

ANÁLISE DA RUPTURA DE UM ATERRO SANITÁRIO

SOBRE A ARGILA MOLE DO CAJU

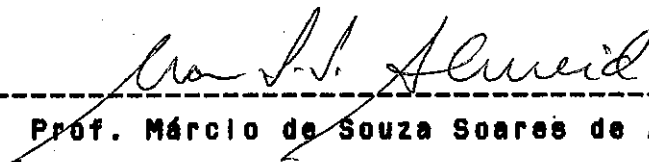
Renato Pinto da Cunha

**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.) EM ENGENHARIA CIVIL**

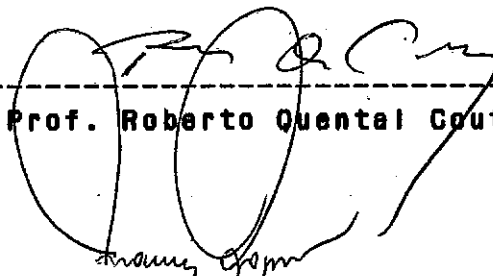
Aprovada por:



Prof. Willy Alvaranga Lacerda
(Presidente)



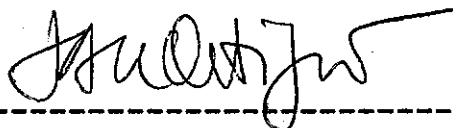
Prof. Márcio de Souza Soares de Almeida



Prof. Roberto Quental Coutinho



Prof. Francis Bogossian



Prof. José Alberto Ramalho Ortigão

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

SETEMBRO DE 1988

CUNHA, RENATO PINTO DA

Análise da Ruptura de um Aterro Sanitário sobre a Argila Mole do Gaju (Rio de Janeiro) 1988.

xii, 241p., 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 1988)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.

1. Argila Mole

I. COPPE/UFRJ

II. Título (Série).

A memória do Eng. Gideon Abrahami,
cujo patriotismo e perseverança nos
faz ter fé num futuro melhor.

AGRADECIMENTOS

- * Ao meu pai, Aldo da Cunha Rosa e minha mãe, Acilea Pinto da Cunha, que através do seu esforço e incentivo durante toda a minha vida conseguiram com que eu chegasse até onde estou.
- * A todo corpo técnico da Diretoria de Geotécnica, em especial ao Dr. Urbano Helne e Dr. Mauro Baptista, cujo real apoio à presente pesquisa foi de vital importância para a realização da mesma.
- * Ao Prof. Márcio Almeida, pelas inúmeras e valiosas contribuições dadas ao longo de toda a pesquisa e na fase de revisão do texto.
- * Ao Prof. Willy Lacerda, pela sua orientação e incentivo dados ao longo de todo o trabalho.
- * A empresa Geomecânica S.A., em especial ao Prof. Francis Bogossian, que através do empréstimo dos amostradores ao laboratório da COPPE tornou viável a execução desta tese.
- * Ao Prof. Ramalho Ortigão, que através do empréstimo do programa computacional PCSTABLE tornou possível a realização das análises efetuadas.
- * Ao Prof. de Mecânica dos Solos Fernando Emmanuel Barata, que através do seu entusiasmo e estímulo me incentivou a ingressar nesta área do conhecimento humano.

- * A todo corpo de funcionários do Laboratório de Mecânica dos Solos da COPPE, em especial aos técnicos Gilson Fernandes e Demetrius Goutsoukalis e ao engenheiro Sergio Iório.
- * Aos colegas mestrandos Sergio Ladeira e Emidio Lira, pelas inúmeras sugestões.
- * Ao fotógrafo Ary Maciel por sua dedicação na realização de todas as fotos apresentadas.
- * Aos desenhistas Jorge Couto, Rosângela Araujo, Fátima Diniz e Edna Secundo.
- * As datilógrafas Denise Cunha, Denise Mina e Marilza Murta.
- * Ao apoio financeiro proporcionado pelo CNPq.
- * A Daniela Podcameni pela revisão da datilografia.
- * A Rosane Nobre pela datilografia apresentada nos slides.
- * Ao colega Luiz Carlos pelo apoio dado.
- * A todos que direta ou indiretamente contribuíram para a realização deste trabalho.

Resumo da Tese Apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

**ANÁLISE DA RUPTURA DE UM ATERRO SANITÁRIO
SOBRE A ARGILA MOLE DO CAJU**

Renato Pinto da Cunha

Setembro - 1988

Orientador: Willy Alvaranga Lacerda

Programa: Engenharia Civil

O presente trabalho apresenta a análise da ruptura de um aterro de lixo e entulho, indiscriminadamente lançado sobre um depósito de argila mole do Caju/RJ.

Ensaio de caracterização completa e granulometria foram executados com vistas ao total conhecimento das características do material estudado, dando subsídios à comparação com outras argilas já conhecidas. Ensaio mais específicos, como ensaios oedométricos, de palheta de campo e de laboratório e triaxiais, também foram realizados.

Análises de estabilidade via teneões totais são apresentadas, procurando-se determinar qual foi a parcela de resistência mobilizada no aterro e solo de fundação durante a ruptura, tendo-se concluído que para uma coesão no aterro entre 0 e 20 kPa, a razão entre os valores de S_u retroanalisados e os de S_u in situ pós-ruptura situa-se numa ordem de grandeza equivalente à sensibilidade da argila.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UF RJ as partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

**ANALYSIS OF A SANITARY EMBANKMENT FAILURE
OVER THE SOFT CLAY AT CAJU**

Renato Pinto da Cunha

September - 1988

Chairman: Willy Alvaranga Lacerda

Department: Civil Engineering

This dissertation presents the analysis of an embankment failure on a soft clay deposit in the district of Caju/RJ. The embankment consists of a sanitary fill.

Index tests were performed to obtain the geotechnical characteristics of the soft clay material, which were compared with another well known clays. Oedometer tests, in situ and laboratory vane tests, and triaxial tests, were also carried out.

Total stress stability calculations were carried out in order to back analyse the failure and to obtain the mobilized strength at both the fill and clay foundation. It was concluded that for an embankment cohesion of 0 to 20 kPa, the ratio between the back analysed S_u and the in situ post-failure S_u has a magnitude similar to the soft clay sensitivity.

ÍNDICE

	Página
I. INTRODUÇÃO	1
1.1 - Apresentação	2
1.2 - Considerações Preliminares	3
1.3 - Objetivos do Trabalho	6
1.4 - Descrição dos Capítulos	7
II. DESCRIÇÃO DA RUPTURA OCORRIDA E	
 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO LOCAL	10
11.1 - Introdução	11
11.2 - Descrição da Ruptura	11
11.3 - Características Geotécnicas do Local	24
11.4 - Obtenção das Amostras	26
11.5 - Ensaios de Caracterização e Granulometria ..	30
III. ENSAIOS OEDOMÉTRICOS	58
111.1 - Introdução	59
111.2 - Equipamento e Procedimento de Ensaio	59
111.3 - Resultados Obtidos	62
111.4 - Discussão dos Resultados	85
111.5 - Comparação com outras Argilas	73
IV. ENSAIOS DE PALHETA DE CAMPO E LABORATÓRIO	100
IV.1 - Introdução	101
IV.2 - Revisão Bibliográfica	101
IV.3 - Programa de Ensaios Realizados	105
IV.4 - Equipamento e Procedimento de Ensaio	106
IV.5 - Resultados Obtidos	113
IV.6 - Discussão dos Resultados	118

	Página
V. ENSAIOS TRIAXIAIS	132
V.1 - Introdução	133
V.2 - Ensaios Triaxiais em Solos Argilosos: Revisão Bibliográfica	133
V.3 - Tipos de Metodologias adotadas nos Ensaios Triaxiais	137
V.4 - Equipamentos e Procedimento de Ensaio	137
V.5 - Correção dos Resultados	144
V.6 - Resultados Obtidos	148
V.7 - Discussão dos Resultados	151
V.8 - Comparação dos Valores de Su obtidos por Diferentes Métodos	157
VI. ANÁLISES DE ESTABILIDADE	176
VI.1 - Introdução	177
VI.2 - Revisão Bibliográfica	177
VI.3 - Método de Análise Adotado	182
VI.4 - Dados para a Análise	184
VI.5 - Resultados Obtidos	189
VI.6 - Análise dos Resultados	190
VI.7 - Recomendações Propostas	193
VII. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISA	202
VII.1 - Conclusões	203
VII.2 - Sugestões para Pesquisa	207
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	209
APENDICE A - FOTOGRAFIAS	227
APENDICE B - CALIBRAÇÃO DA MOLA DO ENSAIO DE PALHETA DE LABORATÓRIO.....	237

SIMBOLOGIA

- Su - resistência não drenada ao cisalhamento
 Su (h), Su (v) - Su na direção horizontal e vertical
 Su (p), Su (a) - Su de pico e amolgado
 Lc - extensão linear do deslizamento
 H - altura do aterro e altura da palheta
 Δu - acréscimo de poro-pressão
 LL - limite de liquidez
 LP - limite de plasticidade
 IP - índice de plasticidade
 h - umidade natural
 γ_{nat} - peso específico aparente natural
 γ_{sat} - peso específico aparente saturado
 γ_w - peso específico aparente da água
 hf - umidade correspondente à ruptura
 ho - umidade correspondente ao final da consolidação isotrópica
 (OCR > 1)
 G - densidade real dos grãos
 eo - índice de vazios inicial
 K - permeabilidade
 Cv - coef. de adensamento
 Cc - índice de compressão da curva e x log σ'_{vc}
 Cs - índice de expansão da curva e x log σ'_{vc}
 CR - índice de recompressão
 SR - índice de compressão
 RR - índice de expansão
 mv - coef. de compressibilidade volumétrica
 ϵ_a - deformação específica vertical

ϵ_f - deformação específica vertical de ruptura

OCR - grau de pré-adensamento

Z - profundidade ao longo da sondagem

σ'_{vo} - tensão efetiva vertical in situ

σ'_{vm} - tensão de pré-adensamento

σ'_{vc} - tensão efetiva vertical de consolidação

σ'_c - tensão de consolidação isotrópica (OCR = 1)

σ'_{oc} - tensão de consolidação isotrópica (OCR > 1)

σ'_{ps} - tensão isotrópica efetiva da amostragem perfeita

σ'_s - tensão isotrópica efetiva após o amolgamento em lab.

σ_r - tensão de correção dos ensaios triaxiais

σ_d - tensão desvio

$(\sigma_d)_c$ - tensão desvio corrigida

$(\sigma_d)_m$ - tensão desvio medida

σ'_1, σ_1 - tensão efetiva e total, na direção vertical

σ'_3, σ_3 - tensão efetiva e total, na direção horizontal

$p_f = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}$ na ruptura

$q_f = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ na ruptura

t_p - tempo ao final da compressão primária

t_{24} - tempo de 24 hs

K_0 - coef. de pressões no repouso

K_f - coef. de pressões na ruptura

k_{fp} - carga suportada pelos drenos de papel filtro por unidade de comprimento.

$\Delta P/P$ - relação de carregamento nos ensaios oedométricos

ΔV - variação de volume na fase de adensamento ou expansão

ΔP - acréscimo de carga ou pressão

v - velocidade linear da ponta da palheta
 w - velocidade angular da palheta
 D - diâmetro da palheta
 T - torque na mola
 X - constante de calibração da mola
 θ - ângulo da curva de calibração da mola
 a, b - constantes da curva de calibração
 r - coeficiente da correlação
 P - peso do prato + pesos no sistema de calibração
 CP - corpo de prova
 V_0 - volume inicial do CP
 d - diâmetro inicial do CP
 A_0 - área inicial da seção transversal do CP
 P_e - perímetro coberto do CP
 M - módulo de compressão da membrana
 μ - microns
 ϕ' - ângulo de atrito interno
 ϕ_u - ângulo de atrito não drenado ($= \phi^0$)
 α - coef. angular da reta K_f
 A, A_f - parâmetro de poro-pressão de Skempton - normal e na
ruptura
 B - parâmetro de poro-pressão de Skempton
 C' - coesão
 ESP - trajetória de tensão efetiva
 TSP - trajetória de tensão total
 NA - nível de água
 NT - nível do terreno

CAPÍTULO I**INTRODUÇÃO**

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

1.1 - APRESENTAÇÃO

O presente trabalho teve origem em função da ruptura em 10 de setembro de 1986 de um aterro sanitário próximo à Baía de Guanabara. A área na qual ocorreu o acidente é caracterizada pela deposição de solos orgânicos de argila mole, e encontra-se no bairro denominado Gaju. Segundo VARGAS (199), tratam-se de depósitos de argila orgânica recentes do ponto de vista geológico, ou seja, ainda em sedimentação. A região total compreendida por estes estende-se ao longo da orla marítima da Baixada Fluminense, desde áreas adjacentes à Baía de Guanabara, como é o caso do Gaju, até trechos mais interiores.

O interesse dos órgãos competentes a nível municipal se deu em função da obstrução do Canal Dom Carlos quando da ruptura do aterro, canal este que margela toda a extensão do mesmo e que recebe a contribuição de águas pluviais coletadas em galerias existentes na Av. Brasil e bairros de São Cristóvão e Benfica. Trata-se, portanto, de uma via estratégica para o perfeito funcionamento do sistema de drenagem da Av. Brasil, principalmente em épocas chuvosas. Na ocasião do acidente foi mobilizada a equipe da Diretoria de Geotécnica, órgão vinculado à Secretaria Municipal de Obras e Serviços Públicos do Rio de Janeiro, a fim de resolução do problema.

Houve a possibilidade, portanto, de se coletar inúmeros dados pertinentes ao problema em questão, através da realização de sondagens, topografia, ensaios in situ, e extração de amostras indeformadas. Com isso, iniciou-se uma pesquisa a nível de mestrado a fim de se estudar mais profundamente, e com um maior embasamento teórico, a ruptura ocorrida.

A singularidade do problema está relacionada à enorme heterogeneidade, sob o ponto de vista mecânico, dos elementos constituintes do corpo do aterro e do solo de fundação, visto que, segundo diversos relatos colhidos no local, trata-se de região permanentemente sujeita a alteamentos indiscriminados de aterros de entulho e lixo, que levam a constantes deslizamentos, amolgamentos e até expulsão de subtrechos de argila mole do depósito existente.

Em linhas gerais, trata-se de uma contribuição ao conhecimento do comportamento e análise de solos moles extremamente heterogêneos, sob o aspecto mecânico, subjacentes a aterros de material diversificado e indiscriminadamente lançado.

1.2 - CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

A execução de obras de engenharia sobre camadas compressíveis de terreno fraco tem levado inúmeros engenheiros e pesquisadores ao desenvolvimento de novos métodos de execução, novas teorias e procedimentos de análise, e novos mecanismos de monitoração da obra realizada. A importância

disto se dá na necessidade cada vez maior de expansão dos centros urbanos e viários sobre estas áreas, face ao crescimento normal de nossa população e economia.

Torna-se fundamental para qualquer construção em solos de argila mole um considerável conhecimento das características geomecânicas dos mesmos, em virtude da necessidade de utilização de tais dados na realização de projetos de aterros condizentes com os fatores de segurança mínimos preconizados. Outras alternativas de construção podem também ser adotadas, como por exemplo:

- (1) Evitar de se construir sobre o solo mole, através da relocação do aterro para camadas mais resistentes de terreno;
- (2) Remoção do solo mole ou sua eventual substituição por material de características de resistência mais apropriadas, caso seja tecnicamente viável;
- (3) Tratamento do solo, melhorando suas propriedades.

Torna-se evidente que aliado ao método executivo, tempo disponível para a obra, e capital de giro da empresa, os fatores econômicos terão um peso fundamental na escolha do tipo de solução adequada ao projeto em questão. A importância do aprimoramento técnico das alternativas de construção previamente expostas se dá em função direta do crescente interesse de utilização de tais áreas, já que em função das condições naturais existentes estas tendem a ser, em geral, de baixo custo.

Na realização de um projeto de aterro sobre tais depósitos moles temos que levar em consideração alguns requisitos, a saber:

- (1) O fator de segurança adotado deverá ser condizente com a finalidade e importância da obra projetada;
- (2) As deformações ao longo da execução e vida útil da obra deverão ser compatíveis com a utilização que se deseja dar para a mesma;
- (3) As deformações adjacentes à obra não poderão causar danos às construções existentes.

Uma perfeita previsão do comportamento do aterro em termos de deformação e resistência requer o conhecimento de inúmeros dados que nem sempre são disponíveis de se obter, face à complexidade e heterogeneidade dos materiais envolvidos, ou seja pelas incertezas inerentes aos métodos de análise e acompanhamento. Obviamente não se trata de um problema insolúvel, porém o engenheiro deverá ter o bom senso de saber utilizar bem todas as ferramentas disponíveis, a fim de tornar o projeto compatível com o meio ambiente. Diversos fatores podem influenciar os dados disponíveis num projeto deste tipo, como por exemplo aqueles que atuam sobre a resistência não drenada da argila mole, como é o caso da história geológica das tensões no solo, a anisotropia de resistências, o efeito de velocidade de deformação e carregamento, a ruptura progressiva

ou o efeito de fluência. Em muitos casos tais efeitos possuem pequena influência sobre o valor final da resistência, podendo ser desprezados.

