormente, os materiais de aterro são bastante diferentes nos dois casos.

É importante citar, também, que o valor do CBR da fundação retroanalisado pela expressão 4.40 ($\text{CBR}_f = 0.37$) se situa bem próximo do valor obtido em correlações entre a resistência não-drenada da fundação e o CBR e que constam, geralmente, em manuais de fabricantes de geotêxtil (ver, por exemplo, Monsanto, 1980 ou Mirafi, 1980). Na figura 4.32 (ver capítulo 4) obtém-se através dessa correlação, para uma resistência não-drenada de 10 kN/m^2 (valor médio de S_u da Argila Cinza do Rio de Janeiro) um valor de CBR de 0.35. É interessante observar, também na figura 4.32, que a altura de aterro reforçado prevista por essa figura é de 36cm (o Bidim OP-40 apresenta, aproximadamente, as mesmas características mecânicas que o geotêxtil C-34 da Monsanto - Vertematti, 1980). Entretanto, para o material de aterro utilizado na estrada de

acesso, verificou-se ser impraticável o tráfego de veículos com tal altura. Acredita-se, inclusive, que para um material mais granular, tal valor de altura de aterro não seria suficiente.

11.2 - DEFORMAÇÕES HORIZONTAIS SUPERFICIAIS DA FUNDADAÇÃO

Nas figuras 11.8 a 11.12 são apresentados os perfis de deformações horizontais da superfície da fundação para vários números de passadas. Nestas figuras são apresentados, também, os perfis de deformações horizontais no geotêxtil que serão comentados posteriormente. Por estas figuras verifica-se que inicialmente as deformações das seções com geotêxtil são menores que as apresentadas pela seção sem reforço. A medida que o número de passadas aumenta, há a tendência das deformações horizontais das seções com e sem geotêxtil terem a mesma ordem de grandeza, atingindo valores de 5 a 10%.

As seções S-5 e S-6 apresentaram deformações horizontais superficiais da fundação muito elevadas próximo ao pé esquerdo do aterro. Credita-se isto ao fato, já citado das placas magnéticas horizontais instaladas nesta região serem muito susceptíveis a acidentes provocados por agentes externos.

A figura 11.12 apresenta a comparação entre os perfis de deformações horizontais na fundação das seções S-1 e S-2. A seção S-1 apresenta elevadas deformações já a número pequeno de passadas, em particular, à esquerda do eixo de simetria da seção.

Através dos resultados apresentados pelas figuras 11.8 a 11.12, a presença do geotêxtil não parece ter influenciado a grandeza das deformações horizontais superficiais da fundação.

11.3 - DEFORMAÇÕES HORIZONTAIS NO GEOTÊXTIL

Nas figuras 11.8 a 11.11 são apresentadas, também, as deformações específicas obtidas ao longo da manta geotêxtil. Por estas figuras nota-se a tendência do geotêxtil não ser tracionado na região situada sob os taludes de aterro, em particular a seção S-5. Um motivo para isto, poderia ser o enrugamento do geotêxtil, nestas regiões, quando da instalação da manta sobre a fundação. Todavia, todo o cuidado possível foi tomado na instalação da manta para evitar este problema.

As seções S-5 e S-6 apresentaram distribuição de deformações no geotêxtil, ao longo da base do aterro, semelhantes para número de passadas superior a 100. A seção S-4, no entanto, apresenta distribuição diferente das demais. Cabe lembrar que a seção S-1 não teve alvo magnético instalado no geotêxtil. Em todas estas seções observa-se o fato das deformações no geotêxtil e na fundação diferirem bastante em valor.

É importante comentar a possibilidade de ocorrerem deformações maiores que as obtidas, em pontos localizados entre dois alvos magnéticos. O que se mediou, na realidade, foi a deformação média do segmento compreendido entre dois alvos. No entanto, esse é um problema inerente ao procedimento para a medição de deformações horizontais e que poderia ser diminuído com a redução do espaçamento entre os alvos o que, en

tretanto, torna a instrumentação mais onerosa e a medição mais trabalhosa.

Nas figuras 11.13 a 11.16 são apresentados os perfis de recalques e de deformações no geotêxtil ao longo das seções. Observa-se a tendência das deformações máximas de tração no geotêxtil ocorrerem nos pontos de recalque máximo da fundação, como era esperado.

Como já foi citado em capítulo anterior, foram instalados alvos magnéticos soltos sobre a manta geotêxtil da seção S-6. Visava-se com isso, verificar a possibilidade de deslocamento relativo entre o material de aterro e o geotêxtil. Na figura 11.17 apresentam-se os perfis de deslocamentos horizontais de todos os alvos instalados na manta da seção S-6, fixos ou não, para várias datas. Observa-se que a distribuição dos deslocamentos é gradual, não havendo diferenças bruscas nos pontos onde instalaram-se os alvos soltos. Isso leva a concluir que, se houve deslocamentos relativos nestes pontos, tais deslocamentos foram muito pequenos. Se for admitido que os deslocamentos dos alvos magnéticos soltos reproduzem os deslocamentos do geotêxtil naqueles pontos, verifica-se que a manta geotêxtil instalada continua sendo efetivamente tracionada no trecho à direita do eixo de simetria. Isso pode ser visto pela inclusão, nas figuras 11.13 a 11.16, das deformações calculadas à partir dos deslocamentos horizontais dos alvos soltos.

11.4 - COMPARAÇÃO ENTRE A PREVISÃO POR MÉTODOS TEÓRICOS E OS RESULTADOS DE CAMPO

Devido à natureza dinâmica das solicitações que fo-

ram impostas à estrada de acesso e, devido ao fato de que nas abordagens teóricas apresentadas às solicitações aplicadas são estáticas, torna-se relativamente limitada a comparação entre os resultados previstos teoricamente e os resultados de campo. A abordagem dinâmica do problema, embora mais realista, apresenta uma série de dificuldades tais como: (1) as soluções de problemas dinâmicos geram equações matemáticas de difícil solução e pouca viabilidade prática de utilização; (2) as características dos materiais envolvidos passam a ter que ser expressas em função do tempo, uma vez que na solução dinâmica essa variável é de fundamental importância; (3) as soluções dinâmicas exigem propriedades dos solos que são difíceis de serem obtidas, como por exemplo, características de amortecimento, recuperação elástica, perdas por deformações residuais, etc...

Um problema decorrente do que foi exposto no parágrafo anterior é a escolha do número de passadas em que deve ser feita a comparação. Embora o número de passadas pequeno fosse o ideal, tem-se, nesse caso, o inconveniente da seção ainda não apresentar todas as suas características geométricas finais. Utilizou-se, então, um número de passadas igual a 25 para a comparação. Admite-se que para esse número de passadas a estrada já apresentava configuração geométrica próxima à final.

Na figura 11.18 apresenta-se a comparação entre os perfis de recalques obtidos nas seções instrumentadas através das medições e o perfil teórico obtido através do Método dos Elementos Finitos (program LORANE L - ver capítulo 4). Apresenta-se, também, o recalque máximo previsto pela solução de Nieuwenhuis, admitindo-se um módulo de reação da fundação com

valor numérico da ordem do valor do módulo de elasticidade não-drenado (Bowles, 1975), isto é, $K_F = 700 \text{ kN/m}^3$. Observa-se que a não homogeneidade das características de resistência da superfície da fundação, além da natureza plástica das deformações existentes, faz com que os perfis medidos se dispersem bastante do perfil previsto pelo M.E.F. para um material elástico linear e isotrópico. Todavia, pelo menos em formato, o perfil previsto teoricamente se verificou em algumas seções para número de passadas maiores. A previsão obtida pela solução de Nieuwenhuis, como já comentado em capítulo anterior, superestimou a redução dos recalques com a utilização do geotêxtil. Devemos observar que para a solução de Nieuwenhuis só se apresentou o recalque máximo esperado, e não o perfil de recalques, porque o programa desenvolvido para a sua solução fornece todos os resultados em função de recalques máximos. A obtenção do perfil de recalques por esta solução, além de só ser possível no trecho compreendido entre o pneumático do veículo e o pé to aterro, é um trabalho computacional de elevado custo e tempo de processamento, além de não ser tão relevante quanto o recalque máximo obtido.

Os mesmos comentários feitos no parágrafo anterior se aplicam à interpretação dos resultados apresentados na figura 11.19. Nesta figura apresenta-se os resultados obtidos para os perfis de deslocamentos horizontais superficiais da fundação. Deve-se notar que nesta figura não se faz referência à solução de Nieuwenhuis motivado pelo fato de que tal solução não leva em conta os deslocamentos horizontais.

Na figura 11.20 apresenta-se a comparação entre os perfis de deformações no geotêxtil obtidos teoricamente e

através das medições. Novamente as diferenças são grandes, embora a previsão pelo Método dos Elementos Finitos seja coerente em apresentar deformações máximas no geotêxtil na região sob as rodas do veículo (a escala desta figura dificulta a visualização deste fato na previsão teórica). Isso já não ocorre para solução de Nieuwenhuis, que apresenta deformações máximas no geotêxtil ocorrendo no pé do aterro onde observaram-se valores baixos ou até mesmo negativos.

É interessante observar a semelhança de comportamento apresentado pela seção S-6 (que foi a mais eficiente na redução dos recalques) com um modelo teórico apresentado no capítulo 4, em que se simulou uma restrição à movimentação do pé do aterro através da aplicação de uma mola nesse ponto. No modelo teórico, o aumento da rigidez da mola resultou numa redução de 20% no recalque máximo.

Através das comparações efetuadas neste item, pode-se concluir que a previsão teórica pelo Método dos Elementos Finitos apresenta bons resultados de ordem qualitativa. Quanto à solução apresentada por Nieuwenhuis, confirmou-se que esta superestima a redução nos recalques e apresenta perfil de deformações no geotêxtil irreal devido às simplificações para a resolução matemática do problema.

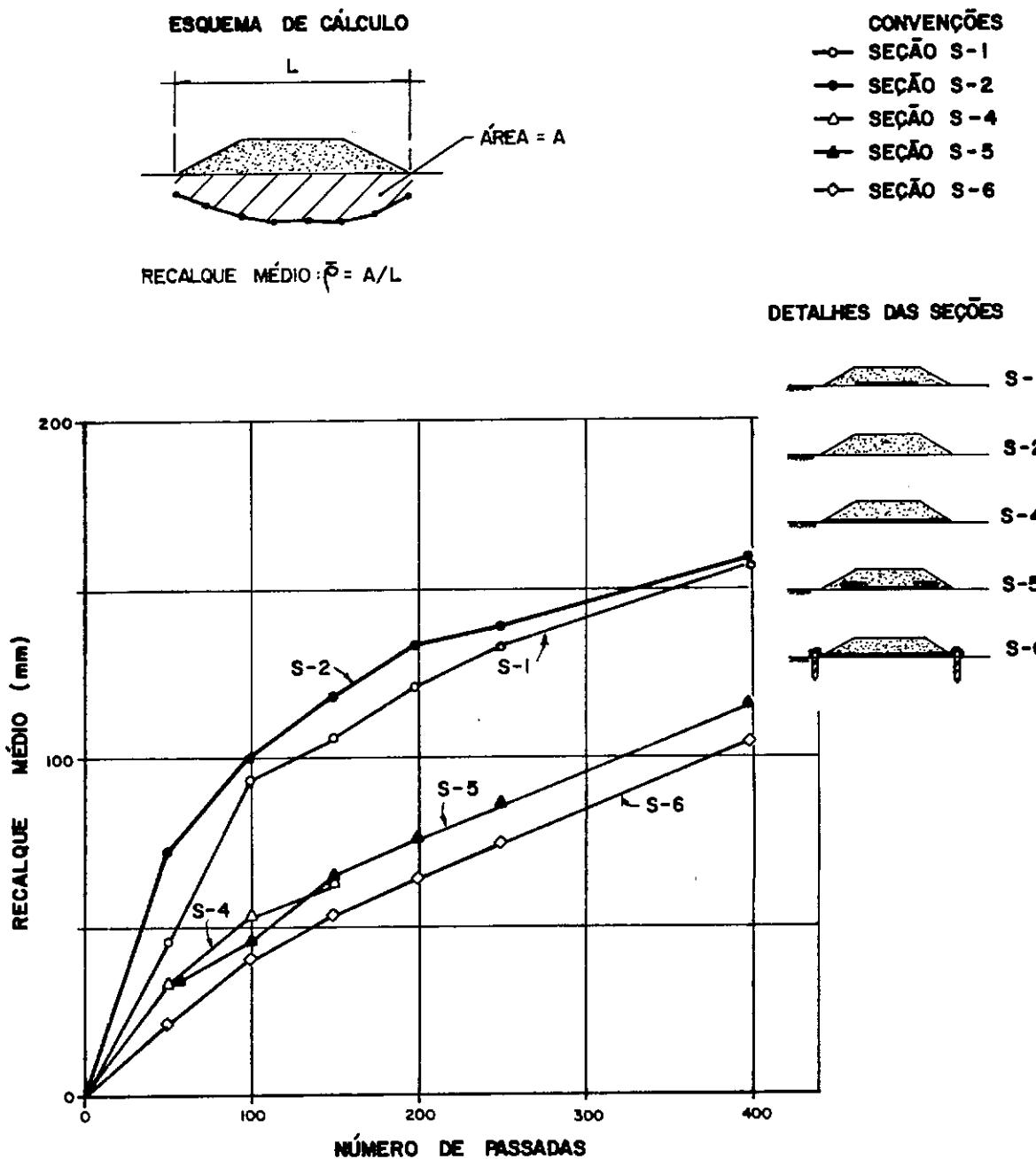


FIG.II.1 – VARIAÇÃO DOS RECALQUES MÉDIOS COM O NÚMERO DE PASSADAS

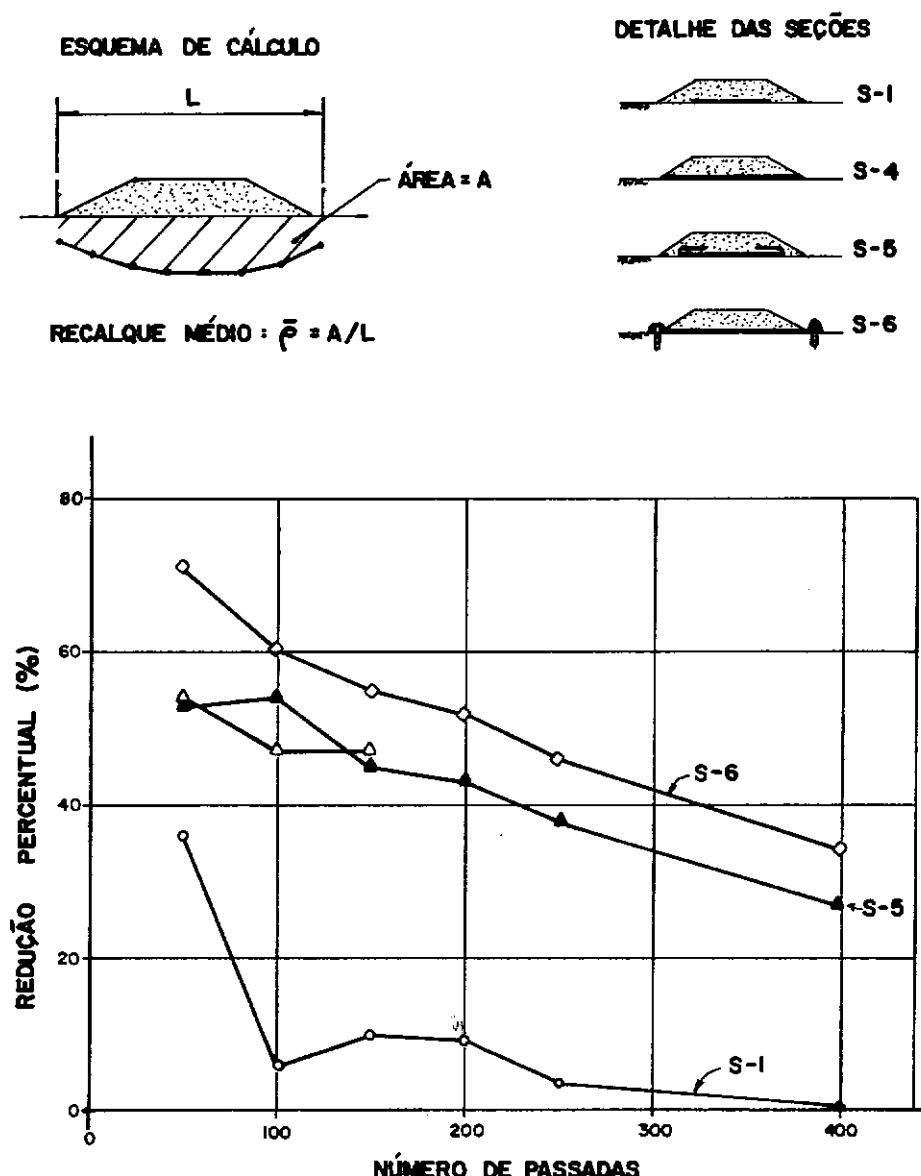
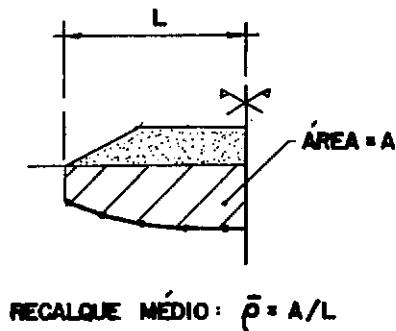


FIG.11.2 - VARIAÇÃO DA REDUÇÃO PERCENTUAL NOS RECALQUES COM O NÚMERO DE PASSADAS

ESQUEMA DE CÁLCULO



DETALHES DAS SEÇÕES

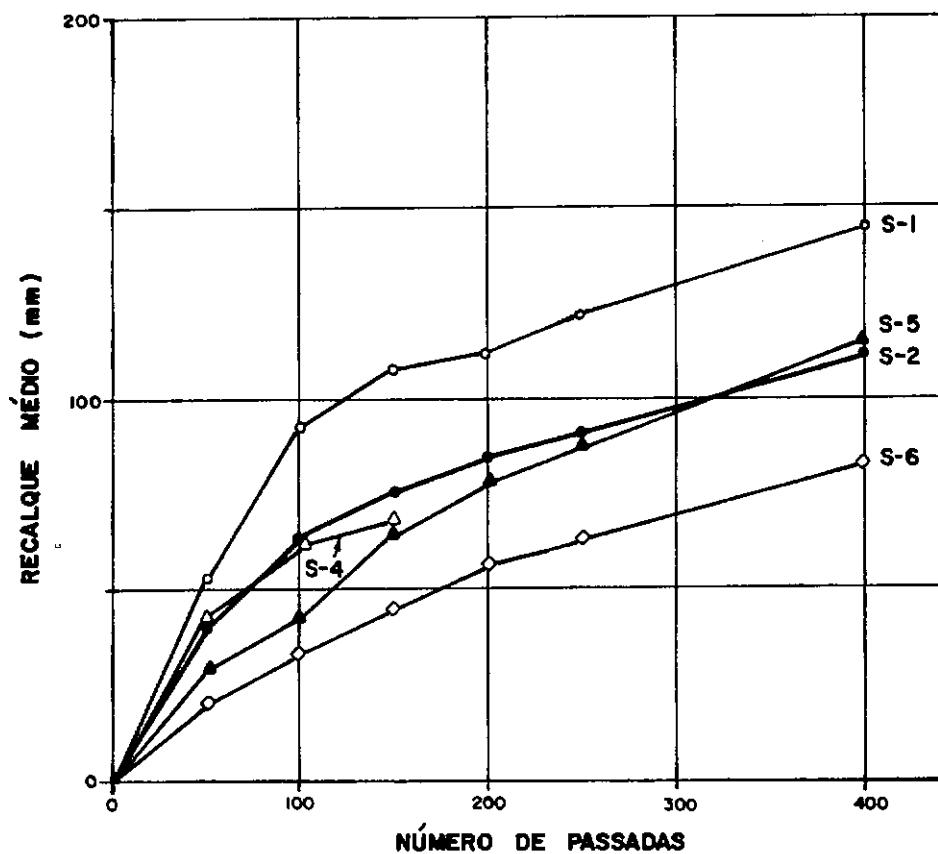
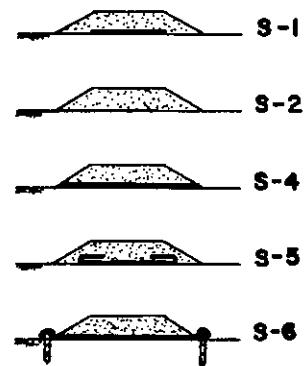


FIG.11.3 - VARIAÇÃO DOS RECALQUES MÉDIOS NAS SEÇÕES INSTRUMENTALIZADAS COM O NÚMERO DE PASSADAS CONSIDERANDO-SE A MEIA SEÇÃO À ESQUERDA DO EIXO DE SIMETRIA

$$\text{REDUÇÃO PERCENTUAL : } R = \frac{P_2 - P_1}{P_2} \times 100 (\%)$$

ONDE:

R - REDUÇÃO PERCENTUAL NOS RECALQUES

P_2 - RECALQUE MÉDIO NA SEÇÃO S-2

P_1 - RECALQUE MÉDIO NA SEÇÃO i ($i = 4,5$ ou 6)

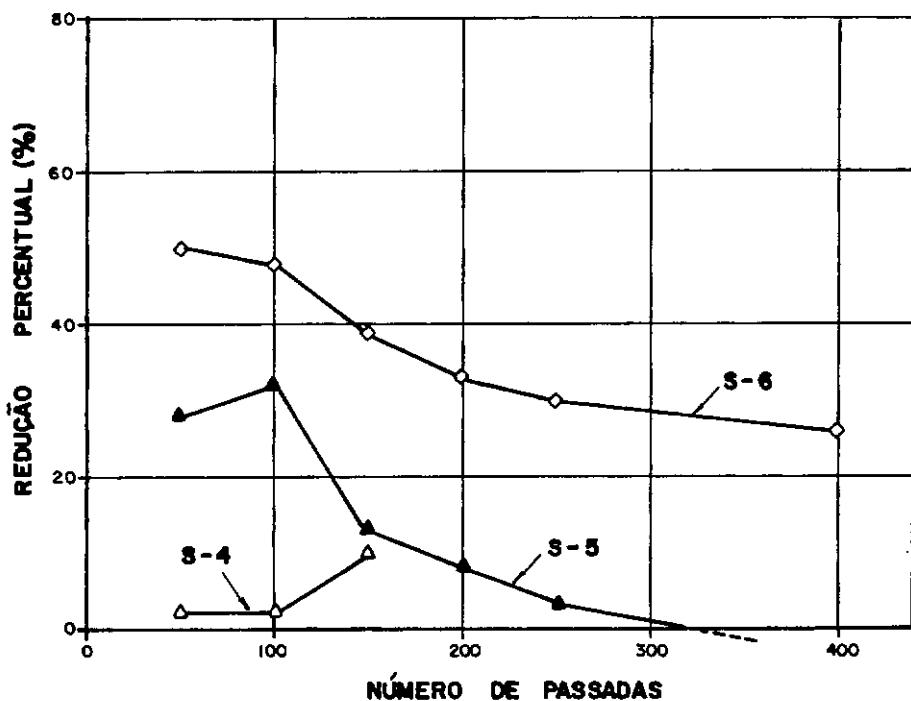
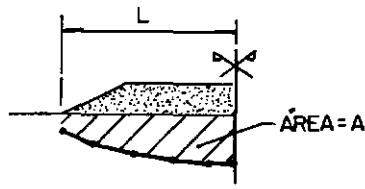


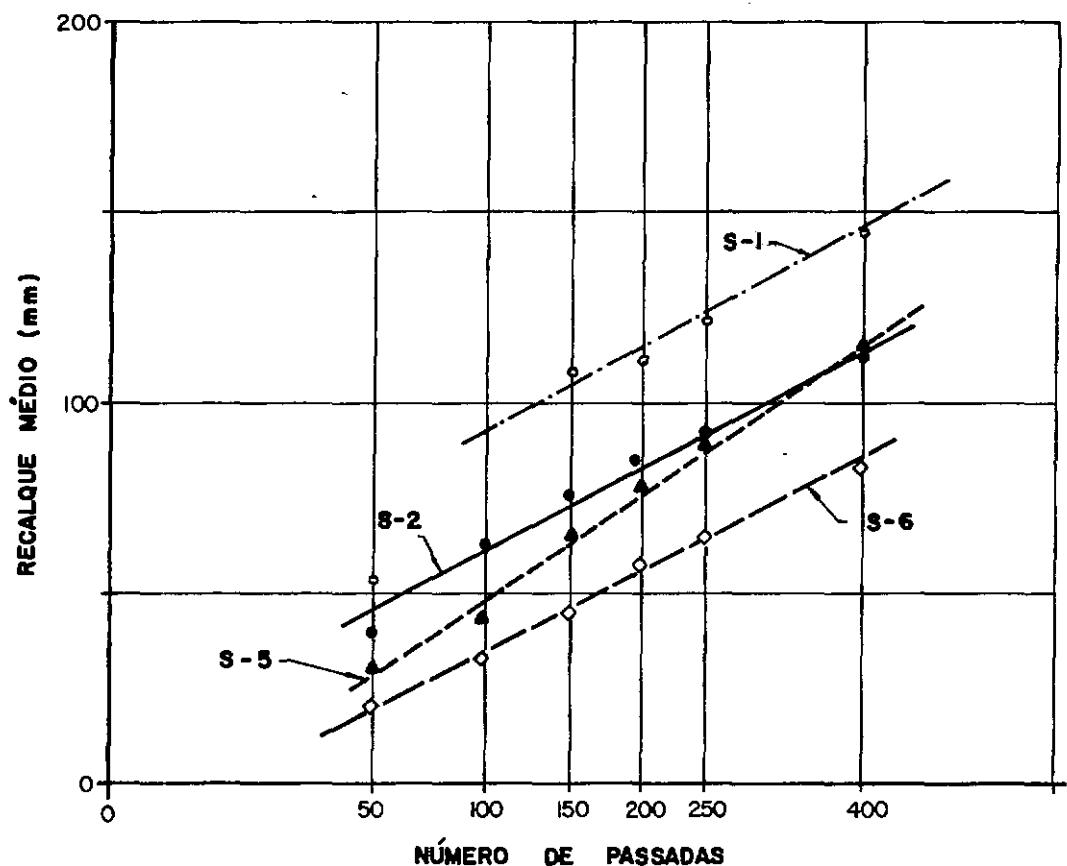
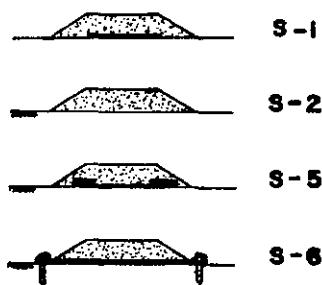
FIG.11.4 - VARIAÇÃO DA REDUÇÃO PERCENTUAL NOS RECALQUES MÉDIOS COM O NÚMERO DE PASSADAS PARA A MEIA SEÇÃO À ESQUERDA DO EIXO DE SIMETRIA

ESQUEMA DE CÁLCULO:



$$\text{RECALQUE MÉDIO: } \bar{p} = A/L$$

DETALHES DAS SEÇÕES



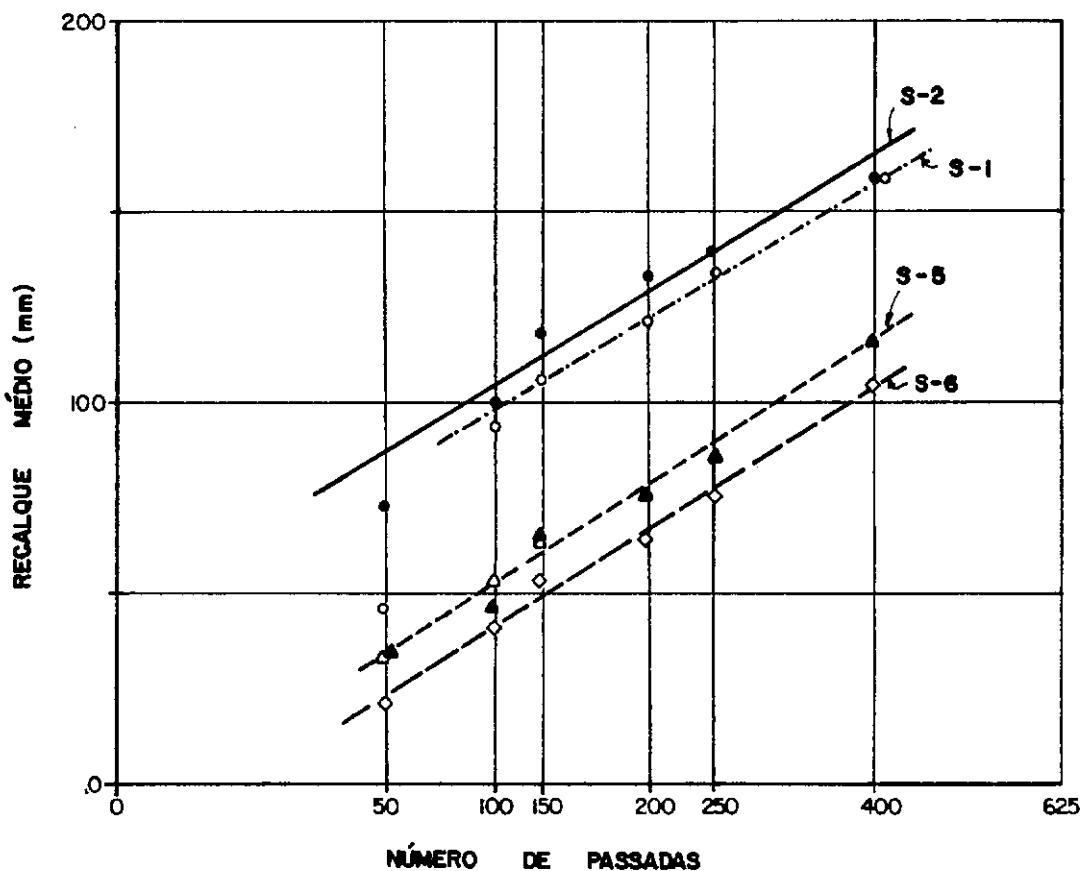
OBS:

A ESCALA DO EIXO DAS ABCISSAS É
DO TIPO \sqrt{x} .

FIG. 11.5 - VARIAÇÃO DO RECALQUE MÉDIO COM O NÚMERO DE PASSADAS
ESCALA TRANSFORMADA - MEIA SEÇÃO

CONVENÇÕES

- SEÇÃO S-1
- SEÇÃO S-2
- △ SEÇÃO S-4
- ▲ SEÇÃO S-5
- ◊ SEÇÃO S-6



OBS:

A ESCALA DO EIXO DAS ABCISSAS É DO TIPO \sqrt{x} .

FIG.II.6 – VARIAÇÃO DO RECALQUE MÉDIO COM O NÚMERO DE PASSADAS – ESCALA TRANSFORMADA (SEÇÃO INTEIRA)

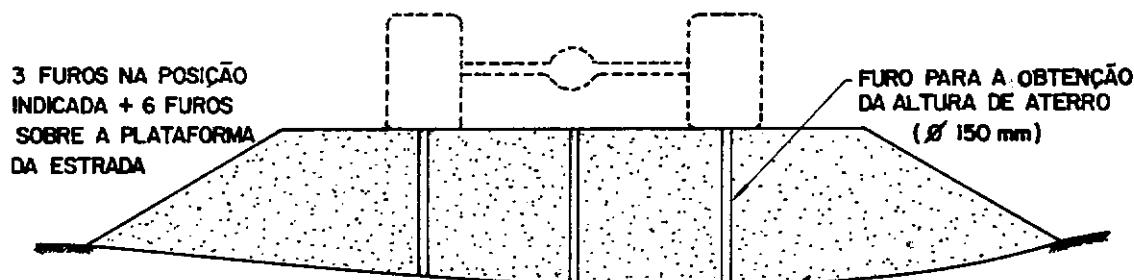


FIG. II.7 - OBTENÇÃO DA ALTURA DE ATERRO DA ESTRADA DE ACESSO

SEÇÃO	ALTURA DE ATERRO NOS FUROS (m)										ALTURA MÉDIA (m)	DESVIO PADRÃO (m)
1	0.96	0.99	1.00	1.03	1.15	1.25	1.00	1.04	0.94	1.04	0.10	
2	1.15	1.18	1.22	1.24	1.25	0.95	1.14	1.10	1.09	1.15	0.09	
4	0.97	0.93	0.97	1.00	0.92	0.98	1.05	0.99	0.96	0.97	0.04	
5	0.95	0.93	0.94	1.05	0.90	0.88	0.87	0.94	0.98	0.94	0.05	
6	0.91	0.89	0.86	0.92	0.90	0.77	0.85	0.96	0.95	0.89	0.06	