No caso de taludes, um método de análise que venha a prever com acurácia as deformações ocorridas deve incluir relações tensão-deformação representativas dos materiais envolvidos, anisotropia, distribuição variável de pressão neutra e heterogeneidades presentes nos solos analisados. Ao se extrapolar tal observação para o caso presente fica claro que algumas destas variáveis de análise não tem como ser simuladas, face ao pouco conhecimento das diversificadas características de deformação e resistência dos materiais existentes no Calu.

1.3 - OBJETIVOS DO TRABALHO

Face às condições singulares em que ocorreu a ruptura da argila e aterro do Calu, um plano intensivo de estudo foi programado com os seguintes objetivos:

- (1) Caracterização e conhecimento do depósito de argila orgânica mole do Calu/RJ, além de comparação de resultados com outras pesquisas em solos de mesma formação geológica;
- (2) Explicação dos fatores envolvidos na ruptura, procurando-se conhecer como esta ocorreu, sua forma de propagação, as características dimensionais, e a influência que a heterogeneidade mecânica do solo de fundação teve sobre a mesma;

(3) Análise e comparação dos diversos resultados obtidos nos ensaios in situ e de laboratório realizados. Comparações de valores "teóricos" de retroanálise de estabilidade com valores de resistência in situ pós-ruptura, com vistas à explanação de qual foi a resistência mobilizada durante a ruptura do aterro e da argila, respectivamente.

As fases distintas que envolviam a presente pesquisa tornou-a ampla, já que estas eram compostas de diferentes ensaios, análises computacionais, reconstituição histórica do local e comparações com outros solos. Não é do escopo do trabalho, portanto, elaborar extensas revisões bibliográficas sobre cada uma das fases de pesquisa (ou ensaios, etc.) adotadas, visto que para cada uma destas já existem teses específicas e bem direccionadas, que melhor poderiam explicar os mecanismos físicos e teóricos envolvidos nas mesmas. Além disso, a revisão teórica de assuntos pertinentes às distintas etapas da pesquisa estará dissolvida no contexto de cada capítulo, não vindo a se situar como um ponto a parte da tese.

1.4 - DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS

O capítulo 2 descreve e caracteriza o depósito de argila orgânica estudado, dando ênfase aos ensaios laboratoriais de caracterização realizados, além de fornecer informações sobre as modificações históricas da região e sua localização. Neste capítulo é ainda apresentado o programa de sondagens e de extração de amostras indeformadas, sendo realizado alguns comentários acerca dos mecanismos teóricos envolvidos na ruptura ocorrida no Caju.

No capítulo 3 é apresentada a metodologia de realização dos ensaios oedométricos e os resultados dos mesmos, resultados estes que são comparados com aqueles referentes a outras argilas existentes.

No capítulo 4 são comparados os resultados dos ensaios de palheta de campo e de laboratório efetuados, além de ser apresentado o perfil de resistência não drenada S_u para as duas linhas de sondagem programadas. Com relação aos ensaios laboratoriais é discutida a influência da velocidade da palheta nos valores obtidos.

No capítulo 5 são apresentadas as propriedades tensão - deformação - resistência da argila estudada, sob o enfoque de dois procedimentos, o primeiro baseado no adensamento das amostras à tensão efetiva vertical final de campo, e o segundo baseado na metodologia proposta por LADD e FOOTT (86), denominada SHANSEP. Os parâmetros intrínsecos do solo, as comparações destes com aqueles obtidos por outros autores, e as correções dos resultados, são apresentados. Ao final do capítulo são tecidos comentários acerca da comparação dos resultados aqui obtidos com os referentes aos ensaios de palheta.

No capítulo 6 são apresentadas as retroanálises de estabilidade efetuadas, que procuraram simular a ruptura do aterro com base em dados oriundos do levantamento topográfico, dos ensaios de caracterização, da estimativa do perfil pré-ruptura, e através da variação dos valores médios de

resistência mobilizada no corpo do aterro e fundação. A discussão dos resultados com base em hipóteses assumidas, e uma metodologia proposta de análise em projetos futuros, são apresentados ao final do capítulo.

No capítulo 7 são apresentadas as conclusões da pesquisa e sugeridos procedimentos a serem adotados em futuras pesquisas, de forma a comprovar os resultados aqui obtidos.

Ao final do trabalho são apresentados dois apêndices que, pela singularidade de seus assuntos, não tiveram como ser incluídos no corpo da tese.

O apêndice A apresenta as fotos aéreas do local, tiradas logo após o acidente, enquanto que o apêndice B apresenta o sistema de calibração da mola do aparelho de ensaio de palheta de laboratório.

CAPÍTULO II

**DESCRIÇÃO DA RUPTURA OCORRIDA E
CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO LOCAL**

CAPÍTULO II

DESCRIÇÃO DA RUPTURA OCORRIDA E CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO LOCAL

II.1 - INTRODUÇÃO

Este capítulo é dividido em duas partes. Na primeira descreve-se a ruptura ocorrida, apresentando-se em paralelo uma breve revisão bibliográfica sobre deslizamentos semelhantes. Na segunda parte apresentam-se resultados de ensaios de caracterização da argila e do aterro.

II.2 - DESCRIÇÃO DA RUPTURA

II.2.1 - Histórico da Região

Com base em inúmeras informações coletadas na região ao longo da fase de desenvolvimento das sondagens e topografia, constatou-se ser a área na qual houve a ruptura do aterro formada por deposição de argila orgânica mole que sempre esteve sujeita às modificações impostas pelo homem, principalmente no tocante à realização de aterros sanitários e à modificação do curso natural de canais naturais existentes.

Uma visualização destas modificações ocorridas ao longo de 10 anos passados é dada através da figura (II.1). Esta mostra a localização, na parte hachurada, do aterro em questão e sua distância ao Canal Dom Carlos, distância esta que, como se observa, diminuiu drasticamente face a uma retificação

do leito natural do mesmo, ou em função de um gradativo desvio de curso, dado pelos constantes aterros indiscriminados que vinham sendo alçados entre sua margem esquerda e a Av. Brasil. Pode-se observar que através das fotos aéreas presentes no anexo A que a curvatura natural do canal realmente sofreu modificações, o que nos leva a afirmar que o solo de fundação hipoteticamente também foi influenciado. A localização do aterro e um croquis esquemático da situação pós-ruptura são apresentados na figura (11.2).

11.2.2 - Origem Geológica do Depósito do Calu

Com relação à origem geológica do depósito do Calu, ORTIGÃO [95] apresenta dados significativos sobre um trabalho realizado na década passada (IPR [52]) sobre as características pedológicas e mineralógicas da argila mole da Baixada Fluminense, no qual afirma-se tratar-se de depósitos flúvio-marinhos do período quaternário (aprox. 8000 anos), cuja camada argilosa tem cor cinza devido ao teor de matéria orgânica presente, podendo, em alguns casos, ser preta. Segundo este trabalho o teor de matéria orgânica destas argilas é de 5%, valor este coerente com aqueles obtidos na argila de Sarapu (ORTIGÃO [95]), porém um pouco superior aos obtidos por ARAGÃO [5] para todo o depósito de argila do litoral da Baía de Guanabara. Neste último trabalho são relatadas expressivas colaborações realizadas por FROES ABREU [39], MOSSINHO e AMADO [84] e LAMEGO [88], acerca dos processos de sedimentação e formação nas áreas da Baixada Fluminense, Baía de Sepetiba e Litoral da Baía de Guanabara, na qual, em termos resumidos, são associados os mecanismos de deposição sedimentar a processos erosivos ligados a Serra do Mar.

11.2.3 - Cronologia do Acidente

Com base nas observações in situ e nos relatos coletados com moradores da região, que culminaram com os laudos de vistoria HEINE et al [47] e HEINE e CUNHA [48] realizados na Diretoria de Geotécnica, alguns pontos podem ser constatados, a saber:

(1) Trata-se da ruptura de uma extensa área aterrada, na qual situa-se o depósito de veículos da Delegacia de Roubos e Furtos e uma comunidade, mais a jusante, denominada "Comunidade de Boa Esperança". Tal região está localizada ao longo do canal de descarga de águas servidas e pluviais da VII RA e Av. Brasil, denominado por Canal Dom Carlos. O croquis esquemático da ruptura e das sondagens programadas encontra-se apresentada na figura (11.3);

(2) Conforme se observa às figuras (11.4), (11.5) e fotos anexas, principalmente, podem ser constatados dois níveis básicos de aterro, alteados em épocas distintas. O primeiro, de coloração mais escura e parcialmente coberto por um manto vegetal, é de época mais antiga e encontra-se compreendido entre as cotas - 7 e + 7m aproximadamente. Trata-se de aterro composto de material predominantemente arenoso, com bolsões de matéria orgânica decomposta (lixo, turfa) e material diverso. Com relação ao segundo nível de

*OBS.: Todas as cotas existentes neste trabalho referem-se àquelas apresentadas na planta topográfica que, por sua vez, não equivalem às cotas oficiais em relação ao nível do mar, não obstante serem bem aproximadas.

aterro, compreendido entre as cotas +7 e +12m, nota-se ser este composto predominantemente de entulho de construção civil pesada e material arenoso proveniente de saibreiras. O mesmo se estende numa área de cerca de 1600 m², de forma aproximadamente circular e espessura média em torno de 5m, sendo este o grande causador da ruptura ocorrida;

(3) O trecho superior de aterro descrito em (2), com base nos relatos locais, vinha sendo contínua e progressivamente alteado sem qualquer controle técnico desde o final do ano de 1985, numa extensão aproximada de 150m ao longo e a montante do canal;

(4) A ruptura ocorreu às 1:00hs da madrugada do dia 10 de Setembro de 1986, vindo a obstruir parcialmente o canal com o material argiloso aflorado (ver fig. (11.3)). Esta ocorrência causou sérios transtornos às áreas de contribuição de águas pluviais da região, como a Av. Brasil, ameaçando-as com um estado de iminente inundação. A ruptura ocorreu num período sem chuva no R.J., o que reduziu drasticamente os transtornos criados;

(5) O trincamento ocorrido no aterro, como se observa na fig. (11.6), se desenvolveu ao longo de toda a extensão do mesmo, vindo a caracterizar e delimitar perfeitamente a região rompida. A ordem de grandeza da abertura destas trincas variou desde valores milimétricos, a trechos com mais de 130 cm de abertura, correspondentes, estes últimos, a abatimentos do nível original do terreno de mais de 100cm. O trincamento mais importante é aquele que, nesta figura, encontra-se de forma mais expressiva (denominado

"trincamento principal"), visto que seria por este que supõe-se ter a ruptura iniciado;

(6) O processo de trincamento, entretanto, parece ter-se iniciado há mais de 1 mês^{*} antes do acidente relatado, através de pequenas e sucessivas movimentações no terreno;

(7) Imediatamente após o acidente houve a necessidade de desobstrução do canal, serviço este feito através de retro-escavadeiras pertencentes ao Departamento de Conservação de Obras, conforme se observa nas fotos anexas. O interessante a se relatar, entretanto, é que ao longo das escavações do material aflorado de argila mole pode-se constatar a continuidade do fenômeno em questão, através do prosseguimento da ruptura e de novos afloramentos. Com a escavação do material aflorado no pé, o fator de segurança voltava a se situar em valores abaixo do unitário, o que pode ser explicado levando-se em conta que o que tornava, na ocasião, o aterro aparentemente "estável" era este material aflorante, visto que o mesmo atuava como berma de equilíbrio aos esforços instabilizantes da massa escorregada. A partir do momento que este material era escavado a situação geral do aterro voltava a se instabilizar, levando a novos trincamentos mais a montante do original e causando um fenômeno de progressão retroativa do deslizamento, como se observa à figura (11.7). É de se supor, inclusive, que tal ocorrência induzia amolgamento adicional à região originalmente cisalhada, que compunha a superfície de ruptura.

*OBS: Segundo relatos no local.

11.2.4 - Mecanismos da Ruptura: Revisão Bibliográfica

Conforme pode ser observado in situ houve um abatimento expressivo no topo do aterro, culminando com o levantamento do pé do mesmo e apreciável expulsão de material argiloso mole do solo de fundação. Esta ruptura levou com que fossem programadas 2 linhas de sondagem na região, de forma a melhor caracterizar o perfil geotécnico e procurando-se obter, por intermédio de indicadores de superfície de ruptura, informações pertinentes à real configuração da superfície crítica de deslizamento.

Os indicadores de ruptura, apresentados na figura (11.8), eram instalados ao final de cada sondagem aproveitando-se do furo deixado pelas mesmas, sendo compostos de um tubo de PVC enfraquecido em trechos equidistantes, e um torpedo que tendia a "prender" caso alguma quebra destes subsegmentos do tubo ocorresse. O erro associado a esta medição era grande, pois a faixa de variação do valor obtido seria de dezenas de centímetros, enquanto que a largura da superfície poderia ser da ordem de milímetros (MORGENSTERN E TCHALENKO [83]). Não obstante tais discrepâncias, decidiu-se pelo emprego dos indicadores de superfície de ruptura no local, visto que as informações assim obtidas seriam de grande valia nas análises de estabilidade a serem realizadas. Os resultados, entretanto, não foram satisfatórios, visto que quando se instalaram tais indicadores (2 a 3 semanas após o acidente), as movimentações encontravam-se inexistentes ou de pequena ordem, não sendo possível qualquer medição face à baixa acurácia da aparelhagem.

A forma de propagação da superfície de ruptura (ou do trincamento superior do aterro), como apresentado na figura (11.7), foi hipoteticamente sugerido com base apenas no levantamento do topográfico pós-ruptura da região, tendo sido observado que o eixo central do deslizamento não se encontra, como a princípio se supunha, perpendicular à direção do canal Dom Carlos. A retroatividade de um deslizamento destas proporções, e suas causas, já foi objeto de observações na bibliografia existente, como é o caso da ruptura do Canal Kimola descrito por LEONARDS [70]. Neste caso, tratou-se da ruptura de um canal escavado em solo levemente pré-adensado de origem pós-glacial, sobrejacente a camadas de areia e silte. Inúmeros deslizamentos ocorreram ao longo da fase de escavação porém, aquele que levou a um maior afloramento de material argiloso ao pé da escavação, ocorreu 9 meses após o término desta, e, similarmente como no caso do Calu, através de um rápido deslizamento planar paralelo à camada subjacente de fundação, com características típicas de retroprogressividade. Ao analisar a ruptura do Canal Kimola, KANKARE [54] e KENNEY e UDDIN [56], citados no trabalho de LEONARDS [70], teriam atribuído o desenvolvimento retroprogressivo da ruptura em função de um pequeno deslizamento do pé da escavação, o que levou a um desconfinamento de toda a massa a montante e início do escorregamento. Uma conclusão semelhante chegou KENNEY [55] ao analisar a ocorrência de inúmeras rupturas circulares retroprogressivas em solo de argila sensível ("quick clay") do deslizamento de Selnes. Conforme se observou no Calu, e na bibliografia consultada, parece ser o desconfinamento do pé do talude, ou escavação, o fator primordial de início de uma ruptura retroprogressiva sobre uma superfície de deslizamento

pré-existente ou não. Outro fato interessante de se observar é que o afloramento ocorrido ao longo do canal se deu, basicamente, ao longo do trecho esquerdo do eixo de deslizamento, como se observa na fig. (11.7). Isto está obviamente ligado à maior proximidade do canal nesta região.

Tentou-se, no presente trabalho, obter-se dados referentes à movimentação do trincamento no período pós-ruptura, através da instalação de inúmeros piquetes de madeira ao longo do trincamento "principal" e "secundário", com a função de, através de medidas e triangulações entre os mesmos, obter-se os valores de velocidade ou grau de abertura em função do tempo. Estes valores, no entanto, não tiveram como ser medidos, quer seja pela pouca acurácia deste rústico sistema em medir deformações milimétricas, ou pela aparente "estanqueidade" de movimentação da massa escorregada após a ruptura (cerca de 2 semanas após a escavação do material aflorado).

11.2.5 - Geometria do Deslizamento

Com base na figura (11.7) pode-se observar que os contornos do deslizamento possuem diferentes características, o que poderá levar a distintas análises de estabilidade com vistas a real simulação da ruptura ocorrida. BALIGH e AZZOUZ [10], apresentam um método de análise de estabilidade, baseado no equilíbrio limite, que leva em consideração o acréscimo no fator de segurança dado pelos efeitos tri-dimensionais. Segundo estes autores, para se caracterizar a existência de um deslizamento finito tri-dimensional deve-se

ter uma relação L_c/H abaixo de 4, sendo L_c a extensão linear do deslizamento e H a altura do aterro ou talude considerado. Logo, rupturas que ocorressem nesta ou acima desta relação poderiam ser consideradas bi-dimensionais, ou num estado plano de deformação. Para casos em que esta relação fosse inferior, teríamos um acréscimo de resistência ao cisalhamento dado pelo trecho curvo e tri-dimensional da ruptura, que se refletiria diretamente no valor final do fator de segurança obtido na análise. No caso do presente trabalho, onde temos um valor de L_c conhecido através do levantamento topográfico e H estimado como sendo a altura de aterro envolvido no deslizamento, constata-se ser o trecho direito do eixo central da ruptura de características predominantemente tri-dimensionais, enquanto que o setor esquerdo conserva características de estado plano de deformação, como se observa esquematicamente na figura (11.7). A influência destas distintas formas de ruptura sobre as análises será posteriormente comentada.