TABELA II.1 - VALORES OBTIDOS PARA A ALTURA DE ATERRO NAS SEÇÕES INSTRUMENTADAS

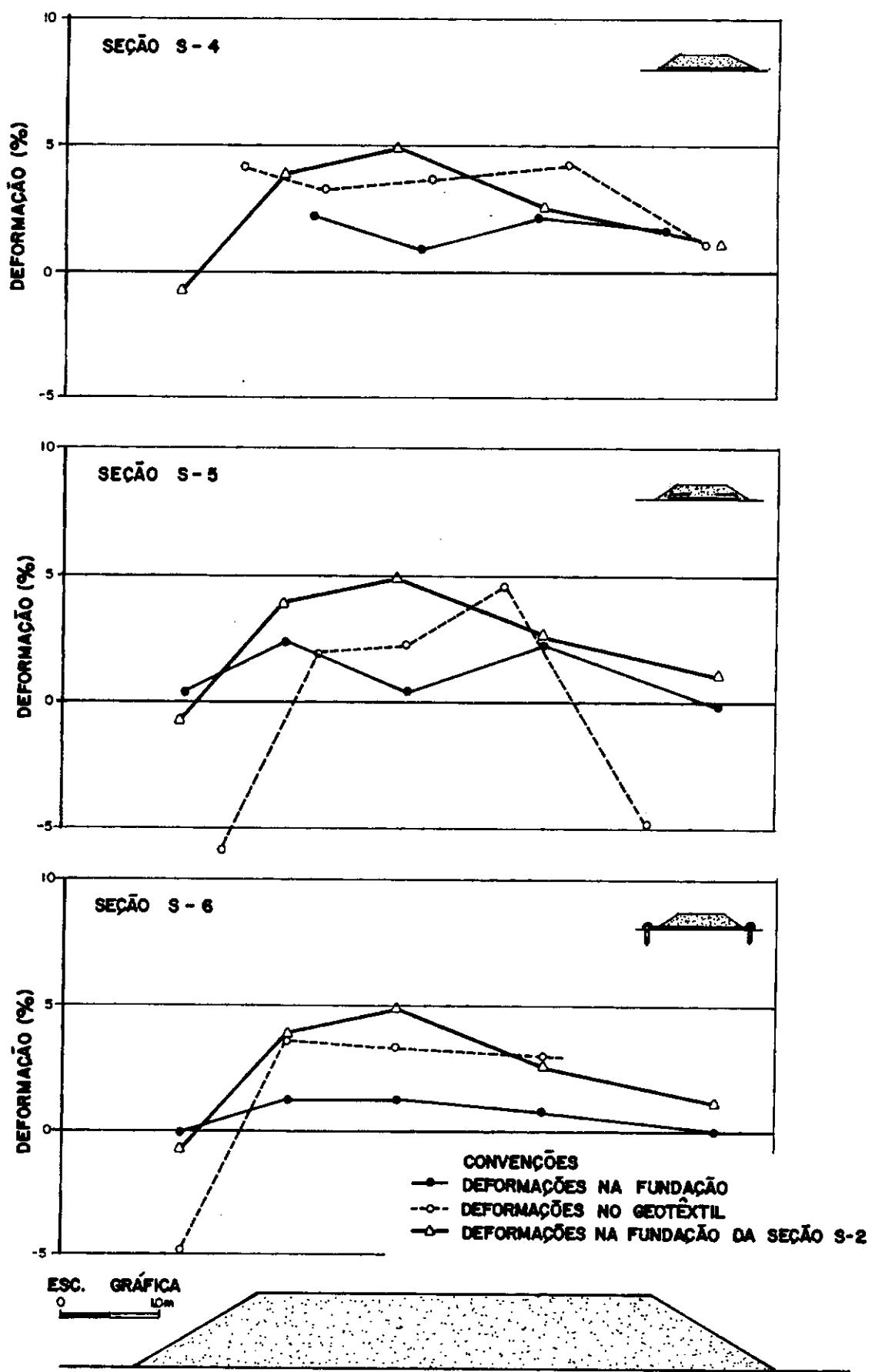


FIG. II.8 – PERFIS DE DEFORMAÇÕES HORIZONTAIS NO GEOTÊXTIL E NA FUNDAÇÃO PARA 50 PASSADAS

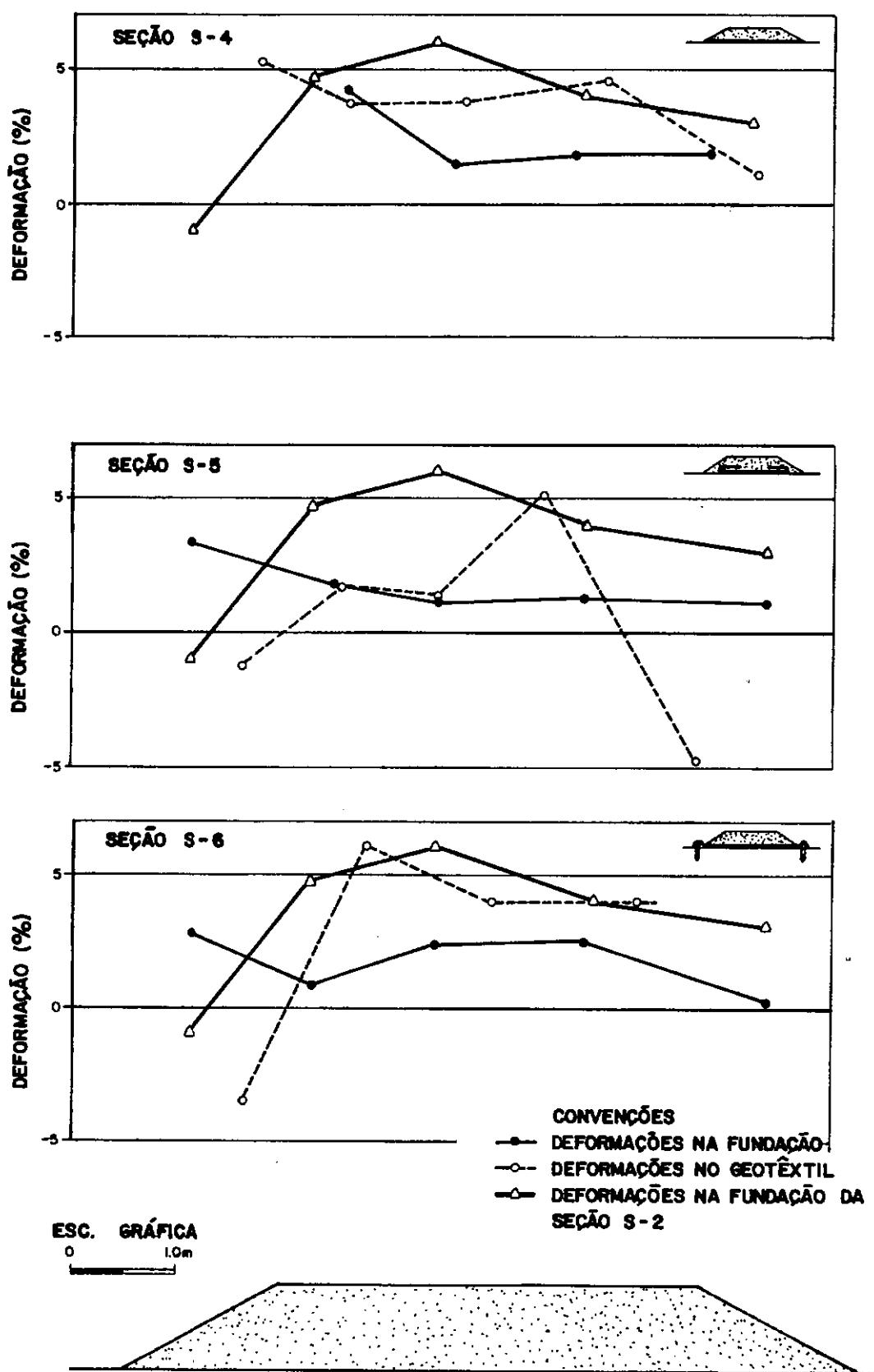


FIG.II.9 - PERFÍS DE DEFORMAÇÕES HORIZONTAIS NO GEOTÊXTIL E NA FUNDAÇÃO PARA 100 PASSADAS

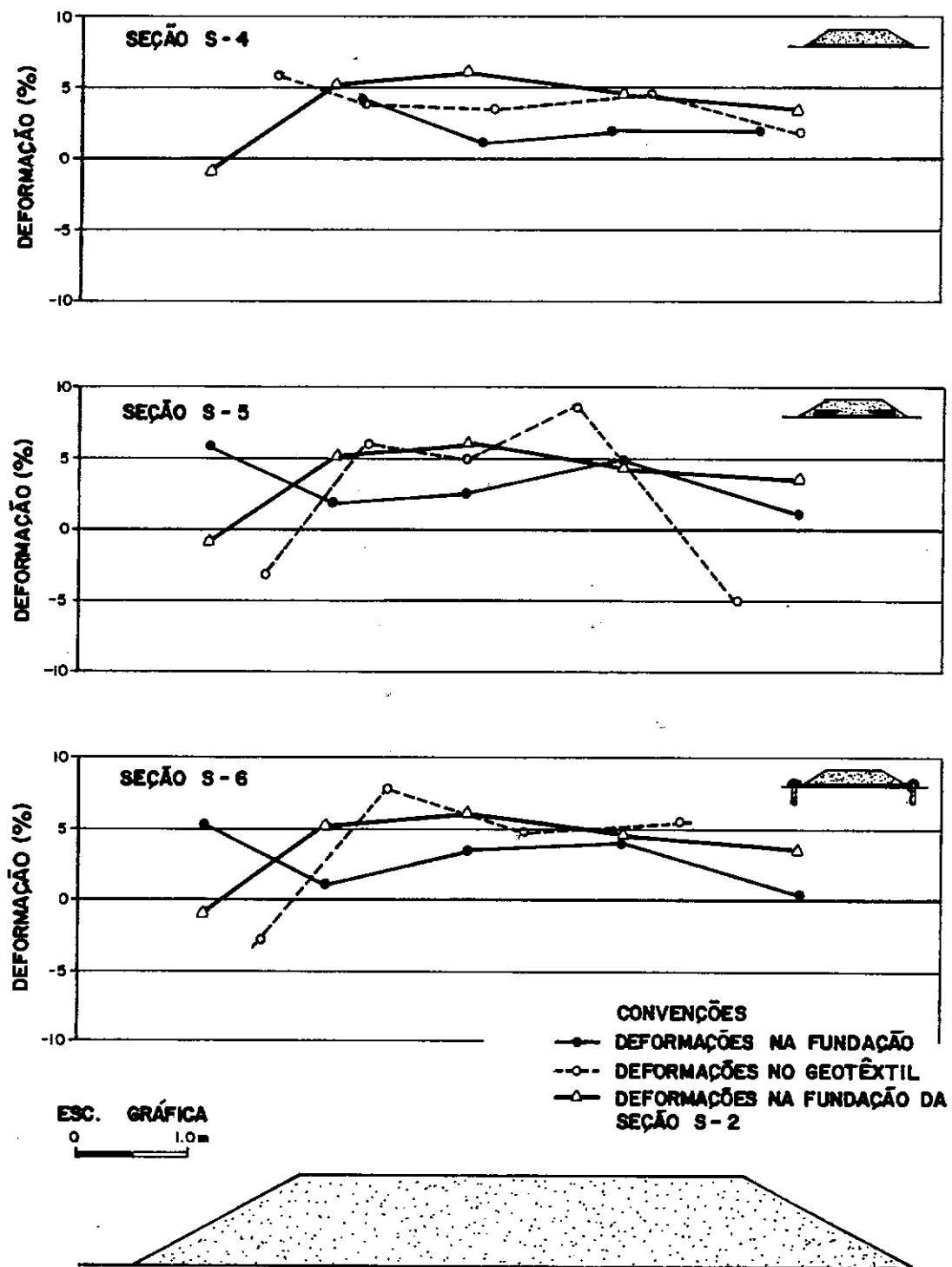


FIG.II.10 - PERFÍS DE DEFORMAÇÕES HORIZONTAIS NO GEOTÊXTIL E NA FUNDAÇÃO PARA 150 PASSADAS

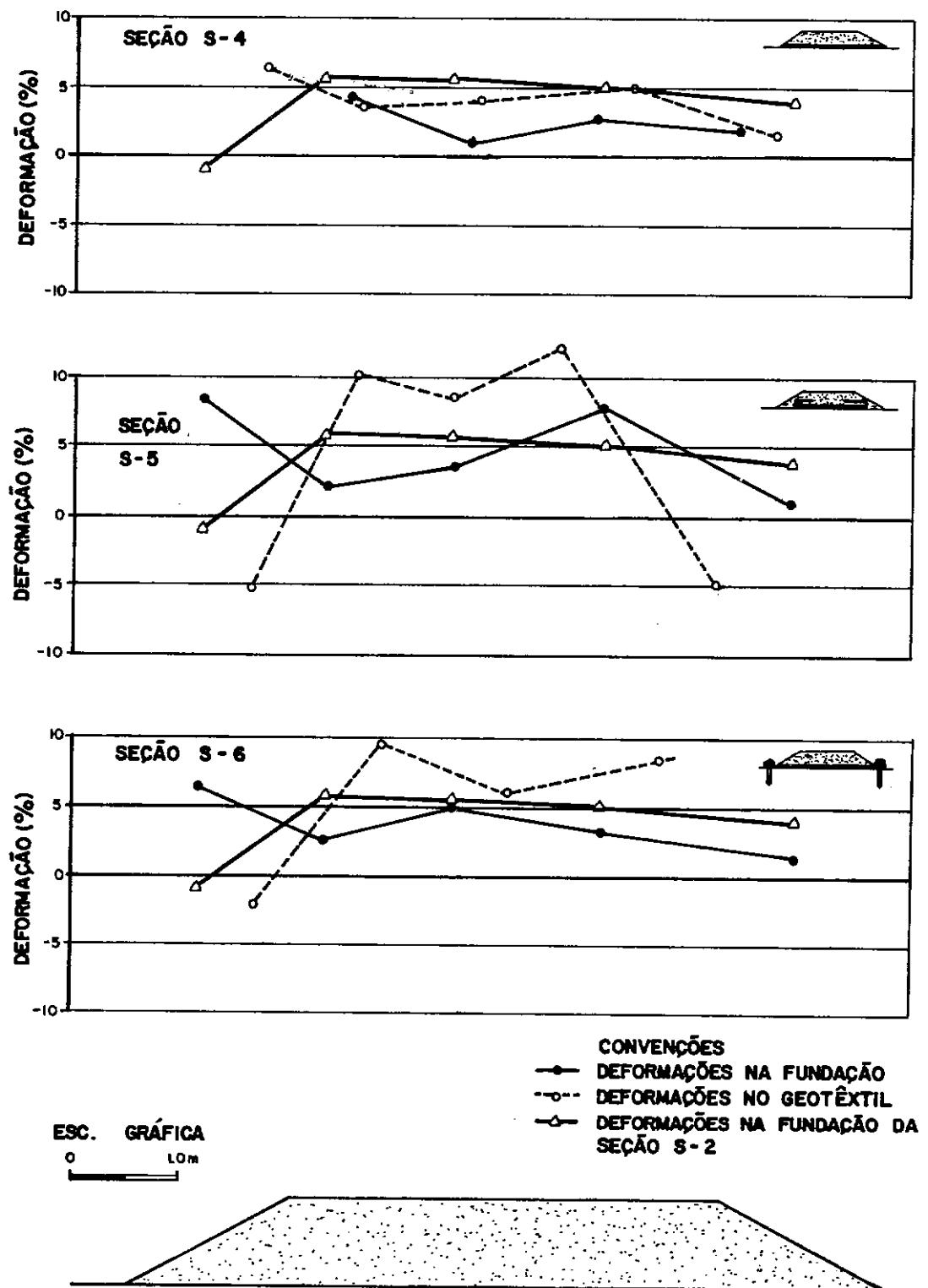


FIG. II.II - PERFIS DE DEFORMAÇÕES HORIZONTAIS NO GEOTÊXTIL E FUNDAÇÃO PARA 200 PASSADAS

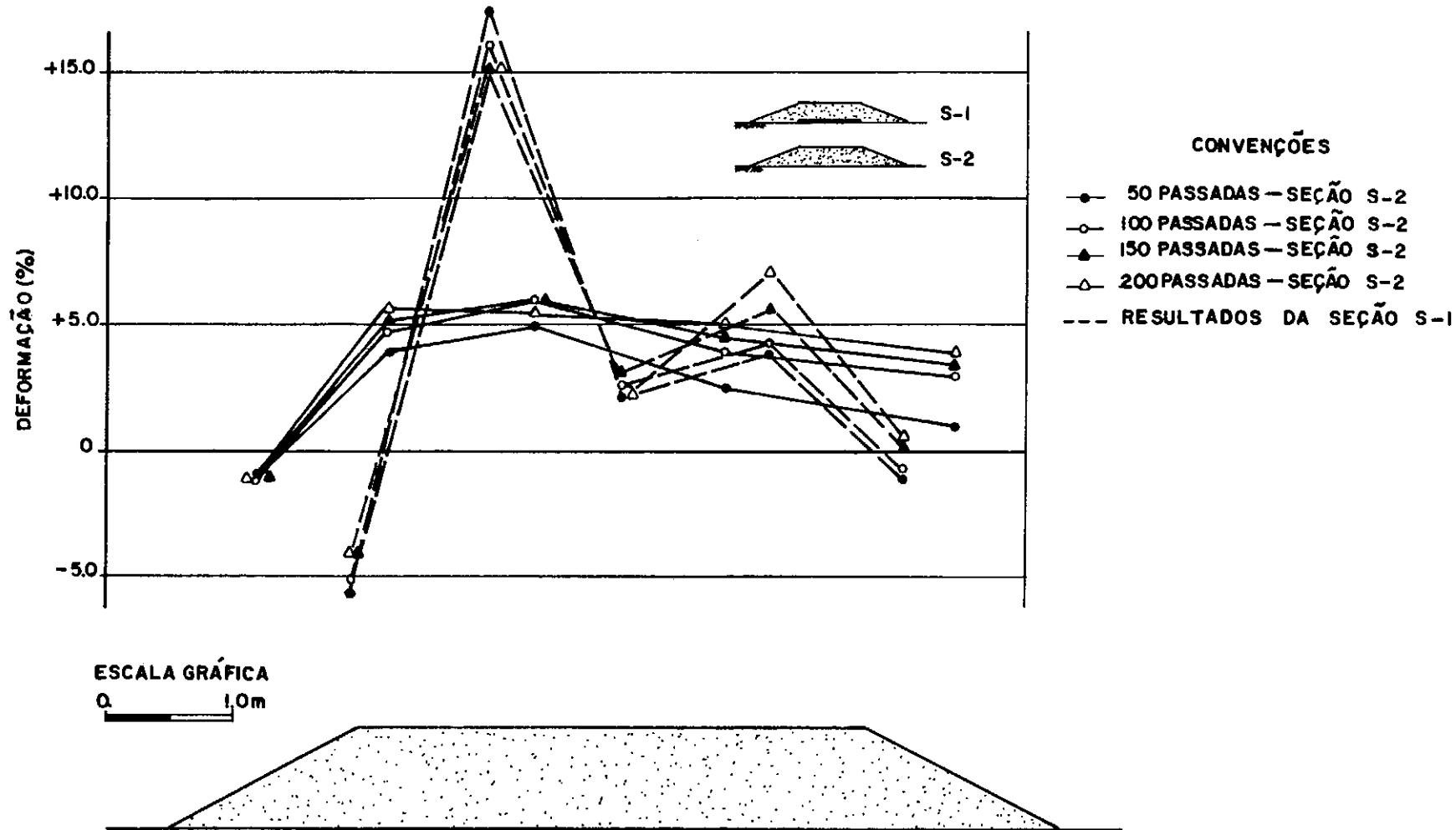


FIG. II.12 COMPARAÇÃO ENTRE OS PERFIS DE DEFORMAÇÕES HORIZONTAIS SUPERFICIAIS DAS SEÇÕES S-1 E S-2 PARA VÁRIOS NÚMEROS DE PASSADAS

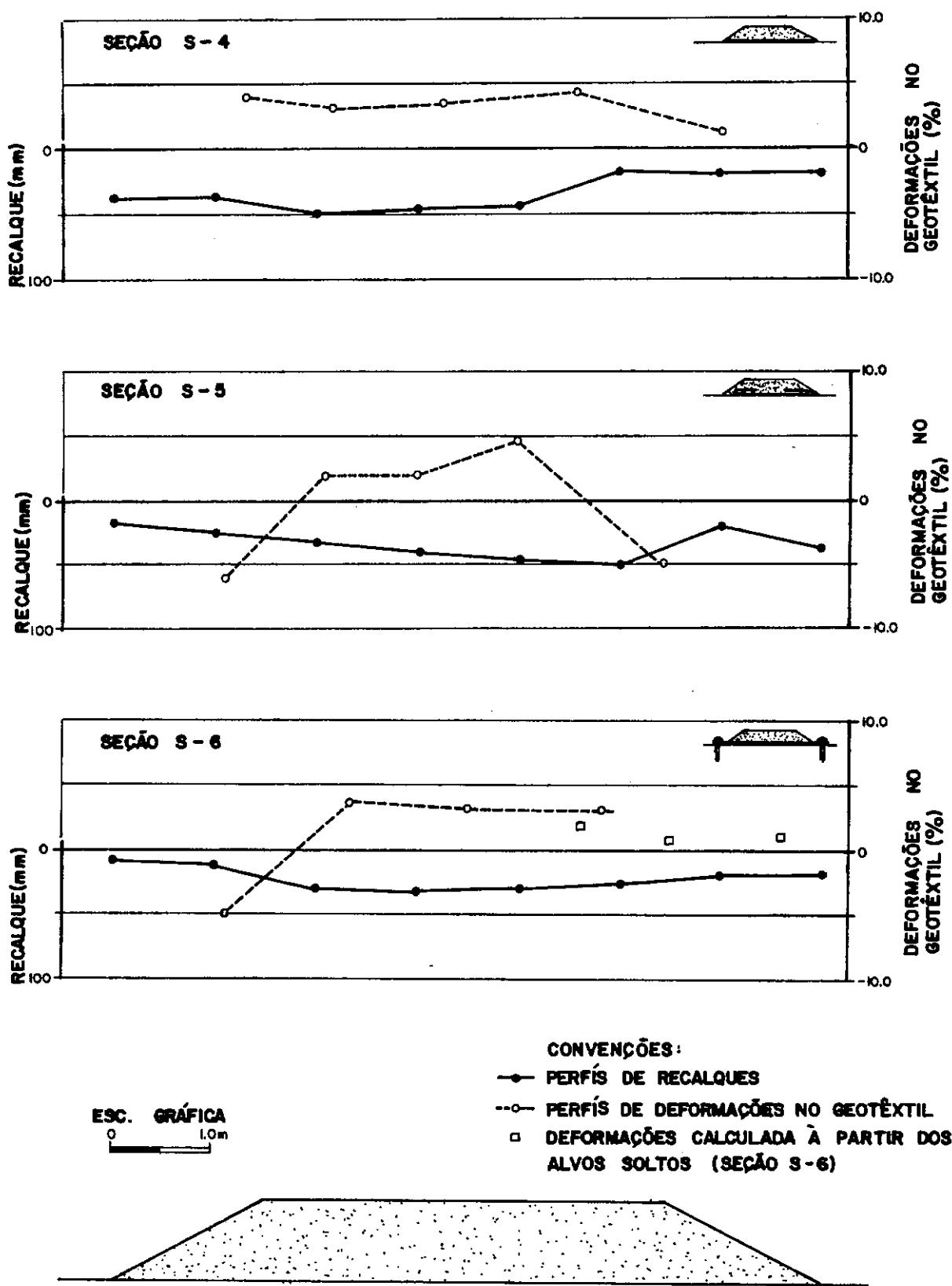


FIG.II.13 – COMPARAÇÕES ENTRE OS PERFIS DE RECALQUES DA FUNDAÇÃO E DEFORMAÇÕES NO GEOTÊXTIL PARA 50 PASSADAS

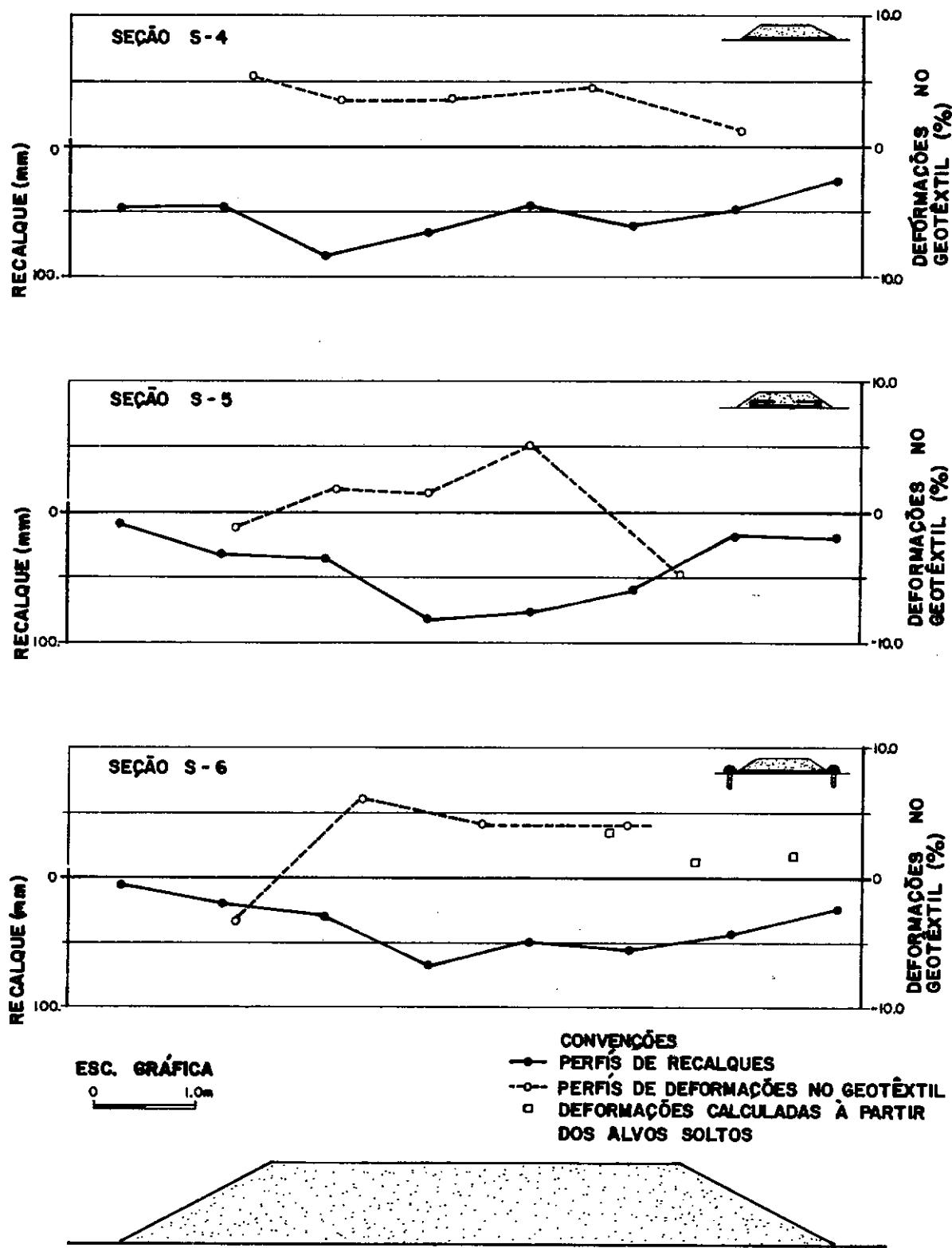


FIG. II.14 - COMPARAÇÕES ENTRE OS PERFIS DE RECALQUES DA FUNDAÇÃO E DE DEFORMAÇÕES NO GEOTÊXTIL PARA 100 PASSADAS

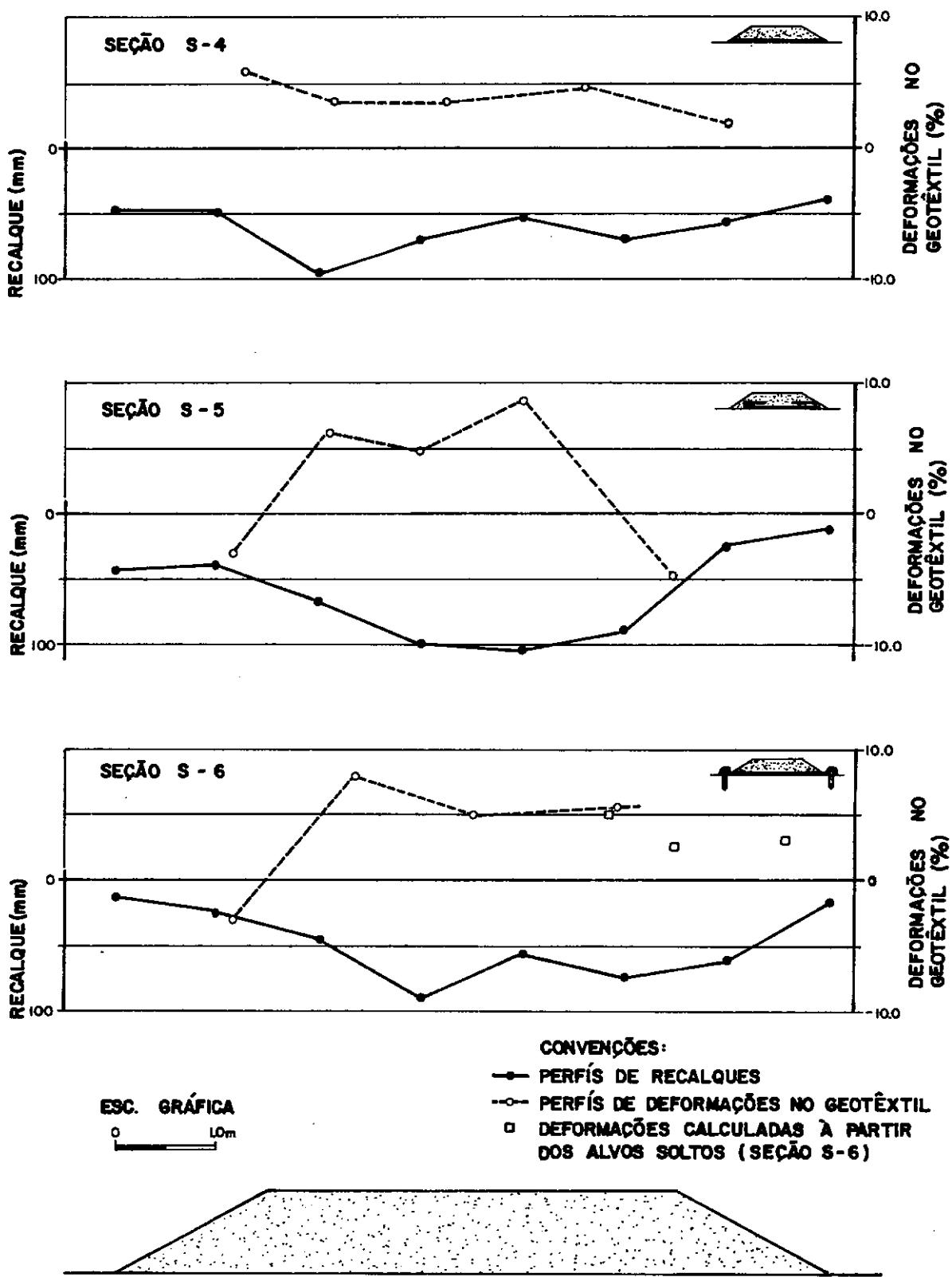


FIG.II.15 - COMPARAÇÕES ENTRE OS PERFIS DE RECALQUES DA FUNDAÇÃO E DE DEFORMAÇÕES NO GEOTÊXTIL PARA 150 PASSADAS

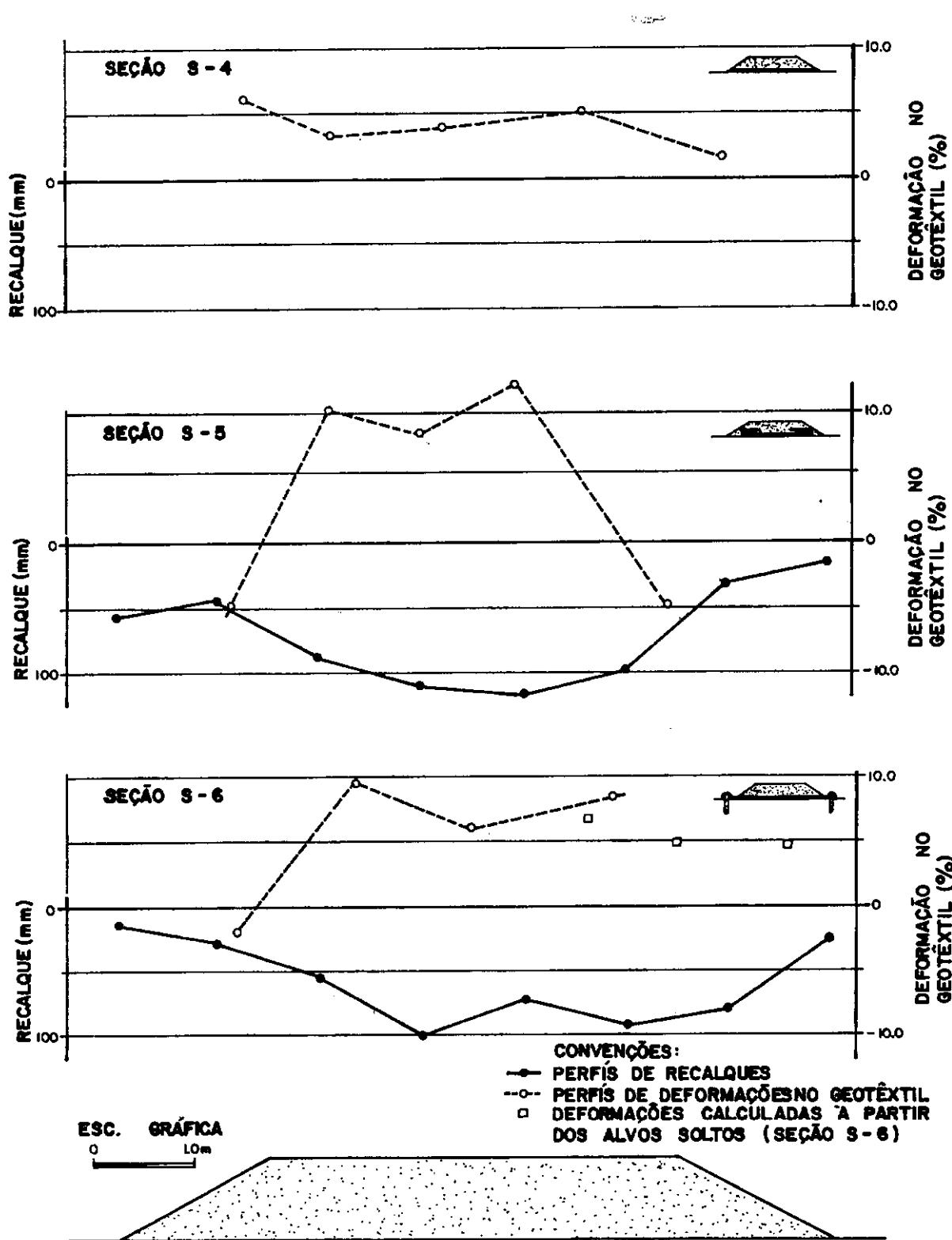


FIG. 11.16 - COMPARAÇÕES ENTRE OS PERFIS DE RECALQUES DA FUNDAÇÃO E DE DEFORMAÇÕES NO GEOTÊXTIL PARA 200 PASSADAS

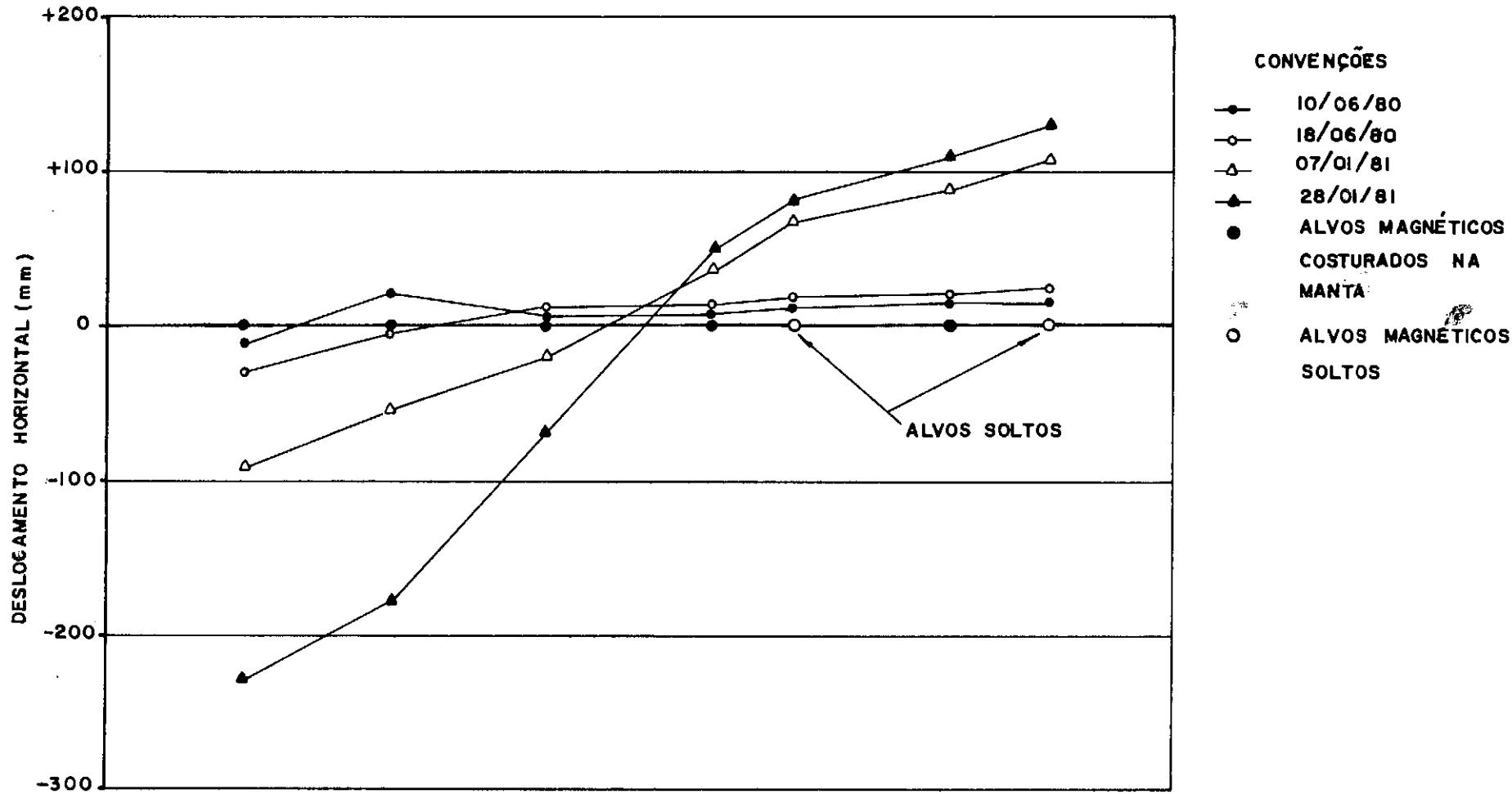


FIG.II.17 - PERFIS DE DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DOS ALVOS MAGNÉTICOS INSTALADOS NO GEOTÊXTIL EM VÁRIAS DATAS NA SEÇÃO S-6: VERIFICAÇÃO DO DESLOCAMENTO RELATIVO ENTRE O ATERRO E O GEOTÊXTIL