Observa-se que em virtude da falta de um levantamento topográfico quando da locação das sondagens (figura (11.6)), estas não estão locadas perfeitamente alinhadas ao eixo central do deslizamento, embora tenham sido utilizados os perfis topográficos e geotécnicos assim obtidos nas retroanálises efetuadas, o que poderá induzir a alguns erros de difícil avaliação.

11.2.6 - Ruptura e Desenvolvimento de Poro-Pressões

O desenvolvimento da ruptura e alguns dos mecanismos físicos que estariam hipoteticamente associados a esta, ainda

serão objeto de maiores comentários ao longo do presente trabalho. No momento pode-se observar que esta teve origem em função do gradativo aumento das poro-pressões induzidas no solo de fundação, dado pela rapidez do carregamento externo (alçamento do segundo, e mais recente, nível de aterramento). Este carregamento e consequente ruptura deve ter se processado de forma "aproximadamente" não drenada^{*}, mobilizando um valor de resistência não-drenada S_u , conforme apresentado na figura (11.9). O elemento A da mesma é representativo de um ponto genérico da massa de solo, num período pré-carregamento, valor este que tenderá a seguir pela trajetória de tensões efetivas (ver LAMBE e WHITMAN [67]) até o elemento B, indicativo da situação de ruptura, em virtude dos acréscimos, Δu de poro-pressão induzidos pelos sucessivos níveis de aterro. Serão, portanto, estes acréscimos de poro-pressões intersticiais que, fundamentalmente, levarão a argila a se romper, através da redução das tensões efetivas granulares. Métodos de estimativas de Δu com base no carregamento aplicado foram propostos por SKEMPTON [108], HENKEL [48], BURLAND [20] e outros. Supõe-se, nestes casos, que o depósito de argila orgânica esteja saturado (fato este válido para o Cajá já que o lençol freático encontrava-se ao interior da camada de aterro), e que haja uma proporcionalidade entre a tensão aplicada ao nível do aterro e a poro-pressão induzida na argila.

***OBS:** Na teoria considerou-se a ruptura como sendo de forma não drenada, embora na prática haja a possibilidade de uma drenagem durante o cisalhamento.

ORTIGÃO [95] através de leituras piezométricas realizadas na argila de Sarapuí, quando da construção do aterro experimental, observou que há um ajustamento inicial das poropressões, seguido de uma variação aproximadamente linear entre estas e a altura do aterro. Esta tendência também foi constatada por SEKIGUCHI e SHIBATA [104] através de análises computacionais pelo método dos elementos finitos, no qual foi simulada a construção em etapas de um aterro sobre uma camada de solo de comportamento elasto-viscoplástico, em condições não drenadas e em estado plano de deformação. Ao se atingir o estado de sollicitação máxima do solo, através destes sucessivos acréscimos de Δu , inicia-se um processo de plastificação e escoamento, concomitantemente com o cisalhamento do plano onde atuam as tensões máximas. Todo este mecanismo de ruptura é acompanhado de crescentes deformações da massa argilosa, principalmente nos trechos adjacentes à potencial região de cisalhamento. Este fato explicaria a ocorrência do trincamento do aterro em período anterior a ruptura generalizada, pois ao começar a se aproximar da condição crítica de estabilidade ($FS = 1$), o depósito de argila já estaria sujeito à apreciável deformação. Embora seja teoricamente possível, tal hipótese é passível de questionamento, visto que, segundo BJERRUM et al [17] o valor da deformação na ruptura depende, primordialmente, do tempo dispendido nela. Estes constataram através de ensaios triaxiais consolidados não drenados, na argila marinha normalmente adensada de Oslo, que há uma tendência de decréscimo de deformação axial na ruptura com o aumento de tempo necessário ao rompimento da argila, tempo este que no Calu pode ter sido de 1 mês (início do trincamento), embora não se tenha como comprovar isto.

11.2.7 - Formação da Superfície Final de Deslizamento

Com relação a formação da superfície final de deslizamento, através das inúmeras rupturas localizadas nas regiões potenciais de cisalhamento (trechos onde, como será visto nos próximos capítulos, a resistência S_u encontrava-se inferior ou amolgada), pode-se dizer que houve uma progressividade e redistribuição de tensões induzidas ao longo de toda a superfície de ruptura, dada pelos diferentes estados tensão-deformação que cada uma das regiões englobadas encontrava-se. LO [78], através do estudo do desenvolvimento de rupturas progressivas ao longo da superfície de cisalhamento, afirma ser esta oriunda de deformações diferenciadas e estados iniciais de tensão distintos ao longo da massa de solo considerada, de forma que, ao se iniciarem os mecanismos de ruptura haverá uma "transmissão" ponto a ponto em elementos vizinhos de parte da carga atuante, quando um destes elementos já estiver atingido o patamar de escoamento. Este fato está relacionado com os diferentes estados de deformação e resistência dos distintos elementos de solo, que, com base nos dados obtidos nos ensaios *in situ*, encontrava-se presente no depósito do Gaju. A existência destes subtrechos amolgados ou de S_u inferior levou, sem dúvida, à formação de superfícies de deslizamento não circulares no acidente ocorrido no Gaju, fato este semelhante àquele constatado por MITCHELL e EDEN [82] na ruptura de taludes de argila sensível na região de Ottawa. Estes autores atribuíram o fenômeno à ocorrência de superfícies pré-existentes não circulares de deslizamento. No caso do presente trabalho, estas superfícies poderiam estar

relacionadas à história de tensões no depósito, no qual diversos aterros foram aleatoriamente construídos e rompidos. Um fato interessante que comprova tal hipótese é a obtenção, nos amostradores tubulares retirados em até 10m do interior da argila mole, de diversos materiais como prego, caco de vidro, arame, etc. No depósito foi observada a existência de camadas de espessura variável (cm a dezenas de cm) de argila fluida de cor preta, trechos estes que podem ser antigas superfícies de deslizamento.

SKEMPTON [110] observa que nos casos em que existe uma superfície de ruptura pré-existente, ou naqueles em que a superfície vem sendo submetida a grandes deformações, a resistência drenada é levada até o seu valor residual, o que poderia explicar, a "grosso modo", a baixa resistência Su obtida nestes subtrechos constatados, muitos dos quais não recuperáveis pelos amostradores utilizados. Num trabalho mais recente, SKEMPTON [111] ao comparar os valores de resistência residual dos ensaios laboratoriais obtidos com o anel de torção ("ring shear") e os valores calculados por retroanálises, observou serem estes compatíveis, com uma faixa de erro que variou de -3 a +5%. No presente trabalho não foi possível, no entanto, realizar tais comparações.

VYALOV et al [122] estudando os mecanismos básicos de ruptura do solo no processo de cisalhamento, afirma que uma deformação a longo prazo induz a uma reorientação da estrutura do material, causando um enfraquecimento das ligações internas dos minerais de tal forma que, quanto maior for o tempo de deformação, maior será o n. de ligações que serão quebradas.

Este rearranjo das partículas se dá na direção do cisalhamento, tendendo a reduzir a resistência do solo no local, como era de se esperar. Os deslocamentos microscópicos são acompanhados por uma reorientação das partículas e consequente concentração de tensões em pontos adjacentes, o que é propício ao desenvolvimento de micro-fissuramentos. As pesquisas realizadas concluíram que este processo se estende até a ruptura do solo, através da formação de "grupos de partículas orientadas" (PUSCH [101]) nas zonas adjacentes e pertencentes à faixa de cisalhamento. Embora tais zonas tenham espessuras pequenas, conforme relatado, é possível que o mesmo mecanismo tenha ocorrido nos subtrechos de lodo existentes no Caju, em função, principalmente, de constantes deformações.

11.3 - CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DO LOCAL

11.3.1 - Geologia e Perfil Geotécnico

A área em estudo é caracterizada por um depósito de argila orgânica que vem sofrendo processos de carregamento ligados à ocupação humana desordenada, ao lançamento ilegal de aterros e à constante mudança de seus cursos naturais dos afluentes d'água. Outrora manguezal, o Caju hoje é uma das regiões que mais vem se modificando topograficamente, face aos fatores acima mencionados. Isto se refletirá na complexidade e heterogeneidade da história de tensões, e das resistências mecânicas ao longo da profundidade do depósito. Esta região, no entanto, já foi objeto de estudo de outro autor (ARAGÃO [5]), que através de 376 sondagens de reconhecimento a percussão, pode traçar um perfil típico do subsolo existente ao longo da

orla marítima da Baía de Guanabara, mais precisamente, da área compreendida entre a Ponta do Galó e a foz do Rio Meriti. Este perfil encontra-se apresentado na figura (11.10-a) e retrata bem como deve ter sido, no passado, o perfil geológico do trecho atual em estudo. É com base nos resultados deste trabalho que alguns dos dados aqui obtidos são comparados, com vistas a uma melhor compreensão dos efeitos produzidos pelo aterro sobre os parâmetros originais de resistência e compressibilidade da argila. É interessante de se notar, entretanto, que naquela época ARAGÃO [5] já constata a existência de aterros de entulho em área próxima a do presente trabalho, na desembocadura do Canal do Cunha. Neste local, cujo perfil encontra-se apresentado na figura (11.10-b), o aterro encontrado possuía espessura em torno dos 7m.

O objetivo da realização de sondagens mistas foi de conhecer as resistências mecânicas do aterro e argila, para, com isso fornecer elementos básicos à retirada de amostras indeformadas em furos executados exclusivamente com este propósito.

Ao todo foram realizadas 11 sondagens mistas e retiradas 14 amostras indeformadas, conforme tabelas (11.1), (11.2) e (11.3), respectivamente.

11.3.2 - Metodologia de Realização das Sondagens

As sondagens mistas foram executadas por percussão com avanço por circulação de água, medição de resistência à penetração, e coleta simultânea de amostras representativas a

cada metro de profundidade, mediante a cravação de um amostrador padrão de 35 e 50 mm de diâmetro interno e externo, respectivamente. A metodologia do ensaio seguiu as prescrições dadas pela norma NBR 6484 e NBR 7250.

Nos trechos em que não havia a possibilidade da execução do ensaio, face a existência de blocos de concreto e outros, a sondagem era realizada por intermédio de sonda rotativa com circulação de água, com coroa de diamante de diâmetro NX. A sondagem finalizava-se após ter sido ultrapassada a camada de argila mole.

De perfis individuais de cada sondagem, nos quais é indicado o n.º de golpes necessários à cravação dos últimos 30cm do ensaio de penetração, são apresentados nas tabelas (11.1) e (11.2). Nestes é dada a cota de referência de cada ensaio e apresentada a profundidade, a partir da boca do furo, que se encontram os mesmos. Nota-se que o n.º de golpes do ensaio varia de 2 a 25 na camada de aterro, e de 0/45cm a 5 na de argila. Estes dados caracterizam a heterogeneidade do aterro e classificam a argila, segundo TERZAGHI e PECK [118], como sendo de consistência muito mole a mole. Abaixo da camada argilosa foi encontrada uma camada de areia de compactidade crescente com a profundidade, variando de fofa a medianamente compacta. A convenção dos solos encontrados e sua caracterização geológica encontra-se apresentada na figura (11.4).

11.4 - OBTENÇÃO DAS AMOSTRAS

As amostras utilizadas nos ensaios laboratoriais foram obtidas através de 2 grupos distintos de amostragem, que

visavam fornecer quantidade razoável de solo para os ensaios de caracterização e os de determinação de parâmetros de compressibilidade e resistência, respectivamente. Portanto adotou-se 2 diâmetros distintos para o amostrador, conforme fosse a utilização da amostra coletada.

11.4.1 - Amostradores de Diâmetro Igual a 75mm

Este amostrador foi empregado para a coleta de material visando os ensaios de caracterização e o reconhecimento visual da variação da camada de argila orgânica mole. O tubo utilizado possuía 500mm de comprimento, sendo feito de aço inox.

As amostragens realizadas são apresentadas na tabela (11.3), na qual são encontradas as cotas de realização de coleta das amostras, a respectiva profundidade a partir da boca do furo, e a recuperação percentual de cada amostra. Pode-se perceber que mais de 70% da amostragem realizada não obteve resultados (recuperação nula), face, provavelmente, à baixa consistência da argila nesta região e ao reduzido comprimento do amostrador. Constatou-se, durante os serviços in situ, que a argila permanecia dentro do amostrador tubular até ser encontrada a interface nível d'água/atmosfera, despreendendo-se do amostrador após ter sido ultrapassado este limite.

Foram realizadas amostragens a cada metro de profundidade, em dois furos próximos entre si (SM4-1A e SM4-1B), procurando-se traçar o perfil real do depósito de argila ao longo da profundidade. A localização destes furos encontra-se apresentada na figura (11.6).

Os amostradores eram, após a retirada, parafinados na extremidade e armazenados por 1 a 2 dias dentro de um caixote com serragem molhada, até serem transportados ao laboratório da COPPE. O material encontrado nestes amostradores e sua respectiva posição em relação aos mesmos, encontra-se apresentado às figuras (11.11) e (11.12), podendo ser observada a elevada heterogeneidade de materiais presentes à argila amostrada.

11.4.2 - Amostradores de Diâmetro Igual a 100mm

Com exceção dos ensaios de caracterização, todos os demais foram realizados com amostras obtidas por esse amostrador. O tubo empregado possuía 1000mm de comprimento por 100mm de diâmetro, com um coef. de comprimento da amostra igual a 10 e uma relação de área de 3,8%, valores estes que se encontram coerentes com os sugeridos por HVORSLEV [51] para as argilas moles.

A recuperação das amostras nestes amostradores foi muito superior àquela referente aos amostradores de diâmetro de 75mm, como se observa na tabela (11.3). É provável que, em função do maior comprimento deste amostrador, seja possível explicar esta melhora nos resultados obtidos.

A coleta de amostras se procedeu a cada metro de profundidade, em dois furos próximos entre si (SM10-1A e SM10-1B), tendo sido utilizado o seguinte procedimento:

- (1) Realizaram-se furos específicos para a amostragem de material indeformado, empregando-se o mesmo equipamento

utilizado na sondagem, porém com diâmetro de coroa igual a 150mm. As perfurações foram executadas com circulação de água, sendo o furo revestido até 50cm acima da cota de amostragem;

(2) Controlava-se o comprimento de cravação através de hastes do equipamento de sondagem, procurando-se cravar cerca de 90% do comprimento útil de cada amostrador, a fim de proteger a amostra de uma cravação excessiva;

(3) Após a cravação esperava-se cerca de 15min. para permitir uma melhor aderência entre a parede do tubo e a argila;

(4) Tendo sido retirado o amostrador, eram parafinadas as suas extremidades e afixado, em seu corpo, uma etiqueta contendo dados sobre o furo, sua profundidade e porcentagem de recuperação.

Não se utilizou a lama bentonítica na realização dos serviços previamente descritos.

Com relação à preparação dos corpos de prova em laboratório, as seguintes etapas podem ser descritas:

(1) Com relação aos amostradores de diâmetro igual a 75mm, dividia-se longitudinalmente o solo extraído em 2 seções. Uma destas era armazenada em câmara úmida para os posteriores ensaios de caracterização, e a outra era posta para secar ao ar afim de ser submetida a uma análise

visual, conforme apresentado às figuras (11.11) e (11.12);

(2) O solo dos amostradores de diâmetro igual a 100mm era extraído parceladamente, conforme a execução de cada ensaio. Nestes, face ao amolgamento, eram excluídos dos ensaios os primeiros e últimos 5cm da argila recuperada;

(3) Os amostradores eram armazenados em câmara úmida em posição horizontal e em ordem conhecida, a fim de serem utilizados posteriormente.

Encontra-se apresentado na tabela (11.4) a utilização geral de todos os amostradores empregados, as amostras do aterro coletadas, e os respectivos ensaios realizados em cada um destes.

11.6 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO E GRANULOMETRIA

Foram realizados ensaios de caracterização e outros nas amostras coletadas com os amostradores de parede fina e nas amostras deformadas do aterro, conforme será descrito abaixo.

11.6.1 - Limites de Atterberg e Umidade Natural da Argila

Os ensaios de limite de liquidez (LL) e plasticidade (LP) da argila do Galu foram realizados em amostras coletadas ao longo das sondagens, pelo amostrador Raymond-Terzaghi de 50mm e com amostras indeformadas. A metodologia de execução dos ensaios nas amostras inicialmente citadas seguiu a orientação do NBR 7180, cuja preparação das mesmas se deu segundo o NBR 6457, ou seja, com o prévio secamento ao ar, destorroamento, quarteamento e passagem na peneira de 2,0mm.

Estes ensaios foram executados pela empresa Geomecânica S.A. e encontram-se apresentados às tabelas (11.5), (11.6) e (11.7).

Os valores encontrados situam-se na mesma faixa obtida para a argila de Sarapuí, não tendo sido observado, entretanto, uma tendência a se obter umidades naturais (h) superiores aos limites de liquidez. BJERRUM [16] recomenda não se utilizar da secagem prévia para determinação dos limites de Atterberg do material, providência esta que foi adotada nos ensaios realizados na COPPE e cujos resultados são apresentados na tabela (11.8). Cabe observar que para o cálculo da média dos parâmetros obtidos não foram considerados os dados referentes aos primeiros ensaios executados e aos valores referentes ao amostrador SM4-1A, 18,5 a 19, este último por se encontrar na transição da argila para a camada de areia, não sendo, portanto, representativo. Os valores médios obtidos são:

LL = 107% LP = 41% IP = 67% h = 108%

Embora o índice de plasticidade encontre-se um pouco abaixo do esperado para este tipo de solo, os valores estão condizentes com os obtidos por ORTIGÃO [94] para a argila de Sarapuí.

Na figura (11.13) é apresentada uma comparação, através do gráfico de CASAGRANDE [23] e da atividade coloidal de SKEMPTON [107], entre os valores de ARAGÃO [5] e os aqui obtidos. Nota-se que tratam-se de argilas de alta plasticidade, podendo ser classificadas como CH segundo a

Classificação Unificada dos Solos. Com base nestas semelhanças, na proximidade de ambos os depósitos, e na sua mesma formação geológica, pode-se dizer que as análises químicas pertinentes à argila do litoral da Baía de Guanabara e a do Gaju serão semelhantes, ou dentro de uma faixa aproximada.

11.5.2 - Peso Específico Aparente, Densidade Real e Análise Granulométrica da Argila

Os ensaios de peso específico aparente natural foram realizados no momento da retirada das amostras coletadas no amostrador de menor diâmetro, através da inserção de um anel rígido de área e volume conhecidos. Os valores assim obtidos encontram-se apresentados à tabela (11.8) e, ao se considerar os dados obtidos nos ensaios oedométricos (a serem apresentados no capítulo seguinte), obtém-se uma média global de $14,3 \text{ kN/m}^3$ para a argila do Gaju.

A densidade real das amostras foi obtida sem secagem prévia do material, utilizando-se, a partir de então, a metodologia preconizada pelo NBR 8508. Os resultados obtidos encontram-se na tabela (11.8) e, novamente ao se considerar os resultados dos ensaios oedométricos, obtém-se uma média de 2,88, que segundo MOTTA [85] encontra-se dentro da faixa esperada para os solos em geral.

As análises granulométricas realizadas seguiram as prescrições da norma NBR 8457 e NBR 7481, tendo sido realizado ensaios de sedimentação com vistas ao completo conhecimento da curva granulométrica desta argila. Estas curvas encontram-se

plotadas na figura (11.14), onde se observa boa concordância entre as mesmas, com exceção daquela referente ao amostrador SM4-1A, 18,5 a 19, o que já era de se esperar. Os percentuais de material obtidos nesta análise, expressos na tabela (11.8), indicam tratar-se de um solo cujo percentual de argila ultrapassa os 80% em média.

Na figura (11.15) é feita uma comparação com os resultados obtidos por outros autores para a argila de Botafogo e Sarapuí, tendo-se observado que tanto a argila estudada neste trabalho, quanto a de Sarapuí, possuem características granulométricas semelhantes. A argila de Botafogo, por ser mais arenosa, não é concordante com estes resultados.

11.5.3 - Análise Granulométrica e Ensaios de Caracterização no Aterro

Apesar de serem conhecidas as enormes heterogeneidades do aterro em estudo, tentou-se obter alguns dados que caracterizassem, em média, o material existente no mesmo. Portanto foram realizados com esta finalidade ensaios e coleta de material in situ em 3 pontos distintos do aterro, denominados por "plató superior", "intermediário" e "inferior", conforme fosse sua cota em relação à crista deste. O material denominado por "amostra global" refere-se a uma mistura dos solos dos distintos plátos existentes.

Nos lugares descritos pode ser obtido o valor do peso específico aparente natural através do ensaio do frasco de areia, cuja metodologia de realização encontra-se em MOTTA [85].

A umidade natural nestes platôs foi obtida através da utilização do aparelho "Speedy", que consiste de um reservatório metálico acoplado a um manômetro. Neste é inserida uma quantidade conhecida de solo úmido e carbureto de cálcio, vindo a ser determinada a umidade indiretamente através da variação de pressão no aparelho.

Com o material deformado coletado in situ procedeu-se, no laboratório da COPPE, a realização de ensaios granulométricos segundo o NBR 8457 e o NBR 7481 além de ensaios de caracterização completa, com base no NBR 8508, e no NBR 7180. Estes ensaios possuem apenas uma diferença com os preceitos de norma, dada ao se considerar como "pedregulho" ($75\text{mm} > \text{diâmetro} > 4,8\text{mm}$) elementos como caco de tijolo, madeira, etc. presentes no aterro. Os resultados obtidos estão apresentados à tabela (11.8) e, como era de se esperar, encontram-se pouco concordantes entre si.

Como se observa na figura (11.14), o aterro é oriundo de material predominantemente granular, com uma taxa de areia superior aos 50%. Os valores de umidade in situ, aparentemente altos (principalmente ao se comparar com aquele obtido em amostra seca ao ar em laboratório), podem ser explicados em função da data de realização dos mesmos, cerca de 2 a 3 dias após uma época chuvosa no Rio de Janeiro.

Os valores médios do aterro do Calu são dados, portanto, por:

$$\gamma_{\text{nat}} = 15,7 \text{ kN/m}^3$$

$$h = 7,0 \%$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 19,3 \text{ kN/m}^3$$

$$G = 2,67$$

PROF. (m)	SONDAGEM															OBS.
	SM-II			SM-10			SM-9			SM-8			SM-7			
	COTA	Nº GOLPES 30 cm F.	CAMADA	COTA	Nº GOLPES 30 cm F.	CAMADA	COTA	Nº GOLPES 30 cm F.	CAMADA	COTA	Nº GOLPES 30 cm F.	CAMADA	COTA	Nº GOLPES 30 cm F.	CAMADA	
0	3,84	—		3,58	—		6,15	—		9,29	—		11,74	—		O SIGNIFICADO DA CONVENÇÃO ADOPTADA PARA CADA CAMADA DE SOLO REPRESENTADA ENCONTRA-SE NA FIG. II.4
1	2,84	5		2,58	4		5,15	6		8,29	—		10,74	31		
2	1,84	7		1,58	1/15		4,15	10/36		7,29	4/33		9,74	10		
3	0,84	9		0,58	2		3,15	17		6,29	5		8,74	15		
4	-0,16	13		-0,42	7		2,15	18		5,29	5		7,74	11		
5	-1,16	9		-1,42	2/45		1,15	7/34		4,29	9/35		6,74	3		
6	-2,16	2		-2,42	2/45		0,15	5		3,29	3		5,74	40		
7	-3,16	4		-3,42	2/45		-0,85	46/21		2,29	12		4,74	13		
8	-4,16	1/45		-4,42	2/45		-1,85	10		1,29	15/33		3,74	14		
9	-5,16	1/45		-5,42	2/45		-2,85	9		0,29	9		2,74	16		
10	-6,16	1/45		-6,42	2		-3,85	11		-0,71	7		1,74	20		
11	-7,16	2/45		-7,42	2		-4,85	10		-1,71	7		0,74	20		
12	-8,16	2/45		-8,42	2		-5,85	7		-2,71	10		-0,26	21		
13	-9,16	1/45		-9,42	2		-6,85	2/15		-3,71	2/15		-1,26	15		
14	-10,16	1/45		-10,42	2		-7,85	2		-4,71	5		-2,26	—		
15	-11,16	2/45		-11,42	2		-8,85	2/50		-5,71	2/36		-3,26	5/37		
16	-12,16	2/45		-12,42	2/28		-9,85	2		-6,71	2/41		-4,26	6/34		
17	-13,16	2		-13,42	1/15		-10,85	3		-7,71	3		-5,26	16		
18	-14,16	1/15		-14,42	2		-11,85	3		-8,71	5		-6,26	38		
19	-15,16	2		-15,42	9		-12,85	2		-9,71	20		-7,26	11		
20	-16,16	4		-16,42	9		-13,85	2		-10,71	14		-8,26	30/13		
21	-17,16	16		-17,42	8		-14,85	22		-11,71	32/23					
22	-18,16	18					-15,85	7								
23	-19,16	15					-16,85	5								
24							-17,85	11								
25																

TABELA II.1— TABELA GERAL DOS ENSAIOS DE SPT
LINHA DE SONDAJEM Nº 1

PROF. (m)	SONDAGEM																		OBS
	SM - 6			SM - 5			SM - 4			SM - 3			SM - 2			SM - 1			
	COTA	Nº GOLPES 30 cm F.	CAMADA	COTA	Nº GOLPES 30 cm F.	CAMADA	COTA	Nº GOLPES 30 cm F.	CAMADA	COTA	Nº GOLPES 30 cm F.	CAMADA	COTA	Nº GOLPES 30 cm F.	CAMADA	COTA	Nº GOLPES 30 cm F.	CAMADA	
0	2,79	—		2,45	—		3,66	—		5,71	—		9,41	—		11,45	—		O SIGNIFICADO DA CONVENÇÃO ADOPTADA PARA CAMADA DE SOLO REPRESENTADA ENCONTRA - SE NA FIG. II. 4.
1	1,79	12		1,45	1/45		2,66	8		4,71	8		8,41	17		10,45	2		
2	0,79	12		0,45	1/45		1,66	11		3,71	11		7,41	14		9,45	9		
3	-0,21	9		-0,55	2/45		0,66	16		2,71	10		6,41	12		8,45	25		
4	-1,21	17		-1,55	1/45		-0,34	20		1,71	13		5,41	20		7,45	31		
5	-2,21	16		-2,55	2/45		-1,34	9		0,71	22		4,41	17		6,45	36		
6	-3,21	8		-3,55	1/45		-2,34	10		-0,29	25		3,41	22		5,45	30		
7	-4,21	12		-4,55	2/45		-3,34	5		-1,29	22		2,41	6		4,45	26		
8	-5,21	12		-5,55	2/45		-4,34	2/45		-2,29	20		1,41	25		3,45	15		
9	-6,21	2/15		-6,55	1/45		-5,34	2/50		-3,29	20		0,41	24		2,45	17		
10	-7,21	2/45		-7,55	2/45		-6,34	1/45		-4,29	2/45		-0,59	16		1,45	25		
11	-8,21	1/45		-8,55	1/45		-7,34	1/45		-5,29	2/58		-1,59	22		0,45	27		
12	-9,21	1/45		-9,55	1/45		-8,34	2/50		-6,29	2/55		-2,59	10		-0,55	11		
13	-10,21	1/45		-10,55	2/45		-9,34	1/45		-7,29	2/45		-3,59	16		-1,55	4		
14	-11,21	0/45		-11,55	1/45		-10,34	1/45		-8,29	2/45		-4,59	28		-2,55	2/15		
15	-12,21	1/45		-12,55	1/45		-11,34	1/45		-9,29	1/45		-5,59	3		-3,55	2		
16	-13,21	1/45		-13,55	1/45		-12,34	2/45		-10,29	2/50		-6,59	2/45		-4,55	2		
17	-14,21	2/45		-14,55	2/45		-13,34	2/45		-11,29	2/60		-7,59	4		-5,55	2/45		
18	-15,21	2/45		-15,55	3		-14,34	2		-12,29	2/47		-8,59	4		-6,55	2/47		
19	-16,21	2		-16,55	7		-15,34	7		-13,29	1/45		-9,59	3		-7,55	2/45		
20	-17,21	5		-17,55	7		-16,34	12		-14,29	2/45		-10,59	5		-8,55	2/45		
21	-18,21	6		-18,55	12		-17,34	13		-15,29	2/45		-11,59	3		-9,55	1/45		
22							-18,34	13		-16,29	4		-12,59	3		-10,55	1/50		
23							-19,34	13		-17,29	5		-13,59	4		-11,55	2/50		
24										-18,29	12		-14,59	8		-12,55	2/35		
25										-19,29	16		-15,59	9		-13,55	4		

TABELA II. 2 — TABELA GERAL DOS ENSAIOS DE SPT
LINHA DE SONDA GEM Nº 2

SONDAGEM													
SM - 4							SM - 10						
PROF. (m)	1A			1B			1A			1B			OBS
	COTA	REC. DA AMOSTRA (%)	CAMADA	AM COTA	REC. DA AMOSTRA (%)	CAMADA	COTA	REC. DA AMOSTRA (%)	CAMADA	COTA	REC. DA AMOSTRA (%)	CAMADA	
0	3,66			3,66			3,42			3,08			O SIGNIFICADO PARA A CONVENÇÃO ADOTADA PARA CADA CAMADA DE SOLO REPRESENTADA ENCONTRA-SE NA FIG. II.4
1	2,66			2,66			2,42			2,08			
2	1,66			1,66			1,42			1,08			
3	0,66			0,66			0,42			0,08			
4	-0,34			-0,34			-0,58			-0,92			
5	-1,34			-1,34			-1,58			-1,92			
6	-2,34			-2,34			-2,58			-2,92			
7	-3,34			-3,34			-3,58			-3,92			
8	-4,34			-4,34			-4,58	50		-4,92	55		
9	-5,34			-5,34	0		-5,58	60		-5,92	50		
10	-6,34			-6,34	0		-6,58			-6,92			
11	-7,34	60		-7,34			-7,58	80		-7,92			
12	-8,34			-8,34	0		-8,58			-8,92	0		
13	-9,34	0		-9,34	0		-9,58	60		-9,92	67		
14	-10,34			-10,34	100		-10,58			-10,92	100		
15	-11,34	0		-11,34	0		-11,58	0		-11,92	0		
16	-12,34	0		-12,34	0		-12,58			-12,92	90		
17	-13,34	0		-13,34	100		-13,58	80		-13,92			
18	-14,34	100	-14,34	0	-14,58		-14,92						
19	-15,34		-15,34		-15,58		-15,92						
AMOSTREADOR TUBULAR Ø INT = 75 mm COMP = 500 mm							AMOSTREADOR TUBULAR Ø INT = 100 mm COMP = 1000 mm						

**TABELA II.3 — TABELA GERAL DAS SONDAGENS REALIZADAS P/ EXTRAÇÃO DE AMOSTRAS INDEFORMADAS
AMOSTRADOR TUBULAR DE PAREDES FINAS**

ENSAIOS											
AMOSTRA	TRIAxIAL		ADENSAMENTO	PALHETA DE LABORATÓRIO	h (Z)		γ nat		G	ANÁLISE GRANULO-MÉTRICA	LIMITES DE ATTERBERG
	$\sigma'_c = \sigma'_{vo}$	$\sigma'_c \sigma'_{vo}$			LAB.	IN SITU	LAB.	IN SITU			
ATERRO - GLOBAL					0				0	0	0
ATERRO-P.SUPERIOR						0		0		0	
ATERRO-P.INTERM.						0		0		0	
ATERRO-P.INFERIOR						0		0		0	
SM4-1A, 11 a 11,5					0						
SM4-1B,14,5 e 15					0		0		0	0	0
SM4-1B, 17 a 17,5					0		0		0	0	0
SM4-1A, 18,5 a 19					0		0		0	0	0
SM10-1A, 8 a 9			0	0	0		0		0		
SM10-1B, 8 a 9				0	0						
SM10-1A, 9 a 10			0		0		0		0		
SM10-1B, 9 a 10	0		0	0	0		0		0		
SM10-1A, 11 a 12	0		0	0	0		0		0		
SM10-1A, 13 a 14	0	0	0	0	0		0		0		
SM10-1B, 13 a 14				0							
SM10-1B, 14 a 15			0	0	0		0		0		
SM10-1B, 16 a 17	0	0	0	0	0		0		0		
SM10-1A, 17 a 18			0	0	0		0		0		

CONVENÇÃO:

0 - Amostras Indeformadas

● - Amostras Deformadas

TABELA II.4 - TABELA GERAL DOS ENSAIOS REALIZADOS

AMOSTRAS INDEFORMADAS E DEFORMADAS

SM-1					SM-2					SM-3					SM-4				
COTA	LIMITES DE ATTERBERG				COTA	LIMITES DE ATTERBERG				COTA	LIMITES DE ATTERBERG				COTA	LIMITES DE ATTERBERG			
	h (Z)	(Z)		IP (Z)		h (Z)	(Z)		IP (Z)		h (Z)	(Z)		IP (Z)		h (Z)	(Z)		IP (Z)
		LL	LP				LL	LP				LL	LP				LL	LP	
-2,55					- 6,59					- 4,29					- 4,34				
a	107,8	70	27	43	a	87,6	103	40	63	a	97,1	-	-	-	a	76,2	76	21	55
-3,00					7,04					- 4,74					- 4,79				
-5,55					- 9,59					- 7,29					- 7,34				
a	92,2	56	17	69	a	113,1	119	32	87	a	90,2	-	-	-	a	88,5	90	23	67
-6,00					-10,04					- 7,74					- 7,79				
-8,55					-12,59					-10,29					-10,34				
a	107,3	131	35	96	a	80,1	119	31	88	a	114,5	-	-	-	a	87,9	107	25	82
-9,00					-13,04					-10,74					-10,79				
-11,55										-13,29					-13,34				
a	84,9	101	29	72						a	82,0	-	-	-	a	79,1	117	27	90
- 12,00										-13,74					-13,79				

* OBS.: OS LIMITES DE ATTERBERG FORAM DETERMINADOS COM SECAGEM PREVIA DAS AMOSTRAS.