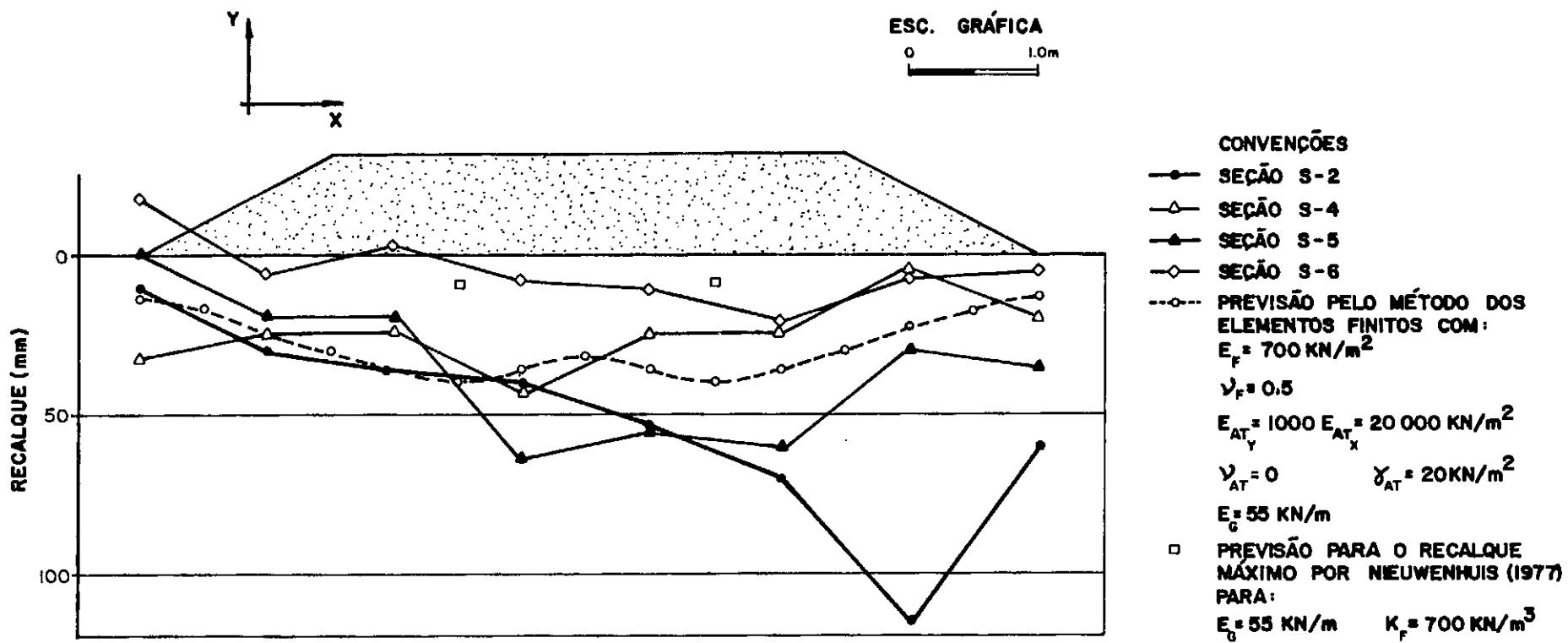


FIG.II.18 - COMPARAÇÃO ENTRE OS PERFÍS DE RECALQUES OBTIDOS PARA 25 PASSADAS E O PREVISTO TEORICAMENTE

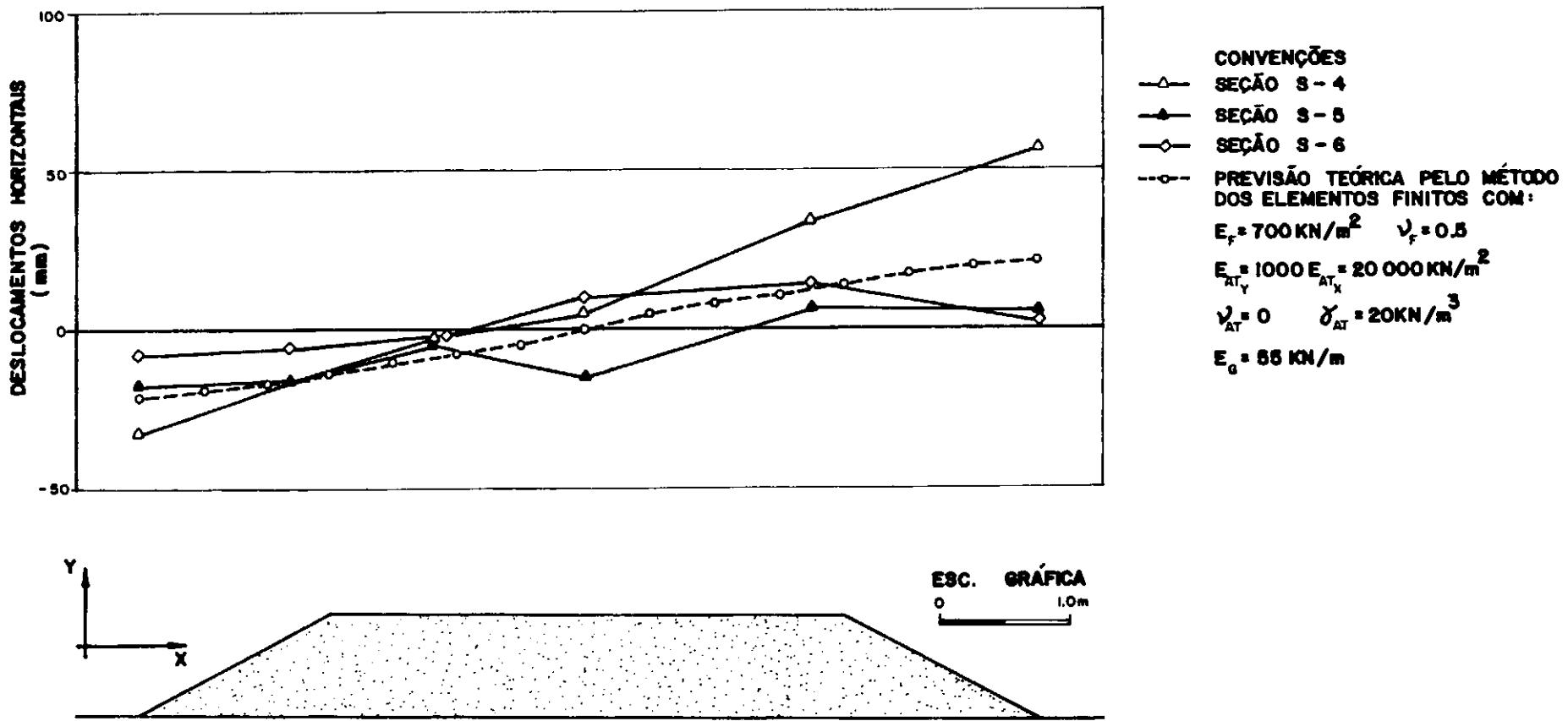


FIG.11.19 - COMPARAÇÃO ENTRE OS PERFIS DE DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DA FUNDAÇÃO OBTIDOS PARA 25 PASSADAS E O PREVISTO TEORICAMENTE

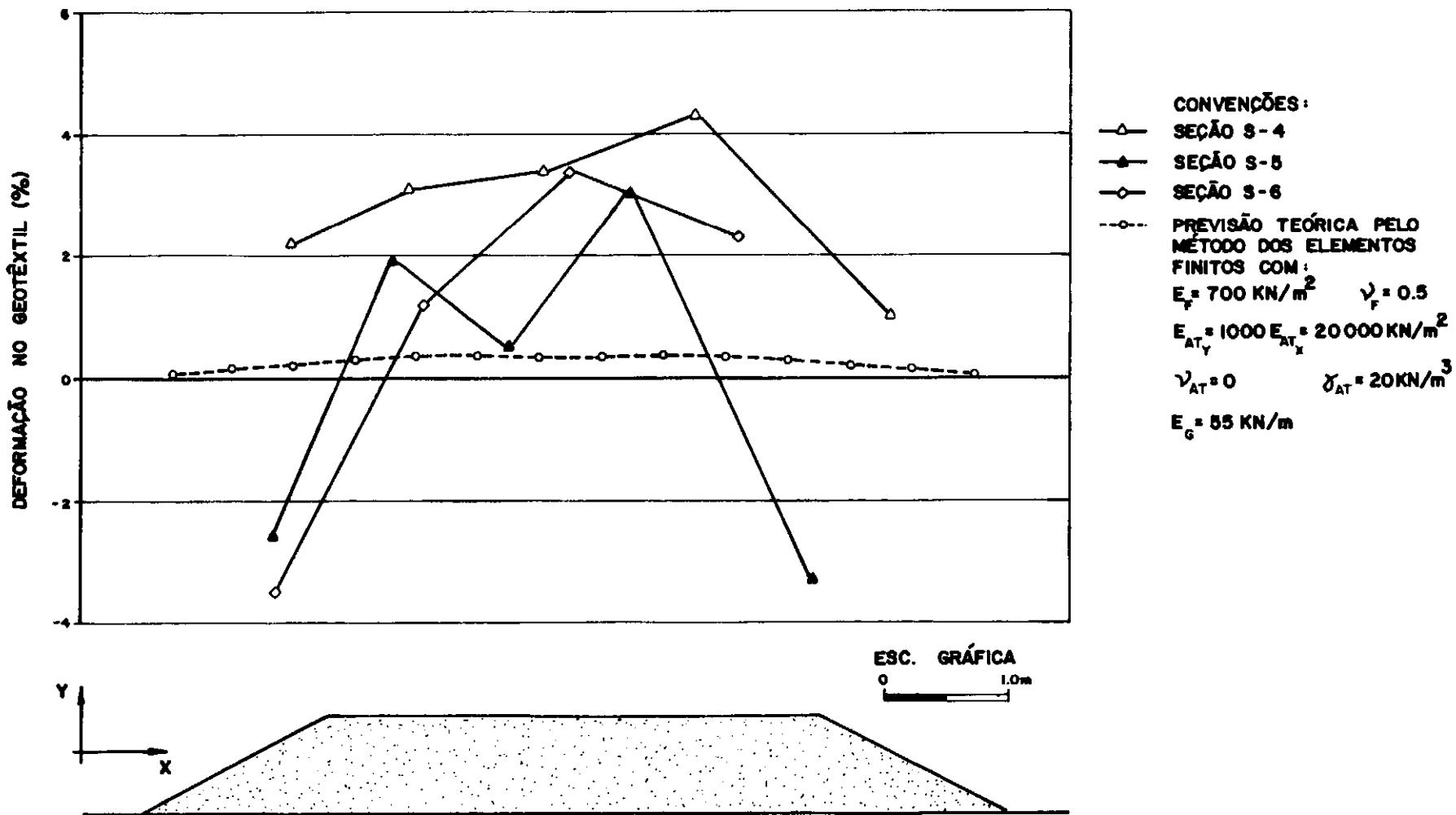


FIG.11.20 - COMPARAÇÃO ENTRE OS PERFÍS DE DEFORMAÇÕES NO GEOTÊXTIL OBTIDO PARA 25 PASSADAS E O PREVISTO TEORICAMENTE

12 - RESUMO, CONCLUSÕES FINAIS E SUGESTÕES

O presente trabalho visou avaliar o comportamento de aterros rodoviários de baixa altura reforçados com manta geotêxtil não-tecida da marca Bidim (tipos OP-30 e OP-40). Tais aterros são bastante comuns como estradas de acessos para grandes obras, estradas vicinais para escoamento de produção agrícola, etc... Em regiões de baixa capacidade de suporte da fundação e alto custo do material de aterro, o emprego de reforço na fundação pode levar à redução de volumes de aterro e minimização de custos. Torna-se, então, interessante a pesquisa de materiais sintéticos de baixo custo e fácil instalação que minimize a necessidade de especificações rigorosas para este tipo de obra. Foi o que se tentou no presente trabalho, através do estudo da utilização de mantas geotêxteis na interface aterro x fundação, atualmente uma solução bastante difundida em países como França, EUA e Suécia, entre outros.

Inicialmente foram apresentados os tipos, processos de fabricação e características físicas e mecânicas dos geotêxteis relevantes para o problema em estudo. À seguir, foram apresentados métodos teóricos para a previsão do comportamento dos geotêxteis quando utilizados como reforço de aterros de baixa altura. Resultados obtidos em obras similares, documentados na bibliografia mundial, foram, também, apresentados. Dando prosseguimento ao trabalho, foram detalhadas as seções testes e a instrumentação utilizada. Finalmente, os resultados obtidos nas medições foram apresentados e analisados.

As principais conclusões tiradas dos tópicos citados no parágrafo anterior são:

- (1) O geotêxtil do tipo tecido apresentam maior capacidade de absorver esforços de tração a deformações menores (maior módulo de deformação). Isto se deve a configuração estrutural dos fios dessa espécie de manta. Entretanto, o desempenho dos geotêxteis não-tecidos parece ser melhor para solicitações de rasgo e penetração (comuns em obras de aterros). O material que atualmente parece ser o mais indicado para confecção das mantas é o poliéster e o processo de confecção de mantas de geotêxteis não-tecidos é o de agulhagem.
- (2) Os ensaios de tração em geotêxteis que melhor reproduzem as condições de campo do presente trabalho são os de deformação plana e, entre os apresentados, os mais recomendados devido à simplicidade e rapidez de execução são os ensaios de Deformação Plana Monodirecional e o Ensaio Hidráulico de Tração.
- (3) Os aumentos no fator de segurança previstos por métodos de equilíbrio limite que têm sido encontrados na bibliografia mundial se situam em torno de 10%. Valor desta ordem de grandeza foi encontrado, também, no presente trabalho, através do processamento do programa BISPO para análise de estabilidade de taludes. Isto recomenda a utilização de geotêxtil como reforço em obras a serem construídas sobre solos moles nas proximidades de outras já existentes. Seria um fator

de segurança adicional contra uma ruptura generalizada da fundação.

(4) Na abordagem teórica do comportamento do geotêxtil como reforço de aterro rodoviário baixo sobre solo mole, os resultados fornecidos pelo método aproximado de Nieuwenhuis superestimam a contribuição do geotêxtil na redução dos recalques da superfície da fundação. Isso se deve ao fato do método admitir hipóteses simplificadoras que não satisfazem a todas as condições de equilíbrio e geram distribuição de tensões irreais ao longo da manta. A previsão pelo Método dos Elementos Finitos fornece resultados mais realistas, embora a simulação tentada apresente diversas deficiências, tais como: o programa empregado só admite a análise com relação tensão x deformação linear; o programa utilizado não admite descontinuidades entre os elementos, nem solicitações de natureza transiente, que são as que efetivamente ocorrem devido ao tráfego. Assim, as previsões pelo Método de Elementos Finitos foram válidas mais no seu aspecto qualitativo do que quantitativo. O método prevê uma contribuição de geotêxtil muito pequena na redução dos recalques elásticos e uma distribuição de esforços de tração ao longo da manta de acordo com o observado na prática.

(5) Com respeito à instrumentação utilizada nas seções testes, seu comportamento foi bom, princi-

palmente no que diz respeito às medições de recalques e deformações no geotêxtil. Os instrumentos utilizados (Perfilômetro e Extensômetro Magnético Horizontal) apresentaram a acurácia dentro dos valores obtidos em experiências de campo anteriores (10mm para o Perfilômetro e 2mm para o Extensômetro Magnético). A ressalva a ser feita diz respeito às placas magnéticas utilizadas para a medição dos deslocamentos horizontais superficiais da fundação. Acredita-se que as dimensões das placas tenham sido um pouco maiores que as ideais para a geometria do problema em estudo. Se suas dimensões fossem menores (placas de 0.20 x 0.20m ou 0.15 x 0.15m) acredita-se que não seriam tão sacrificadas pelas primeiras passadas dos veículos carregados.

- (6) Quanto aos resultados obtidos através das medições de campo observou-se que as seções reforçadas apresentaram reduções significativas nos recalques, em relação à seção sem reforço, para as primeiras passadas de veículos. No entanto, verificou-se a tendência desses valores cairem sensivelmente com o aumento do número de passadas. A seção S-6 (geotêxtil ancorado externamente) apresentou o melhor desempenho na redução de recalques.
- (7) A presença do geotêxtil não parece influenciar o desenvolvimento de recalques iniciais. Sua influência, na estrada de acesso, foi evitar a ocorrência ou progressão de rupturas localiza-

das na superfície da fundação.

(8) Não se verificou, também, influência significativa da presença do geotêxtil na geração de deslocamentos horizontais superficiais da fundação.

(9) Através de furos realizados ao longo das seções instrumentadas pode-se verificar que a presença do geotêxtil provocou uma redução no consumo de material de aterro. Sobre esse aspecto, o melhor desempenho verificou-se para a seção S-6 (redução de 22.6% na altura de aterro) e o pior para a seção S-1 (redução de 9.6% na altura de aterro). Acredita-se que essa redução na altura de aterro tenha se devido, principalmente, à minimização dos efeitos de rupturas localizadas na superfície da fundação. Entretanto, constatou-se para que a utilização de geotêxtil fosse economicamente viável nas condições da estrada de acesso, seria necessário uma economia de, no mínimo, 26% no material de aterro empregado. Assim, faz-se necessário um estudo prévio de viabilidade econômica no emprego de geotêxtil como reforço. Esse estudo deve ser feito no local da obra através do acompanhamento do desempenho de seções testes, com e sem geotêxtil, submetidas ao tráfego de um caminhão carregado. O procedimento para a tomada de decisão pode ser a comparação das alturas de aterro das seções testes. Outro procedimento disponível, esse para ater-

ros de granulometria mais grossa, é o empregado pelo Corps of Engineers citado em Koerner & Welsh (1980) e já comentado no presente trabalho. Com os resultados das seções testes e com os custos dos materiais envolvidos pode-se decidir sobre a conveniência ou não da utilização de geotêxtil.

(10) As deformações específicas no geotêxtil atingiram valores da ordem de 12% na região sob as rodas dos veículos. O valor de deformação na ruptura obtidos no ensaio de deformação plana Bidi_{re}ccional Cilíndrico, para o geotêxtil Bidim empregado na estrada de acesso varia entre 28 e 30% (RHODIA, 1980). Verifica-se, então, que até o presente estágio o geotêxtil atingiu um nível de deformações de, aproximadamente, 40% da deformação de ruptura.

(11) Através de comparações com os resultados medidos, verificou-se que as previsões teóricas de comportamento apresentaram somente resultados de ordem qualitativa. O Método dos Elementos Finitos previu deformações máximas no geotêxtil sob as rodas dos veículos e pouca contribuição do geotêxtil na redução dos recalques elásticos, o que efetivamente se verificou no campo. A simulação teórica de ancoragem no pé do aterro resultou em diminuição dos recalques do mesmo. Isso também foi verificado no campo através do desempenho da seção S-6. Embora o módulo de rea-

ção da fundação, para a aplicação da solução de Nieuwenhuis tenha sido adotado através de correção, acredita-se que a tendência dessa solução, é superestimar a contribuição do geotêxtil devido às simplificações feitas para a sua resolução matemática.

(12) Para as condições do presente trabalho não se verificou a recomendação de DuPont (1980) para o qual a utilização do geotêxtil faz com que o CBR da fundação aumente em 4 unidades. Sob esse aspecto, no presente trabalho verificou-se que a influência do geotêxtil foi aumentar, no máximo (resultado obtido para a seção S-6), o CBR da fundação em 0.25 unidades. É interessante observar que na retroanálise do CBR que deveria ser utilizado para a fundação, nas condições da estrada de acesso, constatou-se que o valor encontrado (0.37) foi praticamente o previsto pela correlação entre o valor do CBR e a resistência não-drenada da fundação, presente em alguns catálogos de fabricantes de geotêxteis (ver, por exemplo, Monsanto, 1980 e Mirafi, 1980).

(13) Ao longo dos resultados obtidos para as diversas seções instrumentadas pode-se verificar a conveniência do pré-tensionamento do geotêxtil. Deduz-se isto do melhor desempenho observado para as seções S-5 e S-6. O comportamento da seção S-1 não recomenda a utilização do geotêxtil como reforço quando instalado somente sob a plataforma da estrada.

(14) Ao longo das vezes em que foram feitas escavações na estrada de acesso pode-se verificar que tanto nas seções com geotêxtil como nas seções sem geotêxtil houve impregnação do material de aterro pelos finos provenientes da fundação. Entretanto, nas seções com geotêxtil a impregnação foi menor, notando-se a visível tendência dos finos concentrarem-se na manta geotêxtil, colmatando-a.

Como sugestões para pesquisas futuras sobre o assunto do presente trabalho são dadas as seguintes:

- (1) Verificar o comportamento de geotêxteis do tipo tecido em obras semelhantes. Já se encontra geotêxtil desse tipo no mercado brasileiro.
- (2) Verificar o comportamento de aterros mais granulares (pedra britada, blocos de rocha, etc...) reforçados com geotêxtil.
- (3) Tentar quantificar a intensidade de impregnação do aterro pelos finos provenientes da fundação em aterros com e sem geotêxtil.
- (4) Verificar a qualidade da previsão teórica por Elementos Finitos usando-se programas computacionais mais potentes que admitam a análise não-linear, solicitações de natureza dinâmica, elementos junta, etc...
- (5) Realizar ensaios de laboratório nos diversos geotêxteis presentes no mercado brasileiro para verificação de suas características de resistência, drenagem e filtro.

BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

ADVANCE (1980) "Adva-Felt for Civil Engineering" - Catálogo do Fabricante - Advance Construction Specialities Co., Inc. - Memphis, Tennessee 38117, Post Office Box 17212.

ALFHEIM, S.L. & SORLIE, A. (1977) "Testing and Classification of Fabrics for Application in Road Constructions" - Colloque International Sur L'Emploi des Textiles en Géotechnique - Vol. II, p. 333 - 338, Paris, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

AHLVIN, R.G. & HAMMITT, G.M. (1975) "Load-Supporting Capability of Low-Volume Roads" - Low-Volume Roads - Special Report 160, Transportation Research Board, TRB, National Academy of Sciences.

ALMEIDA, M.S.S. (1980) "Comunicação Pessoal".

AMOCO (1980) "Woven Engineering Fabrics - Textiles for Geotechnics" - Catálogo do Fabricante do Geotêxtil Propex - Amoco Fabrics Co., 550 Interstate North Parkway, Suite 150, Atlanta, Georgia 30099.

ANTUNES, F. (1980) "Ensaios para Caracterização Geológica, Pedológica e Mineralógica de Argilas do Rio de Janeiro" - Publicação da Divisão de Pesquisas do Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR/DNER.

ATKINSON, J.H. & BRANSBY, P.L. (1978) "The Mechanics of Soils - An Introduction to Critical State Soil Mechanics" - McGraw-Hill, London.

BABKOV, V. & ZAMAKHAYEV, M. (1967) "Highway Engineering" - Mir Publishers, Moscow.