TABELA II.5 - TABELA DE RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

AMOSTRAS RECUPERADAS PELO AMOSTRADOR RAYMOND-TERZAGHI DE 50 mm (SPT)

SM-5					SM-6					SM-7					SM-8				
COTA	h (Z)	LIMITES DE ATTERBERG		IP (Z)	COTA	h (Z)	LIMITES DE ATTERBERG		IP (Z)	COTA	h (Z)	LIMITES DE ATTERBERG		IP (Z)	COTA	h (Z)	LIMITES DE ATTERBERG		IP (Z)
		LL	LP				LL	LP				LL	LP				LL	LP	
+ 1,45 a	114,8	-	-	-	- 6,21 a	60,4	-	-	-	- 2,26 a	76,3	-	-	-	- 4,71 a	64,8	-	-	-
- 1,00					- 6,66					- 2,71					- 5,16				
+ 0,45 a	-	119	39	80	- 7,21 a	-	115	38	77						- 7,71 a	76,5	-	-	-
0,00					- 7,66										- 8,16				
- 1,55 a	120,2	-	-	-	- 9,21 a	101,9	-	-	-										
- 2,00					- 9,66														
- 3,55 a	-	113	33	80	-10,21 a	-	108	39	69										
- 4,00					-10,66														
- 5,55 a	80,6	-	-	-	-12,21 a	103,9	-	-	-										
- 6,00					-12,66														
- 7,55 a	-	121	34	87	-13,21 a	-	110	38	72										
- 8,00					-13,66														
- 9,55 a	100,0	-	-	-															
-10,00																			
-11,55 a	-	103	32	71															
-12,00																			
-13,55 a	123,1	-	-	-															
-14,00																			

* OBS.: OS LIMITES DE ATTERBERG FORAM DETERMINADOS COM SECAGEM PRÉVIA DAS AMOSTRAS.

TABELA II.6 - TABELA DE RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO - AMOSTRAS RECUPERADAS PELO AMOSTRADOR RAYMOND-TERZAGHI DE 50 mm (SPT)

SM-9				SM-10				SM-11			
COTA	LIMITES DE ATTERBERG			COTA	LIMITES DE ATTERBERG			COTA	LIMITES DE ATTERBERG		
	h	(Z)	IP		h	(Z)	IP		h	(Z)	IP
	(Z)	LL	LP		(Z)	LL	LP		(Z)	LL	LP
- 6,85 a				- 2,42 a				- 4,16 a			
	55,1	71	24	47	88,0	101	23	78	112,4	-	-
- 7,30				- 2,87				- 4,61			
- 9,85 a				- 5,42 a				- 6,16 a			
	89,7	116	32	84	78,7	99	21	78	-	108	31
-10,30				- 5,87				- 6,61			
-12,85 a				- 9,42 a				- 8,16 a			
	77	82	26	56	81,0	102	24	78	97,4	-	-
-13,30				- 9,87				- 8,61			
				-12,42 a				-10,16 a			
					70,0	104	25	79	-	104	28
				-12,87				-10,61			
								-12,16 a			
									92,4	-	-
								- 12,61			
								- 14,16 a			
									-	111	30
								- 14,61			81

* OBS.: OS LIMITES DE ATTERBERG FORAM DETERMINADOS COM SECAGEM PRÉVIA DAS AMOSTRAS.

TABELA II.7 - TABELA DE RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO - AMOSTRAS RECUPERADAS PELO AMOSTRADOR RAYMOND-TERZAGHI DE 50 mm (SPT)

AMOSTRA	PROFUNDIDADE	h (%)	γ_{nat} (kN/m ³)	LIMITES DE ATTERBERG				ANÁLISE GRANULOMÉTRICA				
				G	(%)			(%)				
					LL	LP	IP	PEDREGULHO	AREIA	SILTE	ARGILA	(2)
SM4-1A	11 a 11,5	95,90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SM4-1B o 1. 25 cm	14,5 a 15	145,97	12,78	2,68	116,0	42,0	74,0	0,0	12,0	22,0	66,0	58,0
SM4-1B o 2. 25 cm	14,5 a 15	135,50	-	-	118,5	45,5	73,0	-	-	-	-	-
SM4-1B o 1. 25 cm	17 a 17,5	89,70	12,86	2,69	99,5	42,5	57,0	0,0	18,0	16,0	66,0	59,0
SM4-1B o 2. 25 cm	17 a 17,5	75,08	-	-	95,0	36,5	58,5	-	-	-	-	-
SM4-1A o 1. 25 cm	18,5 a 19	56,46	15,08	2,79	55,0	41,5	13,5	0,0	56,0	14,0	30,0	27,0
SM4-1A o 2. 25 cm	18,5 a 19	58,25	-	-	61,5	32,5	29,0	-	-	-	-	-
ATERRO CAJU AMOSTRA GLOBAL		3,40	-	2,67	25,7	19,5	6,2	30,0	52,0	6,0	12,0	11,0
ATERRO PLATÔ SUPERIOR		10,40	14,90	-	-	-	-	60,0	32,0	-	8,0	-
ATERRO PLATÔ INTERM.		8,90	19,60	-	-	-	-	22,0	68,0	-	10,0	-
ATERRO PLATÔ INFERIOR		12,10	12,80	-	-	-	-	20,0	62,0	-	18,0	-

OBS.: OS LIMITES DE ATTERBERG FORAM DETERMINADOS SEM SECAGEM PRÉVIA DAS AMOSTRAS

TABELA II.0 - TABELA GERAL DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

AMOSTRAS INDEFORMADAS E AMOSTRAS DEFORMADAS DO ATERRO.

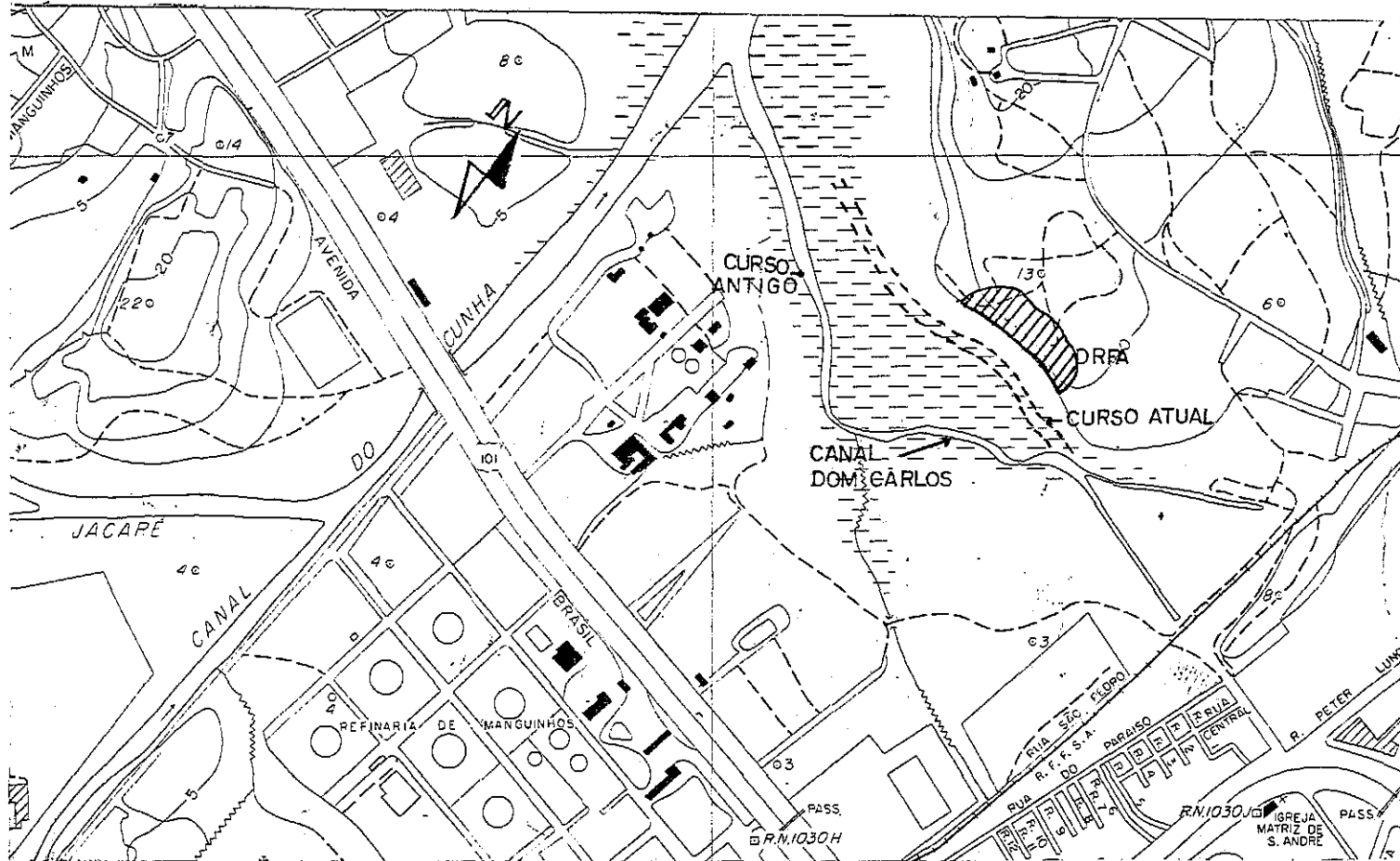
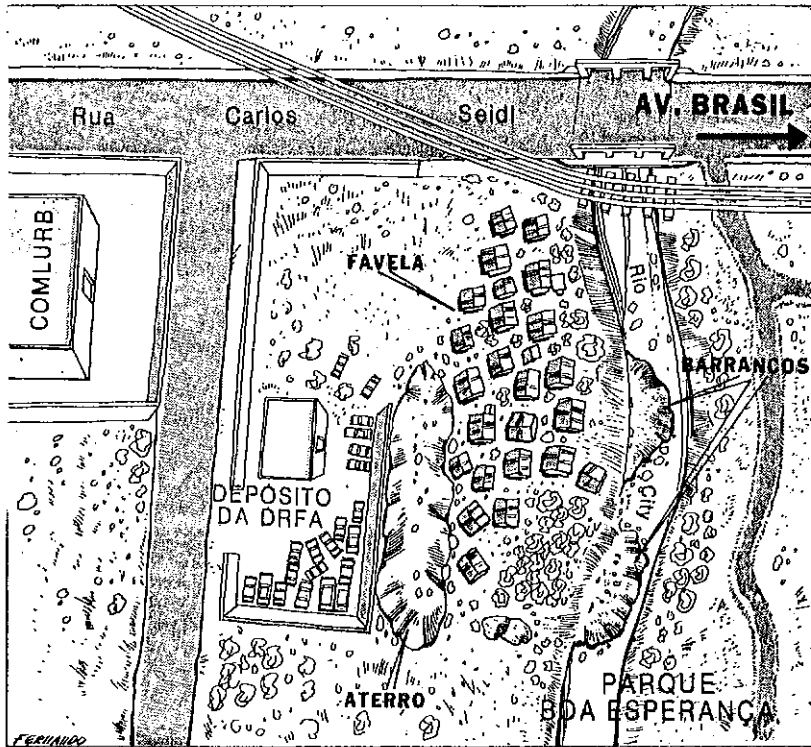


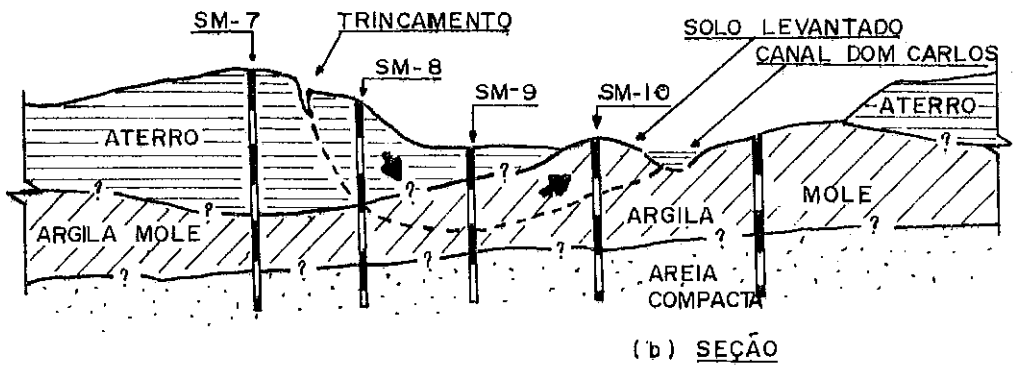
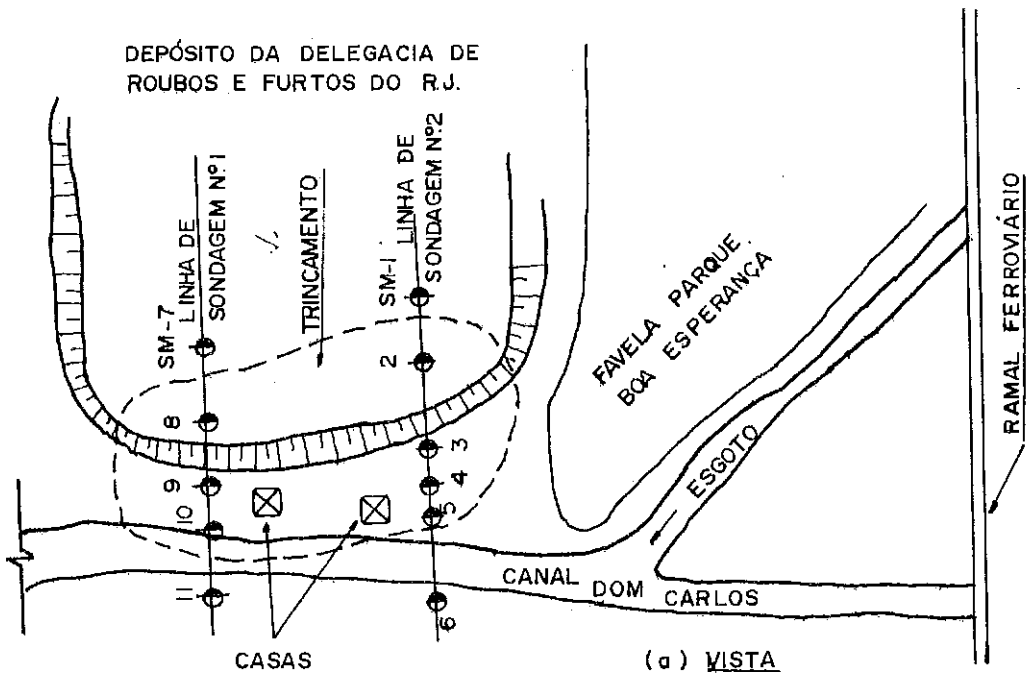
FIG. II.1 - AEROFOTOGRAMETRIA DE 1976 (Esc. 1:10.000)