BJERIN, L. (1977) "Results of Deformation Measurements on Woven Polyester Fabric Used as Reinforcement in a Road Embankment" - Colloque International Sur

L'Emploi des Textiles en Géotechnique - Discussion
Paris, Vol. III, p. 28 - Laboratoire Central des
Ponts et Chaussées.

BOWLES, J.E. (1975) "Combined and Special Footings" -
Foundation Engineering Handbook - Winterkorn, H.F.
& Fang, H.Y., p. 517.

BOWLES, B.B. (1977) "Foundation Analysis an Design" - 2nd
Edition - McGraw-Hill Kogakuska Ltd.

BROMS, B.B. (1977) "Polyester Fabric as Reinforcement in
Soil" - Colloque International Sur L'Emploi des
Textilles en Géotechnique - Paris, Vol. I, p. 129-
135 - Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

CAPUTO, H.P. (1975) "Mecânica dos Solos e Suas Aplicações" -
Vol. II - Ao Livro Técnico S/A., Rio de Janeiro.

CHIRAPUNTU, S. & DUNCAN, J.M. (1977) "Cracking And Progressive
Failure of Embankments on Soft Clay Foundations" -
International Symposium on Soft Clay - Bangkok,
Tailândia.

CHIRAPUNTU, S. & DUNCAN, J.M. (1976) "The Role of Fill
Strength in the Stability of Embankments on Soft
Clay Foundations" - Report N° TE 75-3 - Department
of Civil Engineering - Institute of Transportation
and Traffic Engineering - University of California,
Berkeley, California.

CHRISTMANN, R.U. (1978) "Estatística Aplicada" - Editora
Edgard Blücher Ltda.

COLLET, H.B. (1981) "Comunicação Pessoal".

COLLET, H.B. (1978) "Ensaios de Palheta de Campo em Argilas
Moles da Baixada Fluminense" - Tese de Mestrado
Apresentada à COPPE/UFRJ.

COLLET, H.B. & WERNECK, M.L.G. (1979) "Ensaios de Palheta Realizados na Argila Cinza do Rio de Janeiro" - Publicação da Divisão de Pesquisas do Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR/DNER.

CONTE, S.D. & DE BOOR, C. (1972) "Elementary Numerical Analysis" - An Algorithmic Approach - McGraw-Hill - Kogakusha Ltd.

COOK, R.D. (1974) "Concepts and Applications of Finite Element Analysis" - John Wiley & Sons, Inc.

COPPETEC (1978) "Obras de Terra na Área da Estação de Tratamento de Esgotos de Camaçari" - CETREL - Parecer Geotécnico - Vol. II - COPPE/UFRJ.

COSTA FILHO, L.M.; WERNECK, M.L.G. & COLLET, H.B. (1977) "A Resistência Não-Drenada de Uma Argila Muito Mole" - Publicação da Divisão de Pesquisas do Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR/DNER.

COSTA FILHO, L.M.; COLLET, H.B.; ANTUNES, F. & FONTOURA, S.A.B. (1975) "Características Geotécnicas de Argilas Mole do Rio de Janeiro" - Publicação do Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR/DNER.

COUTINHO, R.Q. & LACERDA, W.A. (1976) "Características de Adensamento com Drenagem Radial e Vertical da Argila Cinza do Rio de Janeiro" - Publicação da Divisão de Pesquisas do Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR/DNER.

COUTINHO, R.Q. (1980) "Aterro Experimental Levado à Ruptura no Local de Construção da Barragem de Juturnaíba" - Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR/DNER - Ainda não publicado.

DESAI, C.S. & CHRISTIAN, J.T. (1977) "Numerical Methods in Geotechnical Engineering" - McGraw-Hill Book Co.

DUNNICLIFF, J. (1971) "Equipment for Field Deformation Measurements" - 4th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering - Puerto Rico Vol. II, p. 319-332.

DU PONT (1980) "Typar-Support/Filter Fabrics" - Catálogo de Aplicações do Geotêxtil Typar - E.I. Du Pont de Nemours & Company - Wilmington, Delaware 19898.

EBECKEN, N.F. (1980) "Comunicação Pessoal".

ENKA (1980) "Stabilenka" - Catálogo de Aplicações do Geotêxtil Stabilenka Fornecido pelo Fabricante - Akzo Group - Velperweg 76, Arnhem, Holland.

EROSION CONTROL (1980) "Textile Products to Control the Movement of Sand and Soil" - Catálogo de Aplicações do Geotêxtil Fabritex - Forum III, Suite 507, 1655 Palm Beach Lakes Boulevard, West Palm Beach, Florida 33401.

FEDA, J. (1978) "Stress in Subsoil and Methods of Final Settlement Calculations" - Developments in Geotechnical Engineering - Vol. 18 - Elsevier Scientific Publishing Company.

FERRANTE, A.J.; SANTOS, M.I.G.; CHAGAS FILHO, E. & GOMES FRANCO, J.S. (1977) "A Linguagem LORANE LINEAR para Análise Estrutural por Computador" - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

GIROUD, J.P. (1975) "Tassement et Stabilité de Foundations Superficielles - Tomo I" - Presses Universitaires de Grenoble.

GIROUD, J.O. & PERFETTI, J. (1977) "Classification des Textiles et Mesure de Leurs Propriétés en Vue de Leurs Utilisation en Géotechnique" - Colloque International Sur L'Emploi des Textiles en Géotechnique - Paris

Vol. II, p. 345-352 - Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

GOULD, J.P. & DUNNICLIFF, J. (1971) "Accuracy of Field Deformation Measurements" - 4th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Puerto Rico, Vol.I, p. 313-366.

GREENSTEIN, J. (1979) "Design Thickness of Low-Volume Roads" Low-Volume Roads: Second International Conference, Transportation Research Board (TRB) - Transportation Research Report Record 702 - National Academy of Sciences - Washington, D.C., August.

HARR, M.E. (1966) "Foundation of Theoretical Soil Mechanics" - McGraw-Hill.

HUDSON, R.G. (1961) "Manual do Engenheiro" - Ao Livro Técnico S/A.

JARRET, P.M.; LEE, R.A. & RIDELL, D.V.B. (1977) "The Use of Fabrics in Road Pavements Constructed on Peat" - Colloque International Sur L'Emploi des Textiles en Géotechnique, Paris, Vol. I, p. 19-22 - Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

JESSBERGER, H.L. (1977) "Load-Bearing Behaviour of a Gravel Subbase - Non-Woven Fabric - Soft Subgrade System" Colloque International Sur L'Emploi des Textiles en Géotechnique - Paris, Vol. I, p. 9-13 - Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

MORAES Jr., L.J. (1975) "Algumas Considerações Práticas à Respeito da Análise da Estabilidade de Taludes" - Tese de Mestrado Apresentada à COPPE/UFRJ.

MOREL, G.; QUIEBEL, A.; PUIATTI, D. & PUIG, J. (1977) "Utilizations de Textiles à la Partie Inférieure D'Une Couche de Forme Sur Sol Support de Faible Portance" Colloque International Sur L'Emploi des Textiles en

Géotechnique - Paris, Vol. I, p. 29-34 - Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

MEDINA, J. (1981) "Comunicação Pessoal"

NAVFAC (1971) "Design Manual DM-7 - Soil Mechanics Foundations and Earth Structures" - Department of the Navy, USA.

NIEUWENHUIS, J.D. (1977) "Membranes and the Bearing Capacity of Roadbases" - Colloque International Sur L'Emploi des Textiles en Géotechnique - Vol.I, p. 3-8, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

OBER (1980) "Mantas Não-Tecidas para Obras de Geotecnica e Hidrotecnica (Geomembranas)" - Catálogo do Fabricante do Geotêxtil Ober - Ober S/A - Orcas Berggren Indústria e Comércio - Nova Odessa: Av. Industrial, 572 Distrito Industrial - C.P. 163 - São Paulo.

PALMEIRA, E.M. & ALMEIDA, M.S.S. (1980) "Atualização do Programa BISPO para Análise de Estabilidade de Taludes" - Publicação da Divisão de Pesquisas do Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR/DNER.

PALMEIRA, E.M. & RAMALHO ORTIGÃO, J.A. (1980) "O Perfilômetro: Um Instrumento para a Medição Contínua de Recalques" - Publicação da Divisão de Pesquisas do Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR/DNER.

PAUTE, J.L. & SEGOUPIN, M. (1977) "Détermination des Caractéristiques de Résistance et Deformabilité des Textiles par Dilatation d'un Manchon Cylindrique" - Colloque International Sur L'Emploi des Textiles en Géotechnique - Paris, Vol. II, p. 293-298 - Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

POULOS, H.G. & DAVIS, E.H. (1974) "Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics" - John Wiley & Sons, Inc.

RAMALHO ORTIGÃO, J.A. (1980) "Aterro Experimental Levado à Ruptura sobre a Argila Cinza do Rio de Janeiro" - Tese de Doutorado Apresentada à COPPE/UFRJ.

RAMALHO ORTIGÃO, J.A. (1978) "Efeito de Pré-Adensamento e Consolidação Anisotrópica em Algumas Propriedades da Argila Mole da Baixada Fluminense" - Publicação da Divisão de Pesquisas do Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR/DNER.

RAUMANN, G. (1979) "A Hydraulic Tensile Test With Zero Transverse Strain for Geotechnical Fabrics" - Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 2, nº 2, Junho, p. 69-76.

REKACH, V.G. (1979) "Manual of the Theory of Elasticity" - Mir Publishers - Moscow.

RHODIA (1980) "Bidim - Catálogo Geral de Aplicações" - Catálogo de Aplicações do Geotêxtil Bidim - Rhodia S/A - GMI - Gerência de Mercados Industriais - Av. Maria Coelho Aguiar, 215 - Bloco B - 6º andar - CEP 05804 C.P. 1329 - São Paulo-SP.

RHODIA (1981) "Comunicação Pessoal".

RHONE-POULENC (1980) "The Use of Nonwoven Fabrics in Civil Engineering Structures" - Catálogo de Aplicações do Geotêxtil Didim - Rhône-Poulenc-Textile, Department Nontissé, Secteur Travaux Publics - 69, Rue Casimir-Périer, 95870 Bezons.

RICARDO, H.S. & CATALANI, G. (1976) "Manual Prático de Escavação - Terraplenagem e Escavação de Rocha" - Editora McGraw-Hill do Brasil.

RIGO, J.M. & PERFETTI, J. (1980) "Nouvelle Approche de la Mesure de la Résistance à Traction des Géotextiles Non-Tissés" - Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées - Nº 107 - Mai-Jun.

SAUVAGE, R. (1981) "Obras Ferroviárias: Novo Conceito de Via Permanente" - Palestra Proferida na Rede Ferroviária Federal S/A sob a Coordenação da Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e da Rhodia S/A.

SCHOFIELD, A. & WROTH, P. (1968) "Critical State Soil Mechanics" - McGraw-Hill, London.

SISSONS, C.R. (1977) "Strength Testing of Fabrics for the Use in Civil Engineering" - Colloque International Sur L'Emploi des Textiles en Géotechnique - Paris - Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

SOKOLNIKOFF, I.S. & REDHEFFER, R.M. (1966) "Mathematics of Physics and Modern Engineering" - McGraw-Hill - Kogakusha, Ltd.

SORLIE, A. (1977) "The Effect of Fabrics on Pavement Strength - Plate Bearing Tests in the Laboratory" - Colloque International Sur L'Emploi des Textiles en Géotechnique - Paris, Vol. I, p. 15-18 - Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

SOUZA, M.L. (1980) "Pavimentação Rodoviária" - Publicação do Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR/DNER.

SOWERS, G.B. & SOWERS, G.F. (1975) "Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones" - Editorial Limusa.

SUPAC (1980) "The Nonwoven Fabric for Soil Stabilization, Separation, Drainage and Erosion Control" - Catálogo de Aplicações do Geotêxtil Supac - Philips Fibers Corporation - 8245 Nieman Road - Suite 109 Shawnee Mission, KS 66214.

TERZAGHI, K. & PECK, R.B. (1967) "Soil Mechanics in Engineering Practice - 2nd Edition" - John Wiley & Sons, Inc.

TIMOSHENKO, S.P. & GOODIER, J.N. (1970) "Theory of Elasticity" - McGraw-Hill Kogakusha, Ltd.

TSCHEBOTARIOFF, G.P. (1951) "Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures" - McGraw-Hill Book Company, Inc.

TURNBULL, W.J.; FOSTER, C.R. & AHLVIN, R.G. (1962) "Design of Flexible Pavements Considering Mixed Loads" - International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements - Ann Arbor, Michigan.

VAN LEEUWEN, J.H. & VOLMAN, W. (1980) "Etude Prospective du Rôle Construtif des Nappes Stabilenka Dans Les Remblais de Sable" - Information - Industrial Fibres of Enka Glauzstoff - Akzo Group.

VAN LEEUWEN, J.H. (1977) "New Methods of Determining the Stress-Strain Behaviour of Woven and Non Woven Fabrics in the Laboratory and in Practice" - Colloque International Sur L'Emploi des Textiles en Géotechnique - Paris, Vol. II, p. 299-304 - Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

VERTEMATTI, J.C. (1980) "Comunicação Pessoal".

VESIC, A.B. (1961) "Beams on Elastic Subgrade and the Winkler's Hypothesis" - International Congress of Soil Mechanics and Foundation Engineering - Paris, p. 845-850.

VICKERS, B. (1978) "Laboratory Work in Civil Engineering Soil mechanics" - Granada Publishing.

VOLMAN, W.; KREKT, L. & RISSEEUW, P. (1977) "Armature de Traction en Textiles, Un Nouveau Procédé pour Améliorer la Stabilité des Grands Remblais Sur Sols Mous" - Colloque International Sur L'Emploi des Textiles en Géotechnique - Vol. I, p. 55-60, Paris Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

WERNECK, M.L.G. (1974) "Field Observations of the Behaviour
of the Upper Lias Clay at the Empingham Dam Site" -
Tese de Doutorado - Imperial College, London
University

WINTERKORN, H.F. & FANG, H.Y. (1975) "Foundation Engineering
Handbook" - Van Nostrand Reinholg Company

SIMBOLOGIA

a Raio da área de contato do pneumático com o aterro;

a Igual a b/R ;

A Área compreendida entre o perfil de recalques e a superfície do terreno;

b Raio da célula do Ensaio Hidráulico de Tração;

B_o Largura inicial do corpo-de-prova no Ensaio de Deformação Plana Monodirecional;

B Largura do corpo-de-prova durante o Ensaio de Deformação Plana Monodirecional;

B Largura de viga;

c Coesão;

C_1 e C_2 Constantes de integração;

CBR Índice de Suporte Califórnia;

CBR_f Índice de Suporte Califórnia da Fundação;

CBR_{fc} Índice de Suporte Califórnia equivalente da fundação do aterro com reforço;

CBR_{fs} Índice de Suporte Califórnia equivalente da fundação do aterro sem reforço;

CBR_a Índice de Suporte Califórnia do agregado;

c_c Índice de Compressão;

c_s Índice de Expansão ou Inchamento;

CR Relação de Compressão Virgem (igual a $C_c/(1+e_0)$);

CR Cota do ponto de Referência no painel do perfilômetro;

CT	Cota do torpedo do perfilômetro;
d	Diâmetro do peso usado no Ensaio de Penetração;
d	Distância entre o nível d'água da bureta e o ponto de referência no painel do perfilômetro;
D_o	Diâmetro inicial do corpo-de-prova no Ensaio Bidirecional Cilíndrico;
D	Diâmetro do corpo-de-prova no Ensaio Bidirecional Cilíndrico;
dx	Diferencial da variável x;
dy	Diferencial da variável y;
D	Diâmetro do corpo-de-prova do Ensaio de Penetração;
D	Diâmetro da placa circular do Ensaio de Placa;
e	Índice de vazios;
e_o	Índice de vazios inicial;
e	Base do logaritmo Neperiano;
E	Módulo de deformação;
E'	Módulo de deformação normalizado em relação ao raio da área de contato de pneu x aterro ($E' = E/a$);
E_f	Módulo de deformação da fundação;
E_v	Módulo de deformação da viga;
E_x	Módulo de deformação na direção x;
E_y	Módulo de deformação na direção y;
E_G	Módulo de deformação do geotêxtil;
E_{AT_x}	Módulo de deformação do aterro na direção x;

E_{AT_y}	Módulo de deformação do aterro na direção y;
$f(x', \gamma)$	Função dependente de x' e γ ;
F_z	Força na direção do eixo coordenado z;
FS	Fator de segurança;
FS_{min}	Fator de segurança mínimo;
$g(x', \gamma)$	Função dependente de x' e γ ;
G	Densidade real dos grãos;
h	Altura de queda do peso usado no Ensaio de Penetração;
h	Altura de aterro;
h	Umidade;
h_{ot}	Umidade ótima;
h_{Hg}	Desnível no manômetro de mercúrio;
H	Altura do corpo-de-prova do Ensaio de Deformação Plana Monodirecional;
H	Altura de Aterro;
H	Altura de coluna d'água medida pelo perfilômetro de recalques;
H'	Altura de aterro;
\bar{H}_c	Altura média de aterro nas seções com geotêxtil;
\bar{H}_s	Altura média de aterro nas seções sem geotêxtil;
I	Momento de inércia de seções planas;
IP	Índice de Plasticidade;
J(L)	Comprimento do geotêxtil fletido;
K	Módulo de reação do terreno;

K'	igual ao produto de K pelo raio da área de contato pneu x aterro;
l	Comprimento da circunferência do corpo-de-prova no Ensaio Bidirecional Cilíndrico;
l_b	Distância entre a boca do tubo de acesso do Extensômetro Magnético Horizontal e o Imã de Referência;
L	Distância do pneumático ao pé do aterro na solução de Nieuwenhuis;
L	Comprimento da base do aterro;
L'	Distância do pneumático ao pé do aterro normalizada em relação ao raio da área de contato pneu x aterro;
LL	Limite de Liquidez;
LP	Limite de Plasticidade;
N	Número de passadas de veículos carregados;
N	Carga concentrada vertical;
NA	Nível d'água;
NT	Nível do terreno;
OCR	Relação de pré-adensamento;
p	Pressão de contato pneumático x aterro;
p_i	Pressão de calibragem do pneumático;
p_i	Pressão interna no Ensaio Bidirecional Cilíndrico;
p_e	Pressão externa no Ensaio Bidirecional Cilíndrico;
p	Pressão no Ensaio Hidráulico;
$p(x)$	Pressão vertical devida ao tráfego de veículos na abscissa x;

p_o	Pressão vertical devida ao tráfego de veículos em $x = 0$;
p	Pressão aplicada sobre uma placa circular;
PL	Placa de recalque;
P	Carga vertical do ensaio de Interface;
P	Carga atuante sobre o pneumático do veículo;
q	Sobrecarga distribuída uniformemente;
q_c	Pressão de contato;
q_i	Pressão interna do pneumático;
q_{ult}	Capacidade de carga da fundação;
R	Raio de curvatura do geotêxtil deformado no Ensaio Hidráulico de Tração;
RP	Redução percentual nos recalques;
RP_H	Redução percentual na altura de aterro devido à <u>pre</u> sença do geotêxtil;
S	Esforço de tração por unidade de comprimento;
S_c	Desvio padrão da amostra de alturas de aterro nas seções com geotêxtil;
S_s	Desvio padrão da amostra de alturas de aterro nas seções sem geotêxtil;
S_t	Esforço de tração por unidade de comprimento num ponto da manta geotêxtil;
S_{tm}	Valor máximo de S_t ;
S_V e S_H	Componentes vertical e horizontal do esforço S_t , <u>res</u> pectivamente;