DETALHE DA REGIÃO ASSINALADA



FIG. II.2- LOCALIZAÇÃO DO ATERRO



OBS.: SEM ESCALA

FIG. II.3 — CROQUIS ESQUEMÁTICO DA RUPTURA OCORRIDA E SONDAGENS PROGRAMADAS — VISTA E SEÇÃO

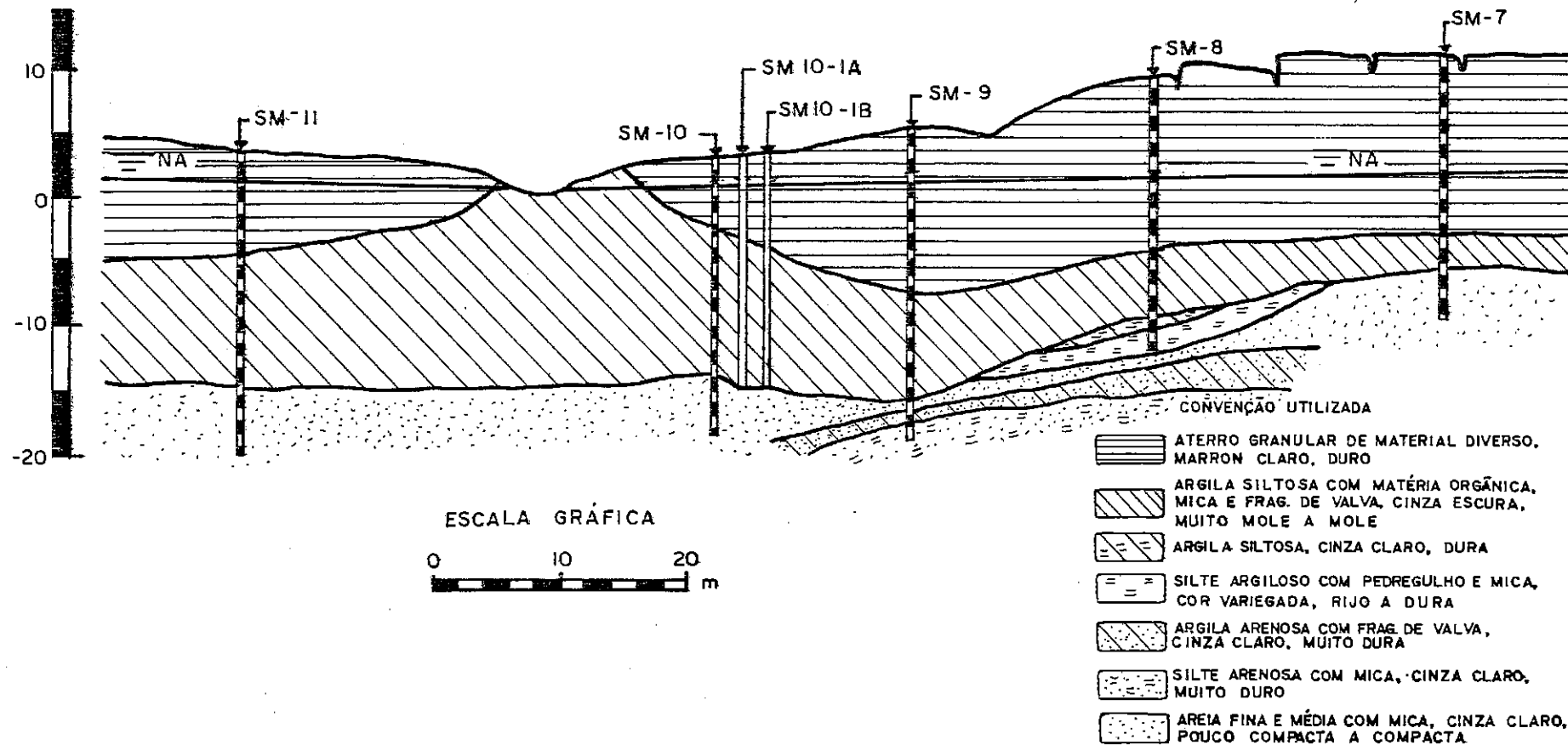
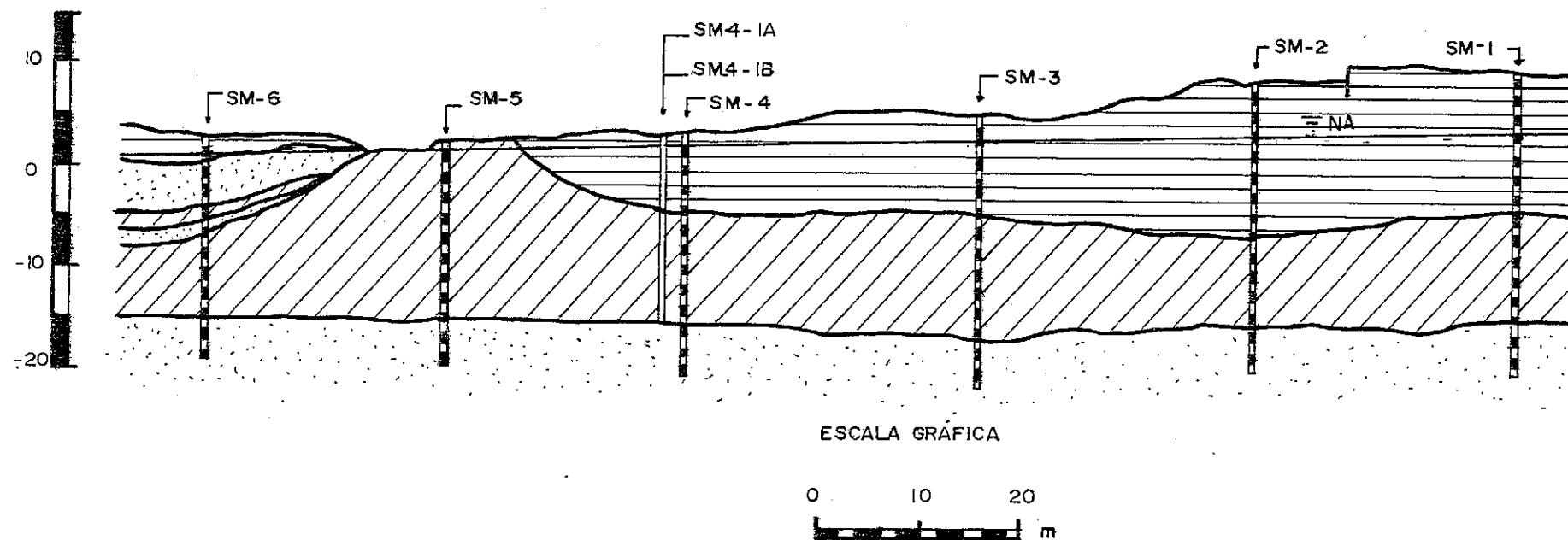