S'_H	Esforço S_H normalizado em relação ao raio da superfície de contato pneu x aterro ($S'_H = S_H/a$);
S_u	Resistência não-drenada;
S_1, S_2 e S_3	Denominação de furos de sondagem à percussão;
S_R	Relação de Expansão ($S_R = C_S/(1 + e_0)$);
S_1, \dots, S_6	Denominação das seções instrumentadas;
T	Carga de tração no ensaio de Deformação Plana <u>Mono</u> direcional;
T	Carga cisalhante no ensaio de Interface;
T	Temperatura;
u	Variável de apoio ao cálculo integral de funções matemáticas;
$u(L)$	Variação de comprimento do geotêxtil;
w	Peso;
x	Eixo coordenado das abscissas;
x'	Abcissa normalizada em relação ao raio da superfície de contato pneu x aterro ($x' = x/a$);
y	Eixo coordenado das ordenadas;
$y(x)$	Deslocamento vertical na abcissa x ;
y'	Ordenada normalizada em relação ao raio da área de contato pneu x aterro ($y' = y/a$);
y_s	Recalque do aterro sem reforço na solução Nieuwenhuis;
y_r	Recalque do aterro reforçado na solução de Nieuwenhuis;
z	Altura de agregado;
z	Eixo coordenado;

z Profundidade;

z_1 Altura do aterro de agregado;

z_2 Espessura do material de fundação;

ALFABETO GREGO

α Ângulo da ponta do peso usado no Ensaio de Penetração;

α Coeficiente de ajuste da expressão simplificada para o cálculo de pressões na solução de Nieuwenhuis;

β Relação entre a altura do aterro e o raio da superfície de contato pneu x aterro;

γ Relação entre λ e o coeficiente α na solução de Nieuwenhuis;

γ Peso específico;

γ_{AT} Peso específico do material de aterro;

γ_s Peso específico seco máximo;

γ_t Peso específico total;

γ_{Hg} Peso específico do mercúrio;

γ_{H_2O} Peso específico da água;

δ Deslocamento do corpo-de-prova no Ensaio Hidráulico de Tração;

Δ Coeficiente de correção da altura de aterro em função da vida útil;

ϵ_x Deformação na direção x;

ϵ_θ Deformação tangencial;

ϵ_z Deformação na direção z;

ϵ_t	Deformação num ponto do geotêxtil;
ϵ_{tm}	Valor máximo de ϵ_t ;
$\eta(N)$	Função dependente da carga concentrada N;
λ	Igual a $\sqrt{K/S'}$;
$\mu(N)$	Função dependente da carga concentrada N;
ν	Coeficiente de Poisson;
ν_{xx}	Coeficiente de Poisson que relaciona uma deformação numa direção horizontal à tensão aplicada numa outra direção normal à primeira;
ν_{yx}	Coeficiente de Poisson que relaciona a deformação na direção x associada à tensão normal atuante sobre y;
$\xi(N)$	Função dependente da carga concentrada N;
ρ	Recalque;
$\bar{\rho}_i$	Recalque médio na seção instrumentada i;
$\bar{\rho}$	Recalque médio;
σ_x	Tensão normal na direção x;
σ_y	Tensão normal na direção y;
σ_z	Tensão normal na direção z;
σ_θ	Tensão normal na direção tangencial;
$\sigma_{\theta r}$	Tensão normal tangencial de ruptura;
$\bar{\sigma}_{vm}$	Pressão vertical de pré-adensamento;
$\bar{\sigma}_{vo}$	Pressão efetiva vertical inicial;
σ_d	Tensão desviatória;
σ_3	Tensão principal menor;
ϕ	Ângulo de atrito;

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

Fig. 1.1 Consumo Total de Geotêxteis Não-Tecidos nos Estados Unidos - Apud Koerner & Welsh (1980) - pág. 5

CAPÍTULO 2 - CARACTERÍSTICAS GERAIS DOS GEOTÊXTEIS

Fig. 2.1 Arranjos Possíveis das Fibras Sintéticas - pág. 10

Fig. 2.2 Forma mais Simples de Arranjo dos Fios nos Geotêxteis do Tipo Tecido - pág. 10

CAPÍTULO 3 - COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS GEOTÊXTEIS

Fig. 3.1 Ensaio Monodirecional em Geotêxteis - pág. 32

Fig. 3.2 Características de Isotropia dos Geotêxteis no Ensaio de Tração Monodirecional - Apud Rhodia (1980) pág. 32

Fig. 3.3 Curvas de Tensão x Deformação Típicas para Ensaios Monodirecionais em Geotêxteis - Apud Rhodia (1980) pág. 33

Fig. 3.4 Esquema do Ensaio de Tração Localizada - pág. 34

Fig. 3.5 Esquema do Ensaio de Deformação Plana de Sissons (1977) - pág. 35

Fig. 3.6 Resultados de Deformação Plana para Diversos Geotêxteis - Apud Sissons (1977) - pág. 36

Fig. 3.7 Esquema do Ensaio Bidirecional Cilíndrico de Tração Apud Van Leeuwen (1977) - pág. 37

Fig. 3.8 Deformação do Corpo-de-Prova no Ensaio Bidirecional Cilíndrico - Apud Van Leeuwen (1977) - pág. 37

Fig. 3.9 Verificação do Grau de Isotropia para os Tecidos Através de Ensaios Bidirecionais - Apud Van Leeuwen (1977) - pág. 38

Fig. 3.10 Comparação Entre Resultados de Ensaios Monodirecionais e Bidirecionais para Não-Tecidos - Apud Van Leeuwen (1977) - pág. 39

Fig. 3.11 Ensaio Hidráulico de Tração em Geotêxteis - Apud Raumann (1979) - pág. 40

Fig. 3.12 Curvas Tensão x Defromação para Uma Manta de Poliéster Agulhada em Função das Dimensões do Corpo-de-Prova - Apud Raumann (1979) - pág. 41

Fig. 3.13 Curvas Tensão x Deformação para Diversos Geotêxteis Obtidas Através do Ensaio Hidráulico - Apud Raumann (1979) - pág. 41

Fig. 3.14 Curvas Tensão x Deformação de Ensaios Dinâmicos para Dois Geotêxteis Não-Tecidos - Apud Raumann (1979) - pág. 42

Fig. 3.15 Esquema do Ensaio de Deformação Plana Monodirecional - pág. 43

Fig. 3.16 Verificação da Influência da Largura do Corpo-de-Prova no Ensaio de Deformação Plana Monodirecional - Apud Rigo & Perfetti (1980) - pág. 44

Fig. 3.17 Comportamento de Vários Geotêxteis quanto à Fluência - Ensaio Bidirecional Cilíndrico - pág. 45

Fig. 3.18 Resultados de Ensaios de Fluência Obtidos Através do Ensaio Hidráulico de Tração - Apud Raumann (1979) - pág. 46

Fig. 3.19 Verificação do Efeito de Relaxação de Tensões em Uma Manta de Tecido - Apud Van Leeuwen (1977) - pág. 46

Fig. 3.20 Esquema do Ensaio de Resistência de Interface - pág. 47

Fig. 3.21 Resultados Médios dos Ensaios de Interface Realiza
dos no Laboratório de Solos da Universidade Federal
do Rio de Janeiro (Relatório COPPE/UFRJ, 1978) -
pág. 48

Fig. 3.22 Resultados dos Ensaios de Interface Realizados no
Presente Trabalho - pág. 49

Fig. 3.23 Esquema da Solicitação que Justifica o Ensaio de
Penetração - pág. 50

Fig. 3.24 Ensaio de Penetração - pág. 51

Fig. 3.25 Medidor do Diâmetro da Abertura Causada no Ensaio
Penetração - pág. 51

Fig. 3.26 Resultados de Ensaios de Penetração para Diversos
Geotêxteis - Apud Alfheim & Sorlie (1977) - pág. 52

Fig. 3.27 Esquema da Solicitação que Justifica o Ensaio de
Resistência ao Estouro - pág. 53

Fig. 3.28 Esquema do Ensaio de Resistência ao Estouro - pág.
53

Fig. 3.29 Esquema dos Ensaios de Rasgamento - pág. 55

Fig. 3.30 Comparação Entre Resultados de Ensaios de Rasgamen
to Localizado e Rasgamento em Forma de Asa para Di
versos Geotêxteis - Apud Sissons (1977) - pág. 56

CAPÍTULO 4 - UTILIZAÇÃO DE MANTA GEOTÊXTIL COMO RE
FORÇO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

Fig. 4.1 Contribuição do Gextêxtil ao Aumento do Fator e
Segurança da Obra - Pág. 95

Fig. 4.2 Comportamento Tensão x Deformação Típicos dos Ma
teriais: Aterro, Fundação e Geotêxtil - pág. 95

Fig. 4.3 Posicionamento do Centro com Fator de Segurança Mínima com e sem Geotêxtil - Apud Broms (1977) - pág. 96

Fig. 4.4 Esquema da Análise de Estabilidade de Aterro Reforçado com Geotêxtil - Programa BISPO - pág. 96

Fig. 4.5 Variação do Fator de Segurança Contra o Deslizamento pelo Método de Bishop com a Altura do Aterro para Diversas Resistências à Tração do Geotêxtil - pág. 97

Fig. 4.6 Altura de Aterro para Fator de Segurança Unitário Versus Resistência à Tração do Geotêxtil - pag. 98

Fig. 4.7 Deslocamentos do Centro do Círculo de Mínimo Fator de Segurança em Função da Resistência da Manta Geotêxtil Instalada - pág. 99

Fig. 4.8 Aumento da Altura de Aterro com a Coesão para um Geotêxtil Instalado com Resistência de 39 kN/m - pág. 100

Fig. 4.9 Esquema da Contribuição do Geotêxtil ao Reforço de Aterro de Baixa Altura - pág. 101

Fig. 4.10 Distribuição das Tensões Atuantes na Abordagem Aproximada de Nieuwenhuis - pág. 101

Fig. 4.11 Exemplo Ilustrativo da Qualidade da Aproximação Proposta por Nieuwenhuis - pág. 102

Fig. 4.12 Esquema para a Obtenção do Raio a da Superfície de Contato Entre o Pneu e o Aterro - pág. 103

Fig. 4.13 Valores de S_{tm} e ϵ_{tm} Necessários em Função do Módulo de Reação K e da Relação Entre os Recalques do Aterro com Reforço e sem Reforço - pág. 104

Fig. 4.14 Variação da Redução Percentual dos Recalques com o Módulo de Reação pelo Método de Nieuwenhuis - pág. 105

Fig. 4.15 Malha de Elementos Finitos utilizada no Processamento do Programa LORANE LINEAR - pág. 107

Fig. 4.16 Perfis de Recalques para Diversos Módulos de Elasticidade da Fundação e do Geotêxtil Previstos pelo Método dos Elementos Finitos - pág. 108

Fig. 4.17 Comparação Entre os Deslocamentos Horizontais Sob o Pé do Aterro para o Aterro com e sem Reforço Previstos pelo Método dos Elementos Finitos - pág. 109

Fig. 4.18 Comparação Entre os Deslocamentos Horizontais Superficiais para Um Aterro com e sem Reforço Previsto pelo Método dos Elementos Finitos - pág. 110

Fig. 4.19 Distribuição dos Esforços de Tração ao Longo do Geotêxtil Previstos pelo Método dos Elementos Finitos - pág. 111

Fig. 4.20 Variação do Esforço de Tração Máximo no Geotêxtil com o Módulo de Elasticidade da Fundação Prevista pelo Método dos Elementos Finitos - pág. 112

Fig. 4.21 Variação do Recalque Máximo Sob o Aterro com a Carga Aplicada: Comparação Entre os Aterros com e sem Reforço - pág. 113

Fig. 4.22 Perfis de Recalques dos Aterros com e sem Reforço com Altura de 0.35m - pág. 114

Fig. 4.23 Comparação Entre os Deslocamentos Horizontais Superficiais para Um Aterro com e sem Reforço Previstos pelo Método dos Elementos Finitos - pág. 115

Fig. 4.24 Variação do Esforço de Tração ao Longo do Geotêxtil para Alguns Casos Rodados com o Aterro de 0.35m de Altura - pág. 116

Fig. 4.25 Variação da Redução Percentual no Recalque Máximo com o Módulo de Deformação do Geotêxtil - pág. 117

Fig. 4.26 Variação da Redução Percentual no Deslocamento Horizontal Superficial Máximo com o Módulo de Deformação do Geotêxtil - pág. 118

Fig. 4.27 Variação do Recalque Máximo com a Rígidez do Pé do Aterro com $H = 0.7m$ - pág. 119

Fig. 4.28 Variação do Recalque Máximo do Aterro Reforçado com a Rígidez do Pé do Aterro - $H = 0.35m$ - pág. 120

Fig. 4.29 Redução Percentual nos Recalques Máximos Versus Rigidez da Fundação: Comparação Entre de Métodos dos Elementos Finitos e a Solução de Nieuwenhuis - pág. 121

Fig. 4.30 Correção da Altura de Aterro em Função da Vida Útil da Estrada Expressa em Número de Passadas - Apud Corps of Engineers (1962) - pág. 122

Fig. 4.31 Faixa Granulométrica Recomendada para o Material de Aterro - Apud Mirafi (1980) - pág. 123

Fig. 4.32 Curvas para Dimensionamento de Aterros de Agregado Recomendadas pela Monsanto Baseadas em Experiências do Prof. G.E.Sowers - Apud Monsanto (1980) - pág. 124

Fig. 4.33 Curvas para Dimensionamento de Aterros de Agregado Recomendadas pela Monsanto Baseadas em Experiências do Prof. G.E.Sowers - Apud Monsanto (1980) - pág. 125

Fig. 4.34 Esquema dos Ensaios de Placa Utilizando-se Geotêxtil como Reforço - pág. 126

Fig. 4.35 Esquema das Curvas Pressão x Recalque Usualmente Obtidas nos Ensaios de Placa - pág. 126

Fig. 4.36 Geometria e Discretização do Meio do Problema Analisado por Bell et al (1977) Através do Programa NONSAP - pág. 129

CAPÍTULO 5 - CONSIDERAÇÕES À RESPEITO DA INSTALAÇÃO DE MANTAS GEOTÊXTEIS NA BASE DE ATERROS

Fig. 5.1 Costura da Manta Geotêxtil - pág. 134

Fig. 5.2 Esquema de Recobrimento em Elementos de Mantas Geotêxteis - pág. 134

Fig. 5.3 Esquema do Lançamento de Aterro Sobre Mantas Geotêxteis - pág. 135

Fig. 5.4 Formas de Instalação de Mantas Geotêxteis em Curvas de Aterros - pág. 136

Fig. 5.5 Esquemas de Colocação de Mantas Geotêxteis Sob Aterros - pág. 137

CAPÍTULO 6 - CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DOS MATERIAIS ENVOLVIDOS

Fig. 6.1 Localização dos Aterros Experimentais do IPR - pág. 145

Fig. 6.2 Perfil Geotécnico da Fundação - Apud Ramalho Ortigão (1980) - pág. 146

Fig. 6.3 Curvas Granulométricas da Argila Cinza do Rio de Janeiro - Apud Ramalho Ortigão (1980) - pág. 147

Fig. 6.4 Resumo de Propriedades Geotécnicas da Argila Cinza do Rio de Janeiro - Apud Ramalho Ortigão (1980) - pág. 148

Fig. 6.5 Resumo de Resultados de Ensaios Oedométricos na Argila Cinza do Rio de Janeiro - Apud Ramalho Ortigão (1980) - pág. 149

Fig. 6.6 Dados Sobre o módulo de Elasticidade da Fundação - Apud Ramalho Ortigão (1980) - pág. 150

Fig. 6.7 Curva Granulométrica do Material de Aterro da Estrada de Acesso - pág. 151

Fig. 6.8 Ensaios de Compressão Simples no Material de Aterro da Estrada de Acesso - pág. 152

Fig. 6.9 Ensaio de Cisalhamento Direto: Resistência do Material do Aterro e Resistência de Interface - pág. 152

CAPÍTULO 7 - DETALHAMENTO DAS SEÇÕES INSTRUMENTADAS

Fig. 7.1 Planta da Estrada de Acesso - Localização das Seções Instrumentadas - pág. 157

Fig. 7.2 Detalhamento da Seção S-1 - Bidim OP-30 Sob a Plataforma - pág. 158

Fig. 7.3 Detalhamento da Seção S-2 - Sem Geotêxtil - pág. 159

Fig. 7.4 Detalhamento da Seção S-4 - Bidim OP-40 - pág. 160

Fig. 7.5 Detalhamento da Seção S-5 - Bidim OP-40 - Ancorado Internamente - pág. 161

Fig. 7.6 Detalhamento da Seção S-6 - Bidim OP-40 - Ancorado Externamente - pág. 162

CAPÍTULO 8 - PROJETO DA INSTRUMENTAÇÃO E INSTRUMENTOS UTILIZADOS NA ESTRADA DE ACESSO

Fig. 8.1 Detalhamento Geral da Instrumentação Utilizada - pág. 174

Fig. 8.2 Componentes do Extensômetro Magnético Horizontal - pág. 175

Fig. 8.3 Perfilômetro de Recalque IPR - Apud Palmeira & Ramalho Ortigão (1980) - pág. 176

Fig. 8.4 Esquema dos Testes com o Perfilômetro em Laboratório - Apud Palmeira & Ramalho Ortigão (1980) - pág. 177

Fig. 8.5 Desempenho do Perfilômetro em Laboratório - Apud Palmeira & Ramalho Ortigão (1980) - pág. 178

Fig. 8.6 Variação de $\frac{\gamma_{Hg}}{\gamma_{H_2O}}$ com a Temperatura - Apud Palmeira & Ramalho Ortigão (1980) - pág. 179

Fig. 8.7 Comparação Entre os Recalques Medidos com o Perfilômetro e Outros Instrumentos em Juturnaíba - Apud Palmeira & Ramalho Ortigão (1980) - pág. 180

Fig. 8.8 Comparação Entre os Resultados do Perfilômetro e das Placas PL-2 e PL-3 em Juturnaíba - Apud Palmeira & Ramalho Ortigão (1980) - pág. 181

CAPÍTULO 9 - SOLICITAÇÕES IMPOSTAS À ESTRADA DE ACESSO

Fig. 9.1 Variação do Número de Passadas com o Tempo nas Seções Instrumentadas - pág. 185

CAPÍTULO 10 - RESULTADOS OBTIDOS NAS MEDIÇÕES DE
CAMPO

Fig. 10.1 Perfis de Recalques ao Longo das Seções Instrumentadas para 50 Passadas - pág. 190

Fig. 10.2 Perfis de Recalques ao Longo das Seções Instrumentadas para 100 Passadas - pág. 191

Fig. 10.3 Perfis de Recalques ao Longo das Seções Instrumentadas para 150 Passadas - pág. 192

Fig. 10.4 Perfis de Recalques ao Longo das Seções Instrumentadas para 200 Passadas - pág. 193

Fig. 10.5 Perfis de Recalques ao Longo das Seções Instrumentadas para 400 Passadas - pág. 194

Fig. 10.6 Perfis de Deslocamentos Horizontais Superficiais da Fundação e do Geotêxtil em Função do Número de Passadas - pág. 195