FIG. II.4 – PERFIL GEOLÓGICO DA LINHA DE SONDAAGEM Nº 1



OBS.: A CONVENÇÃO UTILIZADA ENCONTRA-SE NA FIG.II.3

FIG.II.5 — PERFIL GEOLÓGICO DA LINHA DE SONDAGEM Nº 2

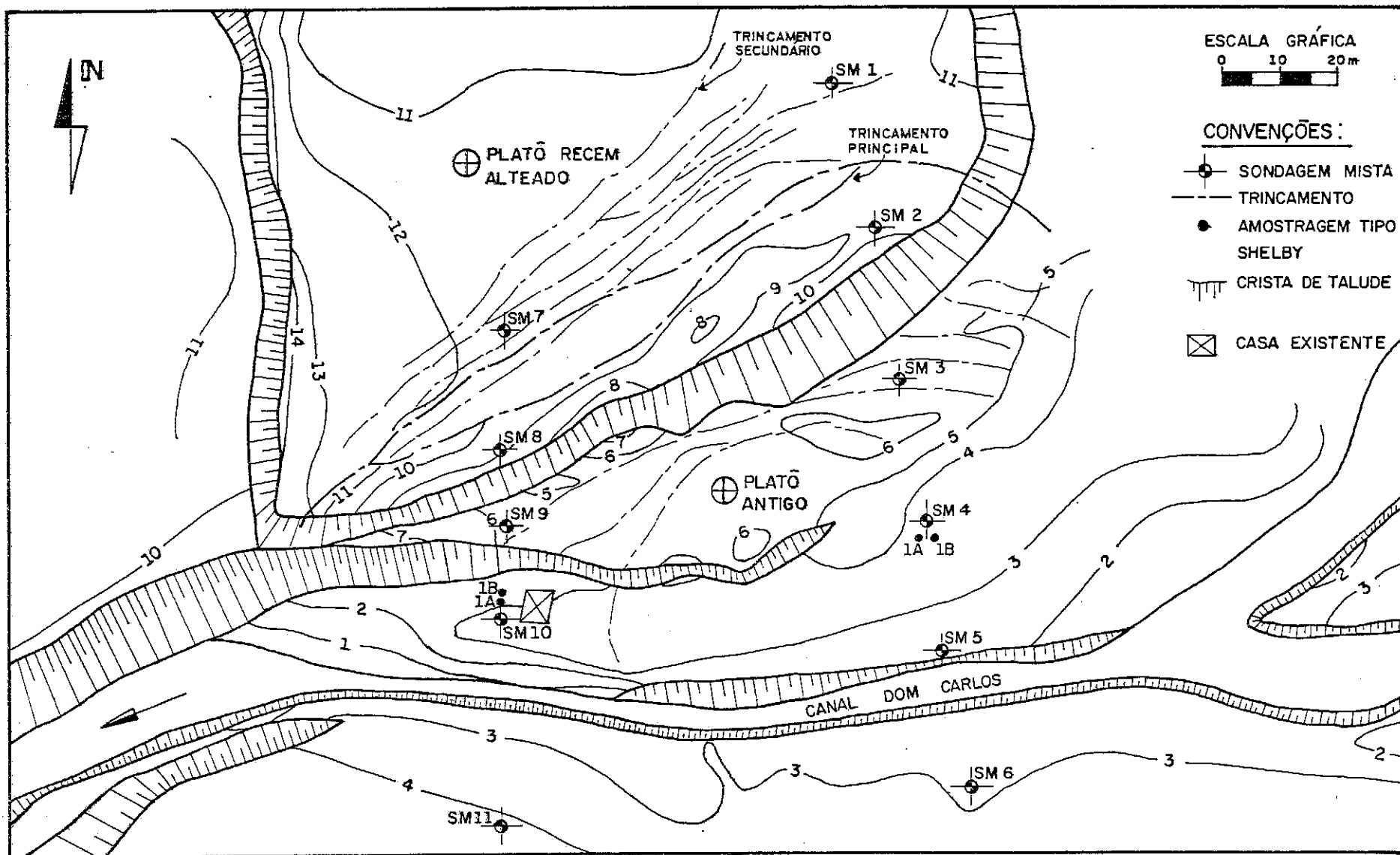


FIG. II.6 - PLANTA TOPOGRÁFICA E LOCAÇÃO DAS SONDAGENS

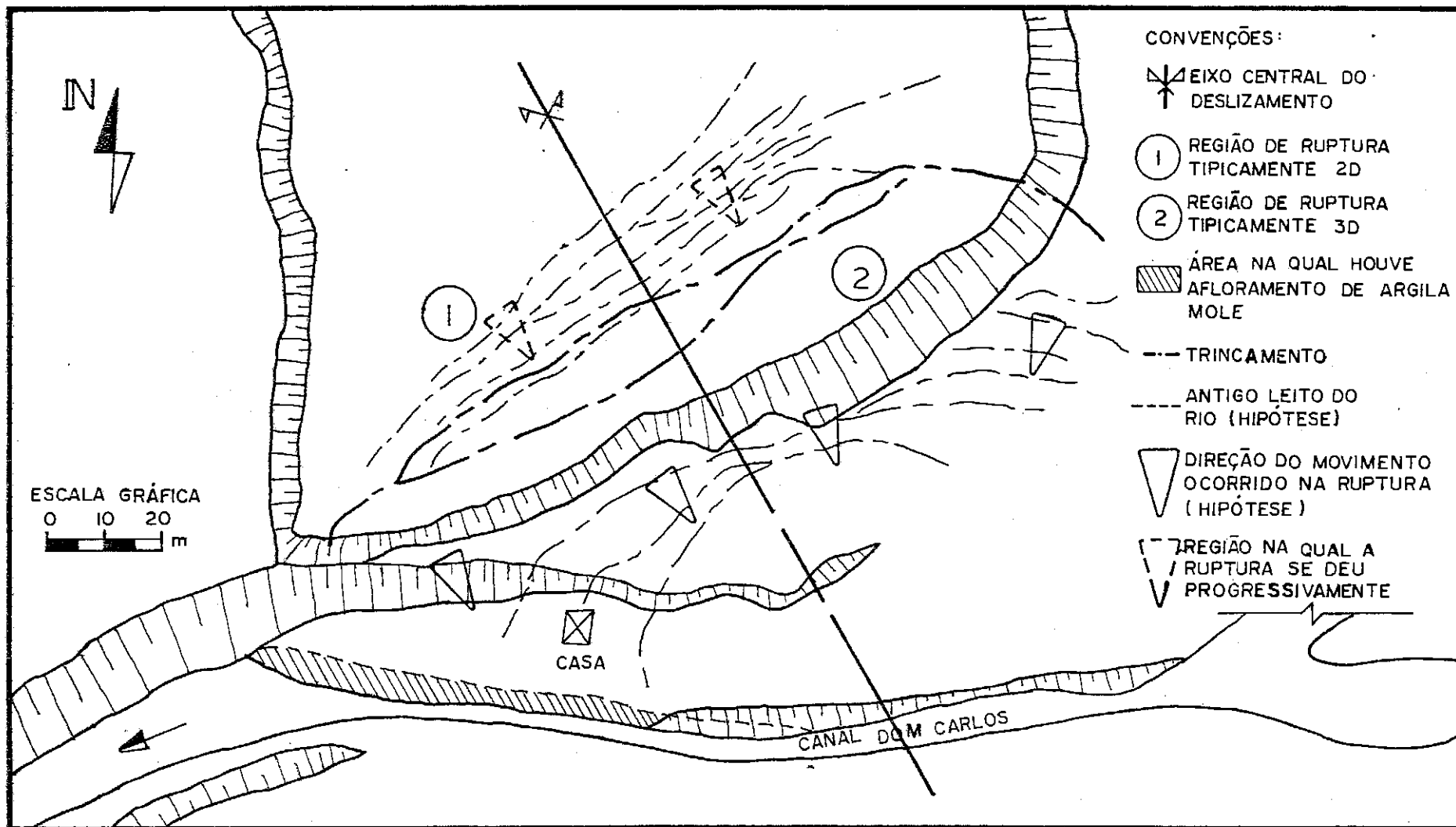


FIG. II.7 - ASPECTOS PARTICULARES DA RUPTURA OCORRIDA NO ATERRO DO CAJU

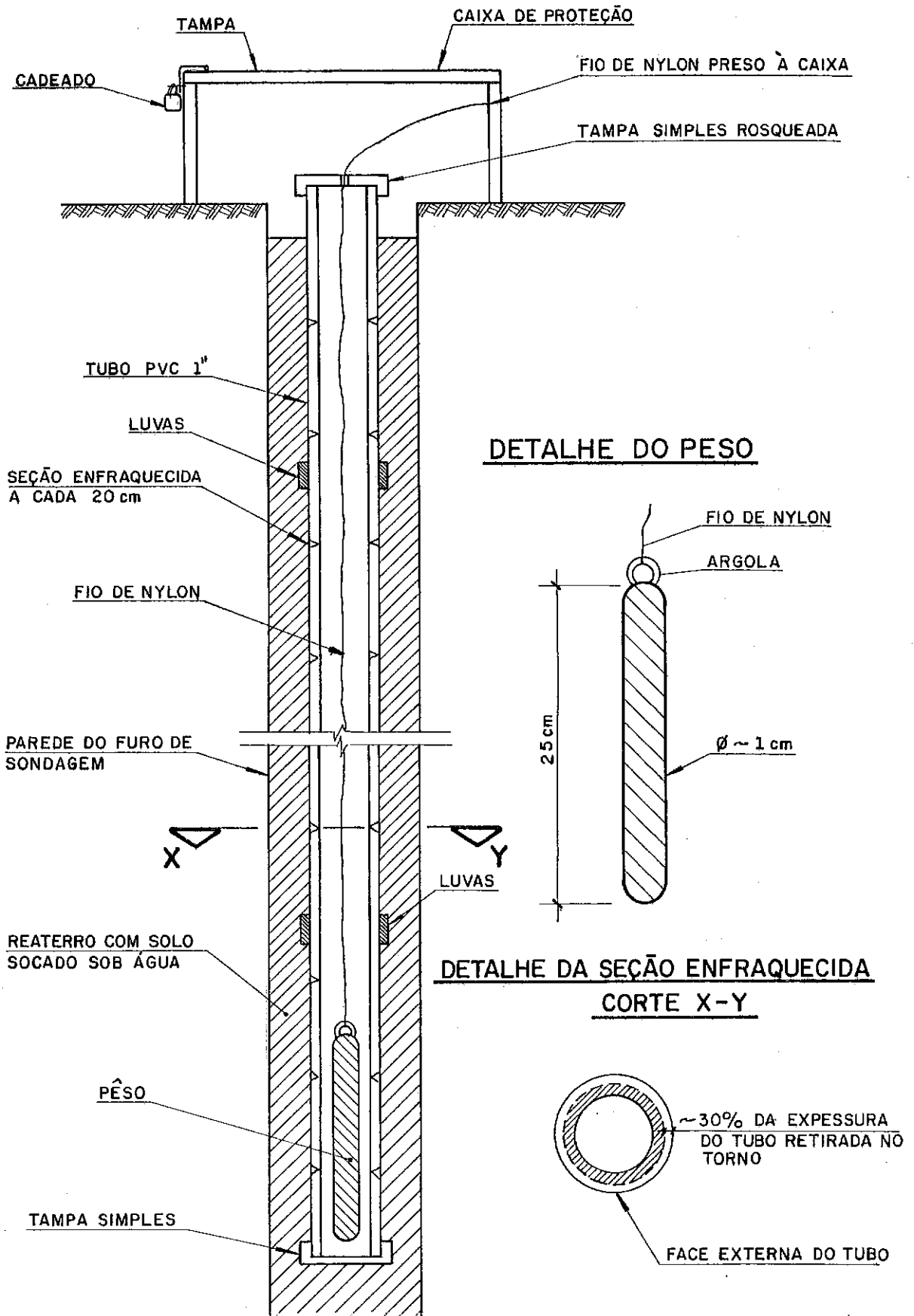


FIG. II. 8 - INDICADOR DE SUPERFÍCIE DE RUPTURA UTILIZADO

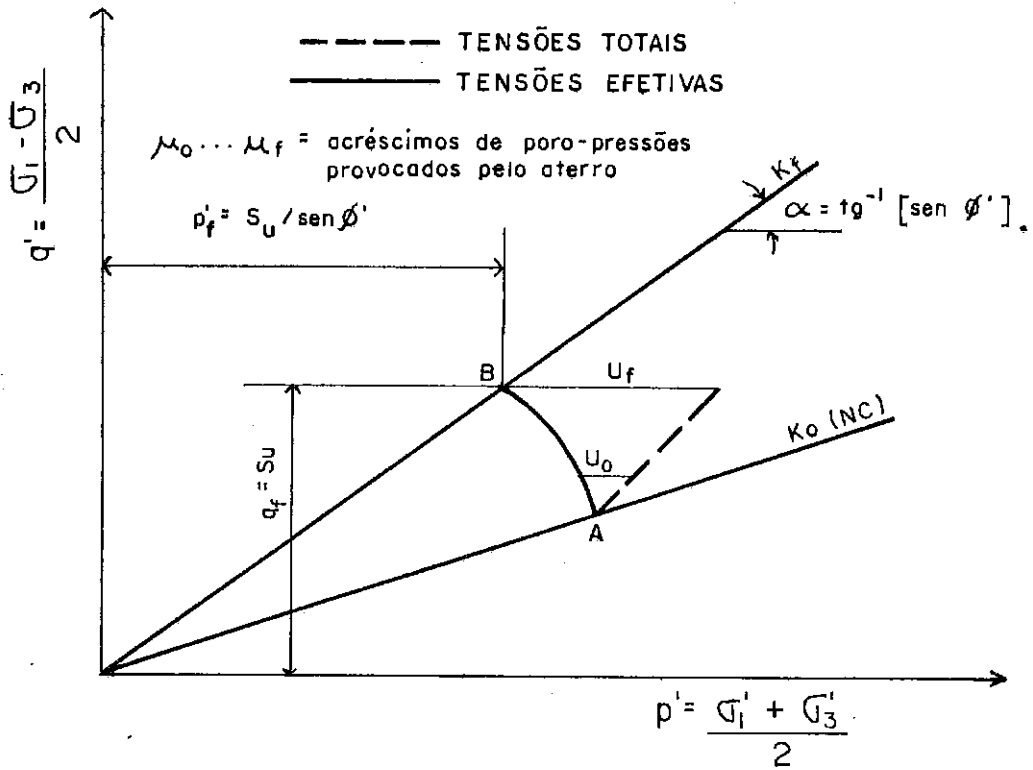
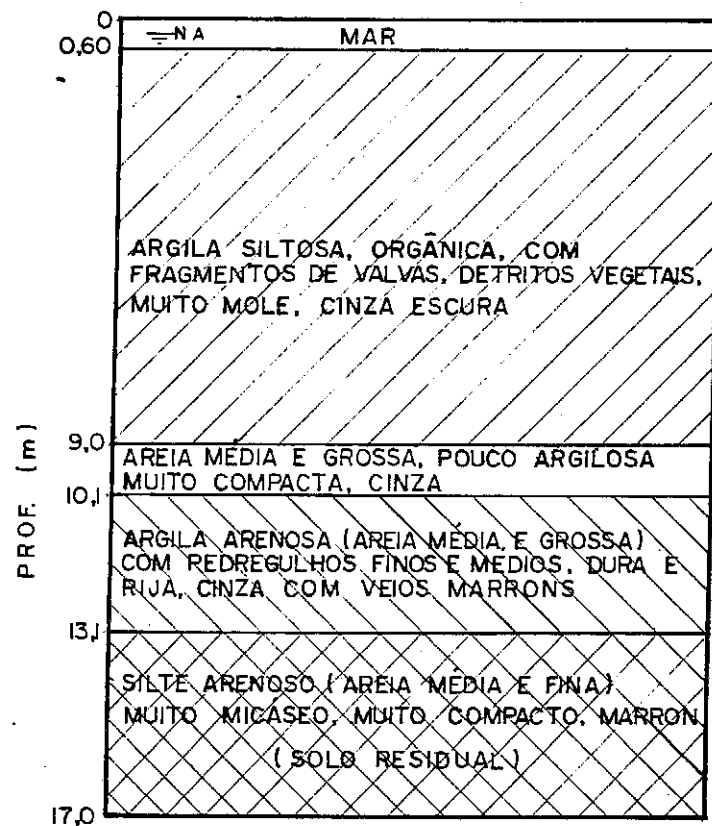
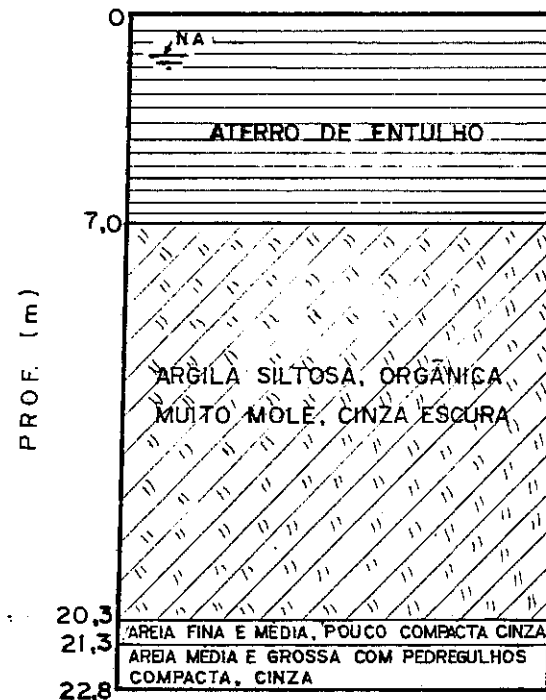


FIG.II.9 — ACR\u00c9SCIMOS DE PORO-PRESS\u00d5ES INDUZIDOS NA FUNDA\u00c7\u00c3O PELO ALTEAMENTO DO ATERRO



(A) - PERFIL TÍPICO DO SUBSOLO ESTUDADO ENTRE A PONTA DO CAJU E A FOZ DO RIO MERITI



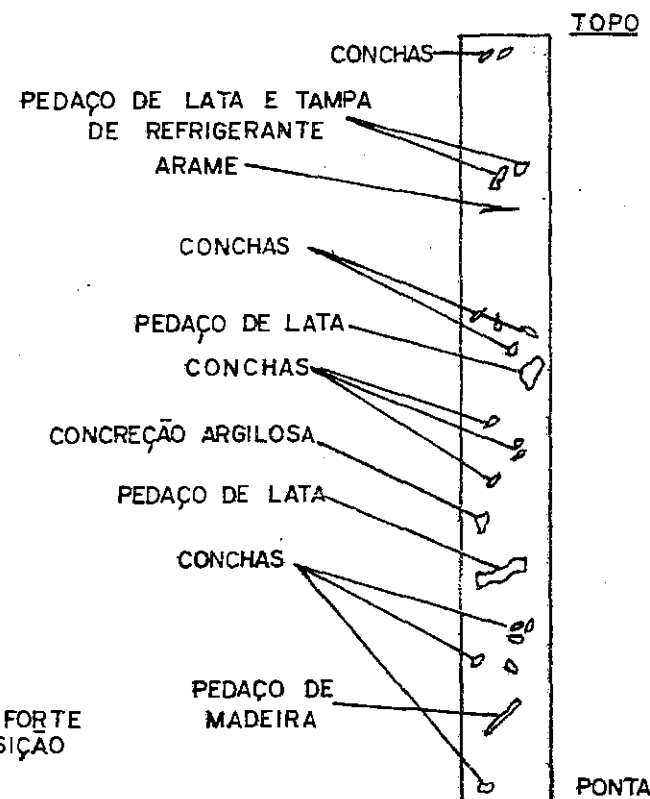
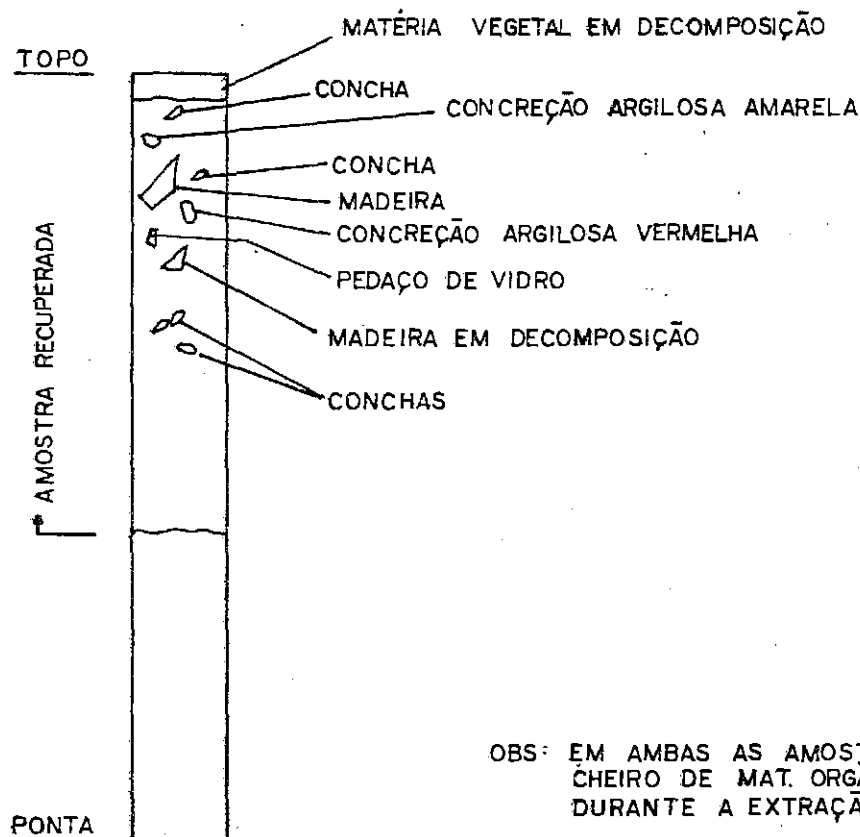
(B) - PERFIL DA ZONA ENTRE A PONTA DO CAJU E A ILHA DO PINHEIRO, ONDE DESEMBOLÇA O CANAL DO CUNHA

FIG. II.10 - PERFIL GEOLÓGICO DO LITORAL DA BAÍA DE GUANABARA - APUD ARAGÃO, 1975

SM 4 - 1A
11 a 11,5

ESCALA GRÁFICA
0 10 20 cm

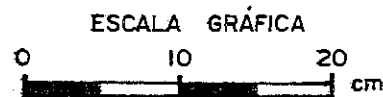
SM 4 - 1B
14,5 a 15



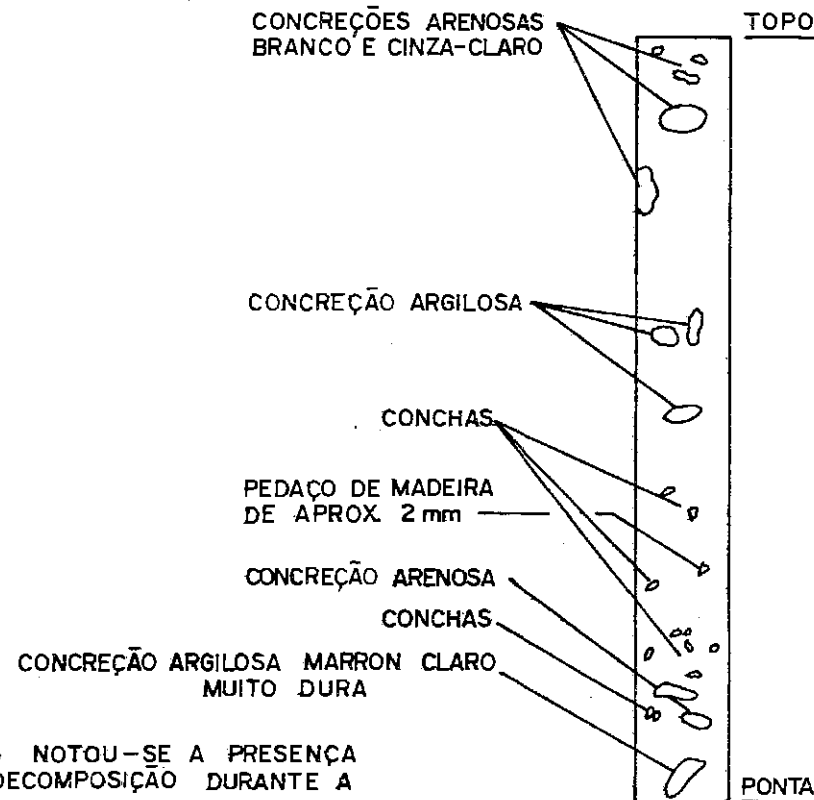
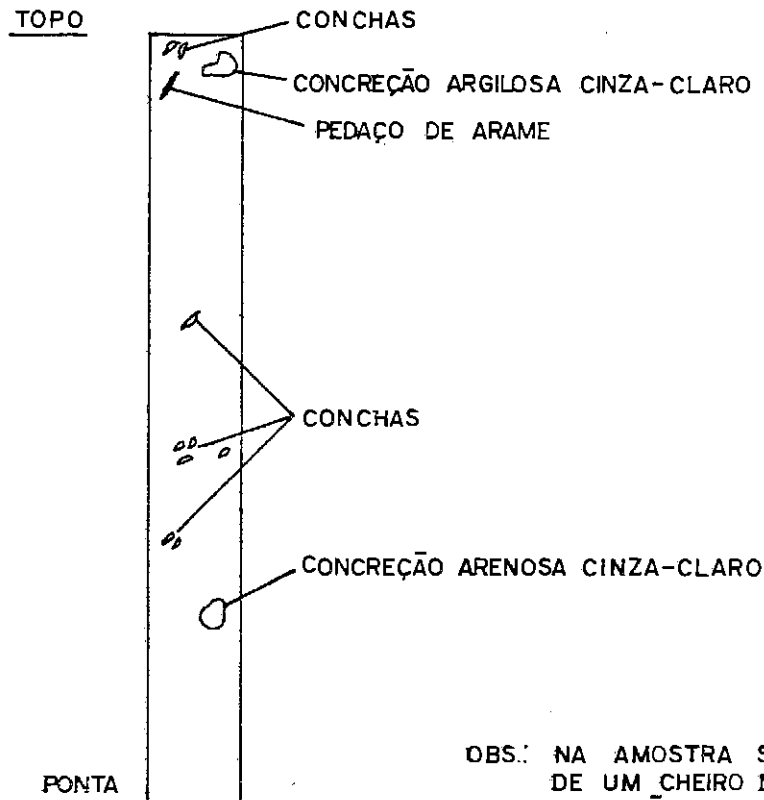
OBS: EM AMBAS AS AMOSTRAS NOTOU-SE UM FORTE CHEIRO DE MAT. ORGÂNICA EM DECOMPOSIÇÃO DURANTE A EXTRAÇÃO DA ARGILA

FIG. II. 11 - MATERIAL ENCONTRADO NOS AMOSTRADORES TUBULARES DE Ø 75mm
AMOSTRA SM4-1A, 11 a 11,5 e SM4-1B, 14,5 a 15

SM 4 - IB
17 a 17,5



SM 4 - IA
18,5 a 19



OBS.: NA AMOSTRA SM 4-IB, 17 a 17,5 NOTOU-SE A PRESENÇA DE UM CHEIRO DE MAT. ORG. EM DECOMPOSIÇÃO DURANTE A EXTRAÇÃO DE ARGILA