CAPÍTULO 10 - INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS
NAS MEDIÇÕES DE CAMPO

Fig. 11.1 Variação dos Recalques Médios com o Número de Passadas - Seção Inteira - pág. 209

Fig. 11.2 Variação da Redução Percentual nos Recalques com o Número de Passadas - Seção Inteira - pág. 210

Fig. 11.3 Variação dos Recalques Médios nas Seções Instrumentadas com o Número de Passadas Considerando-se a Meia Seção à Esquerda do Eixo de Simetria - pág. 211

Fig. 11.4 Variação da Redução Percentual nos Recalques Médios com o Número de Passadas para a Meia Seção à Esquerda do Eixo da Simetria - pág. 212

Fig. 11.5 Variação do Recalque Médio com o Número de Passadas - Escala Transformada - Meia Seção - pág. 213

Fig. 11.6 Variação do Recalque Médio com o Número de Passadas - Escala Transformada - Seção Inteira - pág. 214

Fig. 11.7 Alturas de Aterro Obtidas ao Longo das Seções Instrumentadas - pág. 215

Fig. 11.8 Perfis de Deformações Horizontais no Geotêxtil e na Fundação para 50 Passadas - pág. 216

Fig. 11.9 Perfis de Deformações Horizontais no Geotêxtil e na Fundação para 100 Passadas - pág. 217

Fig. 11.10 Perfis de Deformações no Geotêxtil e na Fundação para 150 Passadas - pág. 218

Fig. 11.11 Perfis de Deformações Horizontais no Geotêxtil e na Fundação para 200 Passadas - pág. 219

Fig. 11.12 Comparação Entre os Perfis de Deformações Horizontais Superficiais das Seções S-1 e S-2 para vários Números de Passadas - pág. 220

Fig. 11.13 Comparações Entre os Perfis de Recalques da Fundação e de Deformações no Geotêxtil para 50 Passadas - Pág. 221

Fig. 11.14 Comparações Entre os Perfis de Recalques da Fundação e de Deformações no Geotêxtil para 100 Passadas - pág. 222

Fig. 11.15 Comparações Entre os Perfis de Recalques da Fundação e de Deformações no Geotêxtil para 150 Passadas - pág. 223

Fig. 11.16 Comparações Entre os Perfis de Recalques da Fundação e de Deformações no Geotêxtil para 200 Passadas - pág. 224

Fig. 11.17 Perfis de Deslocamentos Horizontais dos Alvos Magnéticos Instalados no Geotêxtil em Várias Datas na Seção S-6: Verificação no Deslocamento Relativo Entre o Aterro e o Geotêxtil - pág. 225

Fig. 11.18 Comparação Entre os Perfis de Recalques Obtidos para 25 Passadas e o Previsto Teoricamente - pág. 226

Fig. 11.19 Comparação Entre os Perfis de Deslocamentos Horizontais da Fundação Obtidos para 25 Passadas e o Previsto Teoricamente - pág. 227

Fig. 11.20 Comparação Entre os Perfis de Deformações no Geotêxtil Obtidos para 25 Passadas e o Previsto Teoricamente - pág. 228



Foto 1 - Vista do Local de Construção dos Aterros Experimentais do
Instituto de Pesquisas Rodoviárias

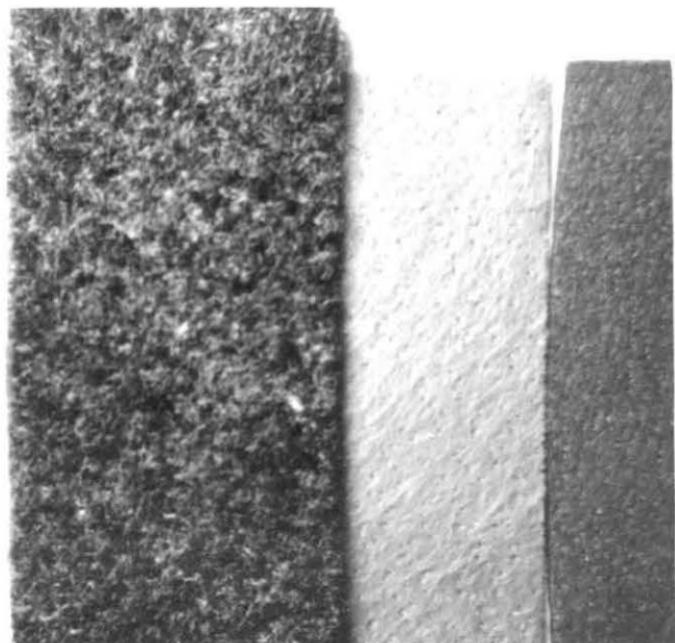
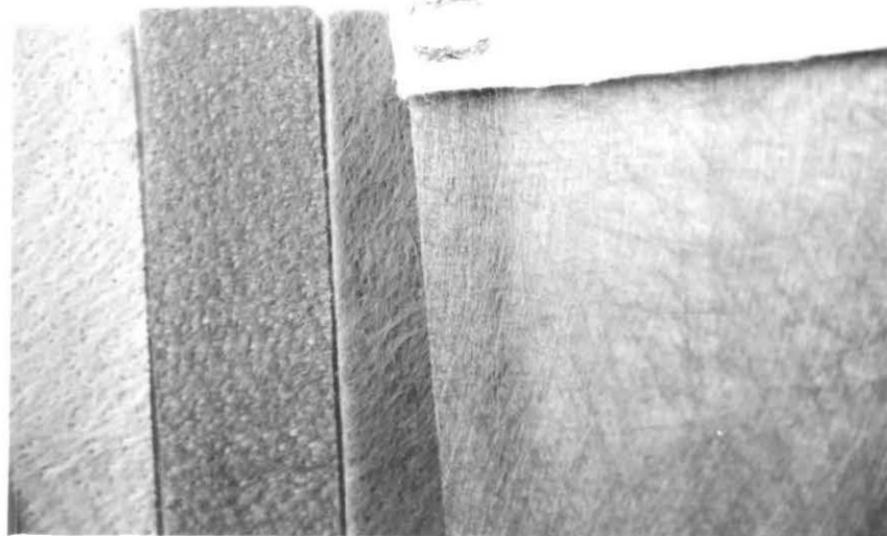


Foto 2 - Geotêxteis do Tipo Não-Tecido

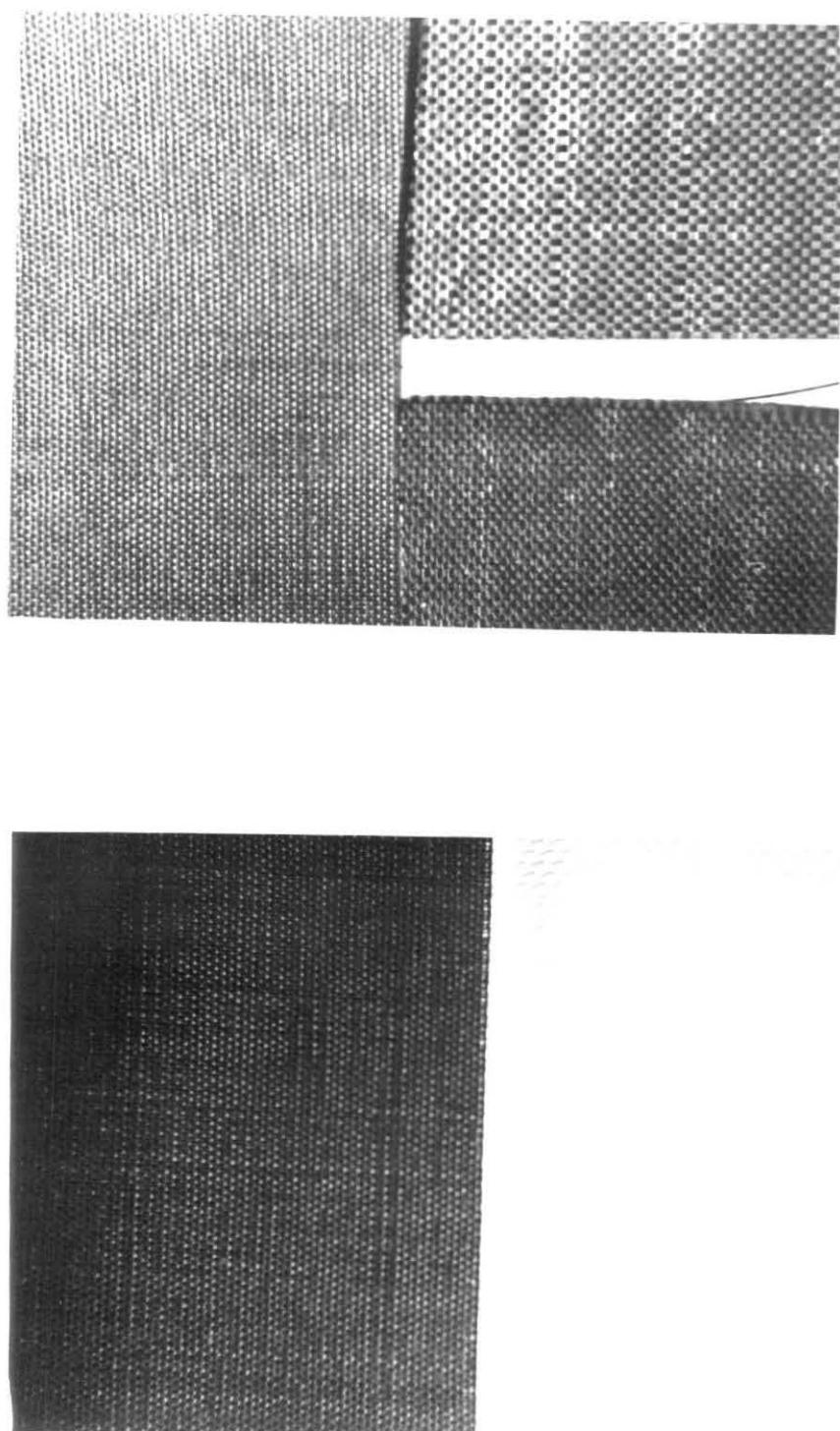


Foto 3 - Geotêxteis do Tipo Tecido

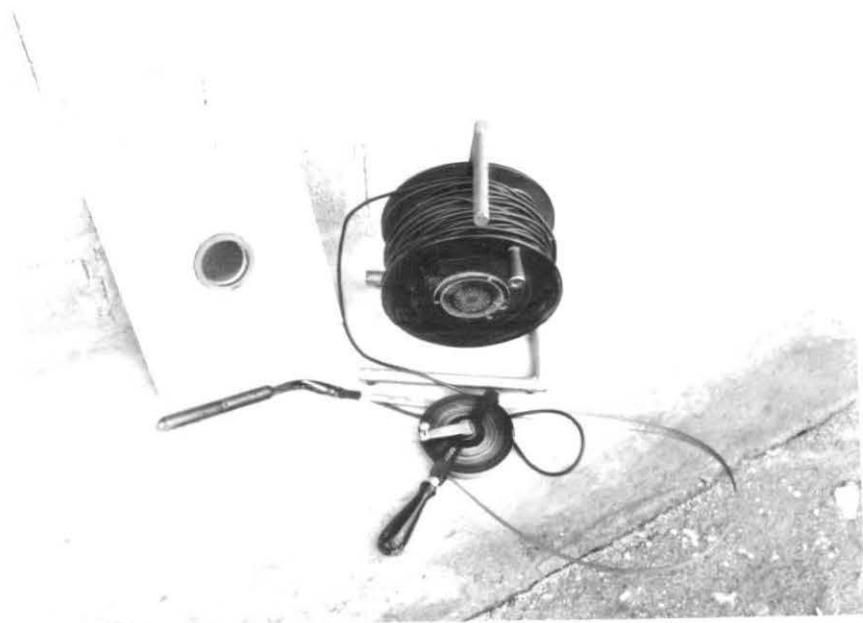


Foto 4 - Componentes do Extensômetro Magnético Horizontal:
Placa Magnética, Torpedo, Trena e Rolo da Fiação



Foto 5 - Detalhe do Torpedo do Magnético

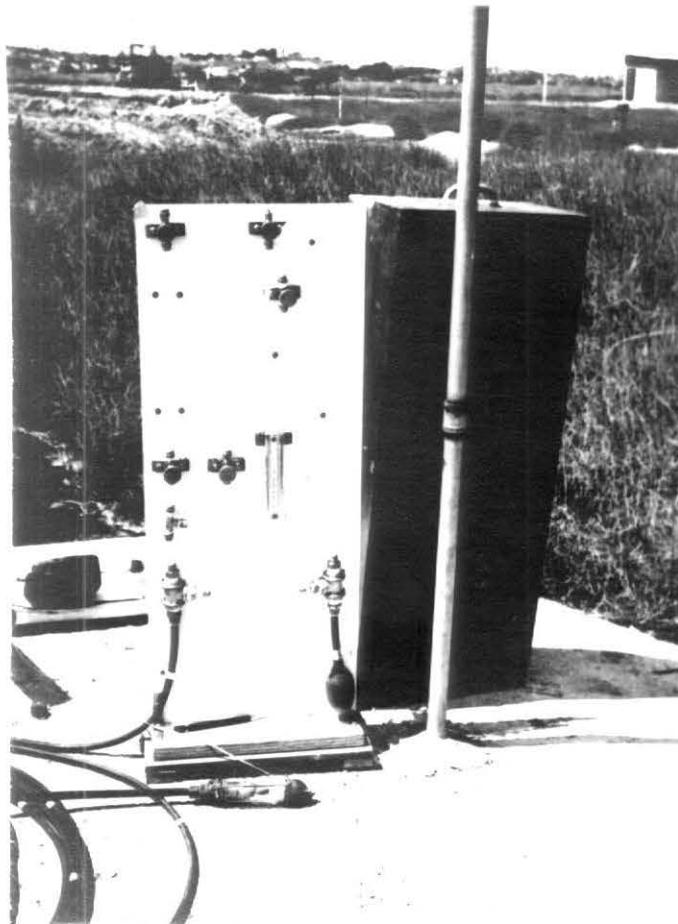


Foto 6 - Perfilômetro de Recalques IPR: Detalhe do Painel, Torpedo e Caixa de Proteção.

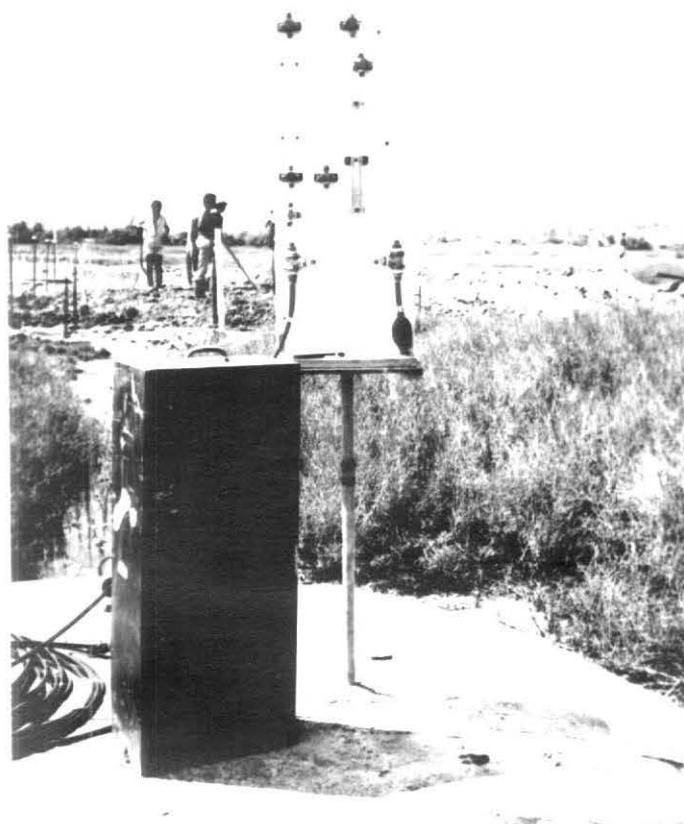


Foto 7 - Perfilômetro Instalado, Pronto para Leitura.



Foto 8 - Detalhe do Alvo Magnético Instalado na Manta Geotêxtil.



Foto 9 - Base de Referência para as Leituras na Estrada de Acesso.



Foto 10 - Detalhe do Rolo do Geotêxtil Empregado

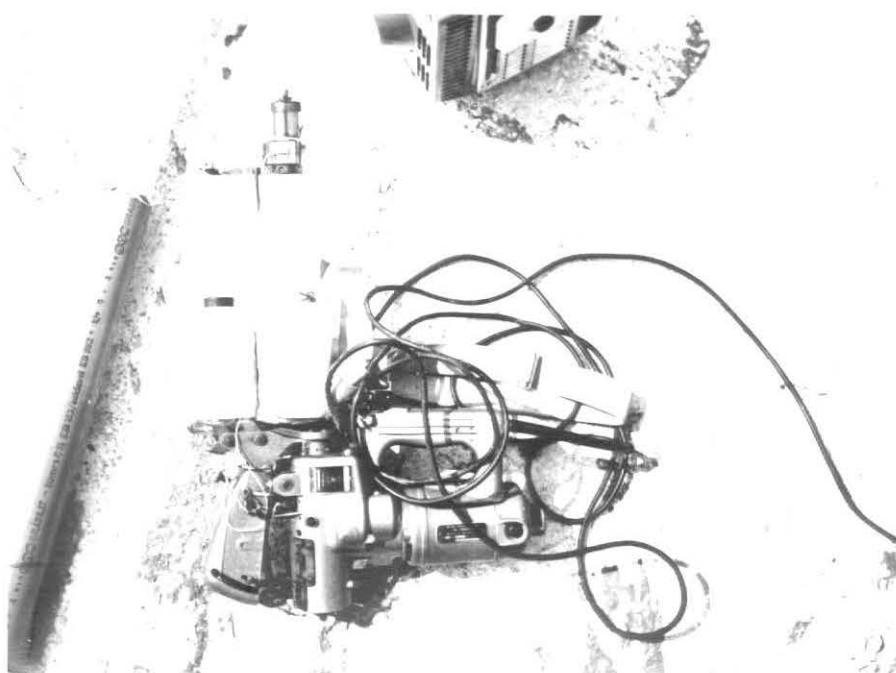


Foto 11 - Detalhe da Máquina de Costura do Geotêxtil



Foto 12 - Detalhe da Costura da Manta Geotêxtil



Foto 13 - Detalhe da Costura da Manta Geotêxtil



Foto 14 - Detalhe da Costura da Manta Geotêxtil



Foto 15 - Detalhe de Um Trecho Costurado



Foto 16 - Dificuldade de Tráfego Devido à Altura de Aterro e Características Mecânicas do Aterro Insuficientes ($H \approx 0,60m$).



Foto 17 - Estado da Superfície da Estrada de Acesso (Nessa Época, $H \approx 0,60m$).



Foto 18 - Estado da Superfície da Estrada de Acesso (Primeiras Passadas, Altura de Aterro $\approx 0.6m$).



Foto 19 - Estado da Superfície da Estrada de Acesso (Primeiras Passadas, Altura de Aterro $\approx 0.6m$).



Foto 20 - Restauração de Trecho da Estrada de Acesso
(Próximo à Seção S-6).



Foto 21 - Vista da Restauração de Trechos da Estrada de Acesso.