FIG. II. 12 - MATERIAL ENCONTRADO NOS AMOSTRADORES TUBULARES DE Ø 75mm AMOSTRA SM4-IB, 17 a 17,5 e SM4-IB, 18,5 a 19

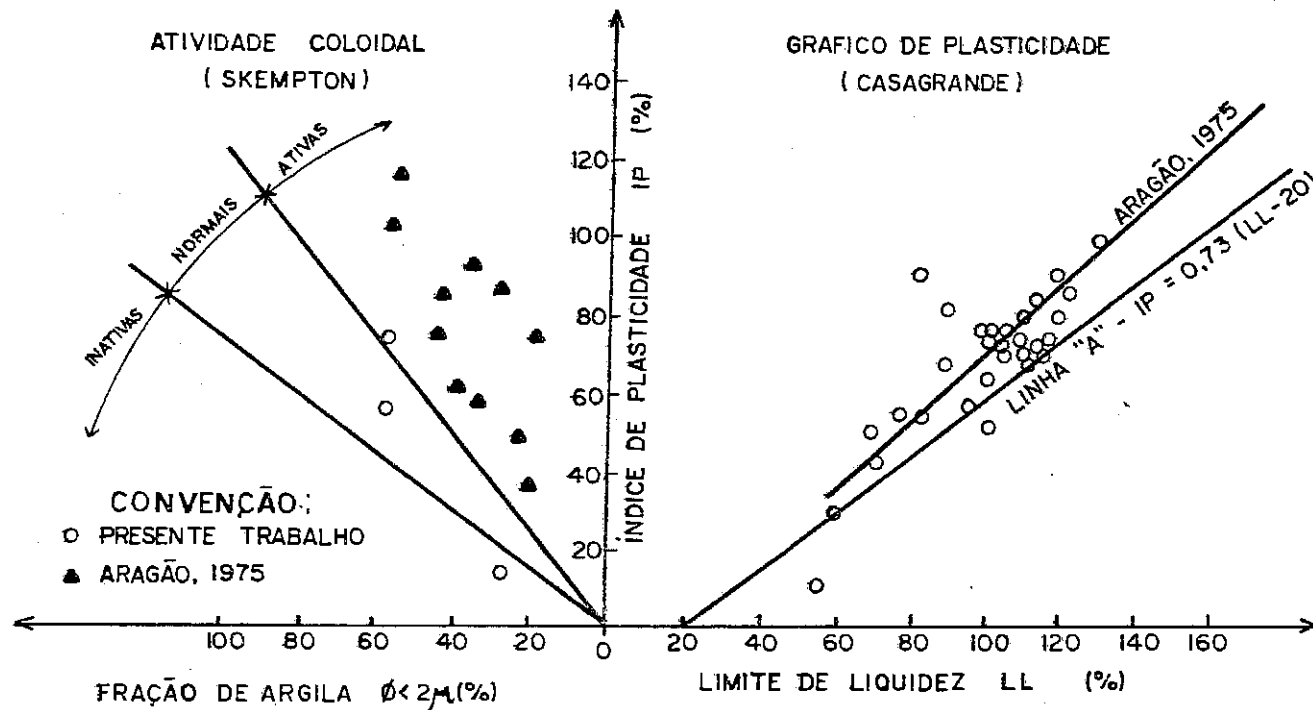


FIG. II.13 - ÍNDICES DE CONSISTÊNCIA DA ARGILA DO CAJU E COMPARAÇÃO COM A ARGILA DO LITORAL DA BAÍA DE GUANABARA

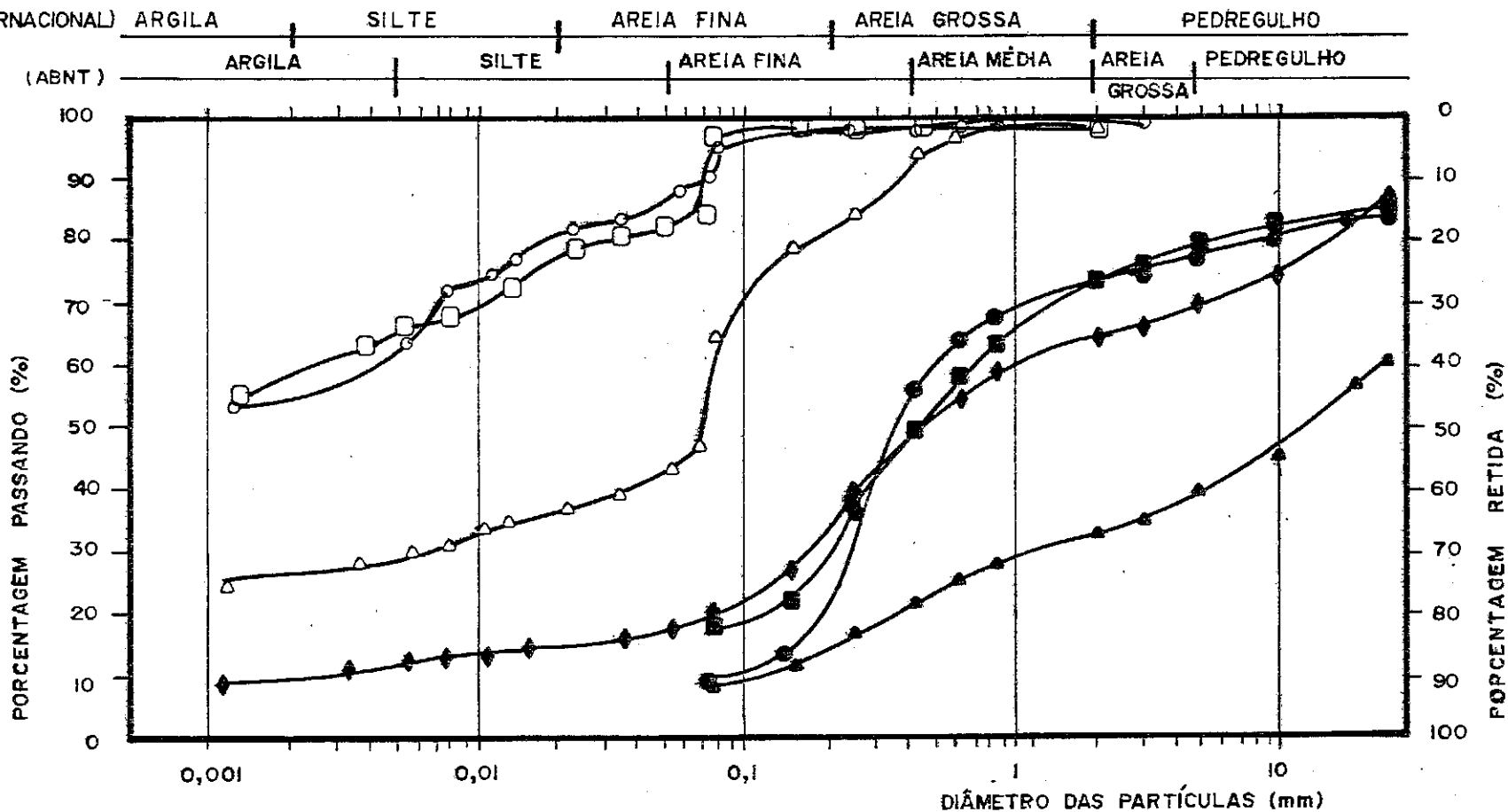


FIG. II 14 — CURVAS GRANULOMÉTRICAS
ARGILA CINZA E ATERRO DO CAJU

SÍMBOLO	AMOSTRA
○	SM4-IB, 14,5 a 15 - 1º 25 cm
□	SM4-IB, 17 a 17,5 - 1º 25 cm
△	SM4-IA, 18,5 a 19 - 1º 25 cm
●	ATERRO - PLATÔ INTERM.
■	ATERRO - PLATÔ INFERIOR
▲	ATERRO - PLATÔ SUPERIOR
◆	ATERRO - AMOSTRA GLOBAL

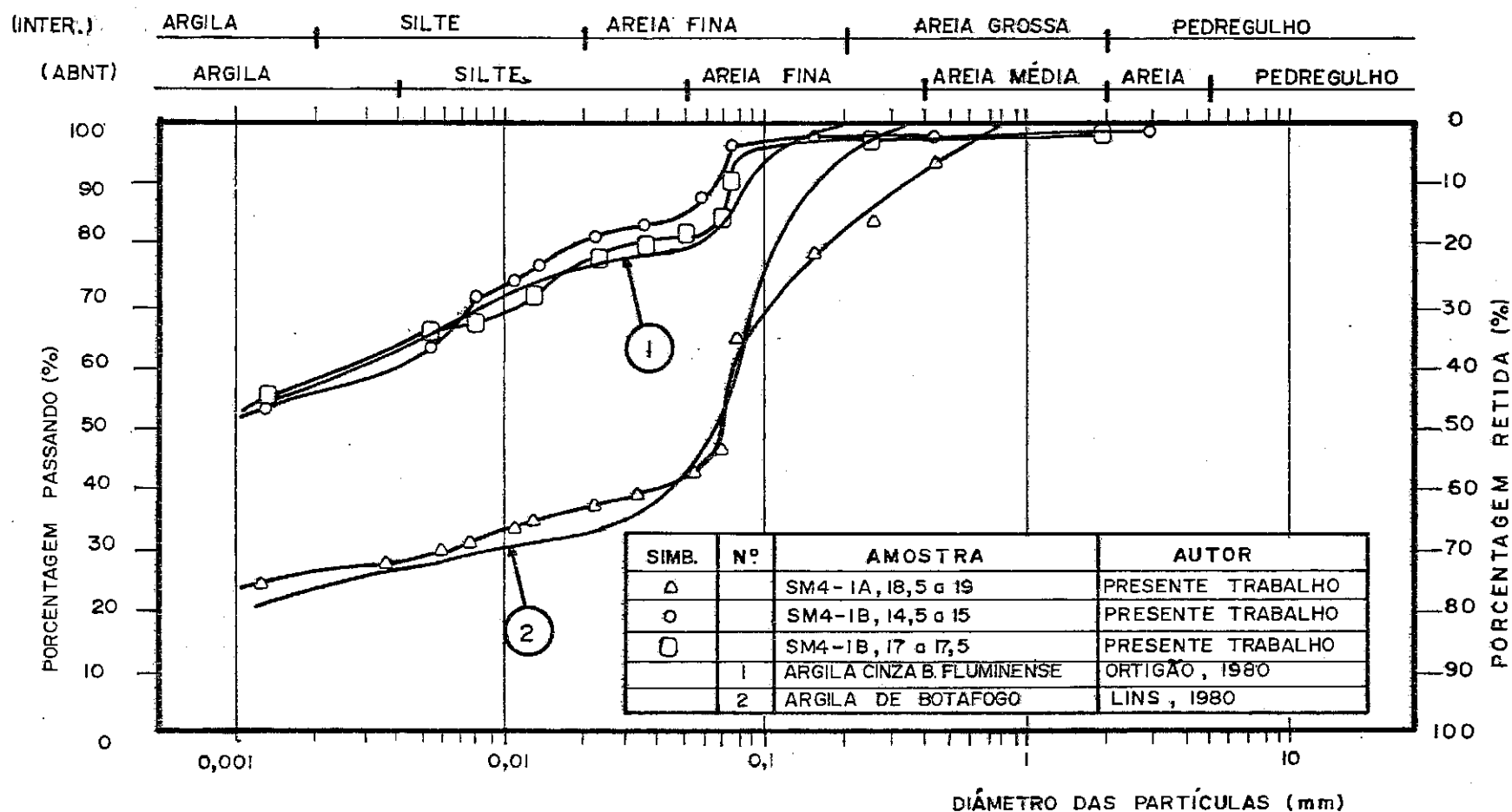


FIG.II.15 - CURVAS GRANULOMÉTRICAS
COMPARAÇÃO COM RESULTADOS DE OUTRAS ARGILAS

CAPÍTULO III

ENSAIOS OEDOMÉTRICOS

CAPÍTULO III

ENSAIOS GEOMÉTRICOS

III.1 - INTRODUÇÃO

Apresentam-se neste capítulo os resultados de uma campanha de ensaios oedométricos visando principalmente a obtenção da história de tensões da argila. Procurou-se, adicionalmente, comparar os resultados aqui obtidos como os de pesquisas anteriores em argilas de mesma formação geológica (COUTINHO [29], DUARTE [34], ARAGÃO [5] e ORTIGÃO [95].)

III.2 - EQUIPAMENTO E PROCEDIMENTO DE ENSAIO

Os ensaios de adensamento foram realizados em corpos de prova (CP) obtidos nos amostradores de diâmetro de 100mm ao longo de toda a profundidade, com exceção do trecho compreendido entre 15 e 16 m de profundidade, já que nesta região não foi possível a amostragem.

Os CP para estes ensaios foram moldados em anéis de aço inoxidável com 20mm de altura e diâmetro interno de 87,5mm, correspondendo a uma área de aproximadamente 80 cm². Para a moldagem e ajustamento final destes CP nas células de adensamento e estas nas suas respectivas prensas, alguns procedimentos se faziam necessários, a saber:

- (1) O anel de aço era inicialmente lubrificado internamente com graxa de silicone para, a seguir, ser introduzido na amostra por cravação lenta;
- (2) Esta cravação era feita com o amostrador no extrator horizontal, fixando-se o anel na extremidade deste e acionando-se lentamente o pistão do equipamento, de forma que a argila preenchesse totalmente o anel. Tomava-se o cuidado, nesta fase, em se manter o alinhamento do eixo central do corpo de prova com o anel;
- (3) Tendo sido realizadas as etapas (1) e (2) iniciava-se a moldagem final do CP, através da retirada cuidadosa do solo excedente, limpeza do anel e pesagem na balança do conjunto anel + solo (cuja precisão era de 0,01g);
- (4) Montava-se a célula de adensamento, tomando-se cuidado em se verificar o estado dos anéis de borracha, para, com isso, evitar o vazamento ao longo do ensaio. Em algumas células fez-se necessária a introdução de graxa de silicone nas juntas das mesmas, face ao inconveniente citado. O papel^o filtro utilizado no topo e base do CP foi do tipo Whatman n. 54;
- (5) Colocava-se de forma cuidadosa a célula na prensa tipo Bishop, com razão de carregamento da ordem de 1:11 e fabricação Wykehan Farrance Ltd., procurando-se manter em equilíbrio todo o sistema através de regulagens nos pesos do braço de alavanca. Uma especial atenção foi tomada em relação a se manter a horizontalidade do braço ao longo de todo o ensaio, através de constantes ajustes no sistema de aplicação de cargas;

(6) Enchia-se a bacia de saturação da célula cerca de 3 a 5 minutos após a aplicação da carga inicial de 2,5 kPa, e início das leituras. Não se observou, nesta fase, tendência ao inchamento do corpo de prova.

Procurou-se nos ensaios obter-se sequências de carregamento com pequenos acréscimos, através de uma relação adotada de $\Delta p/p$ de 0,5, aplicada de forma a melhor definir o valor de σ'_{vm} nos trechos iniciais da curva, conforme recomendações de BJERRUM [14]. Tal procedimento vem a tornar mais difícil, segundo LADD [62], a obtenção do tempo final de adensamento primário e cálculo do coef. de adensamento. Logo, por esta razão, os ensaios executados com o objetivo de comparação de σ'_{vm} com deformações ao final do primário (t_p) e a 24 horas (t_{24}), foram realizados com razões de carregamento igual a 1.

O resumo de todos os ensaios realizados encontra-se na tabela (III.1).

No cálculo dos ensaios foi utilizada a curva deformação específica vertical, em porcentagem, versus log. da pressão vertical efetiva, conforme recomendação de LADD [62]. Os parâmetros de compressibilidade foram determinados conforme a figura (III.1), sendo que o valor da pressão de pré-adensamento foi obtido segundo o método de CASAGRANDE [23], com as deformações finais de cada estágio de carga (a 24 hs). O coeficiente de adensamento foi obtido através de método de TAYLOR [116], ou de $\sqrt{t}$.

III.3 - RESULTADOS OBTIDOS

A tabela (III.2) apresenta os valores do índice de vazios, da umidade inicial, da massa específica aparente, da densidade real dos grãos, da pressão de pré-adensamento, da razão de pré-adensamento, dos coef. de recompressão, compressão e expansão e da tensão efetiva vertical de campo, além de trazer observações pertinentes a qualidade das amostras ensaiadas (em termos de amolgamento) em função da configuração das curvas de deformação versus log. da pressão efetiva. Estes dados encontram-se plotados em função da profundidade, sendo apresentados às figuras (III.2) e (III.3). Correlações lineares foram traçadas com os pontos obtidos, e encontram-se, também, apresentadas nestas figuras.

Curvas de deformação versus logaritmo do tempo estão apresentadas nas figuras (III.4) a (III.11), correspondentes aos diferentes estágios de carga que cada um dos ensaios foi submetido. Não são apresentadas, entretanto, as curvas de expansão referentes aos descarregamentos realizados.

Curvas de deformação vertical específica versus log. da pressão vertical efetiva de consolidação encontram-se apresentadas nas figuras (III.12) a (III.15). Na figura (III.12) são apresentados os resultados dos ensaios realizados com $\Delta p/p$ igual a 1, com cálculo da def. vertical específica ao final de 24 hs, e ao final da consolidação primária, esta última calculada através da curva de $\sqrt{t}$ para os estágios iniciais de carga, onde a configuração das curvas de deformação versus log.t não possibilitava a determinação de t_p . Nas

figuras (III.13) e (III.14) encontram-se plotadas as curvas e_v versus $\log. \sigma'_{vc}$ para os ensaios restantes, no qual a relação de carregamento foi de $\Delta p/p$ igual a 0,5. Finalizando, a figura (III.15) apresenta todas as curvas mostradas nas figuras (III.12) a (III.14), com vistas a comparações entre as mesmas.

Os valores do coeficiente de adensamento, compressibilidade volumétrica, e permeabilidade, encontram-se plotados contra a pressão vertical final de cada estágio de carga ao longo das figuras (III.16), (III.17) e (III.18), respectivamente. Na figura (III.19) encontram-se plotadas as faixas de valores de C_v obtidas por outros autores para a argila de Sarapu, e a faixa obtida no presente trabalho, a título de comparação.

Visando a comparação dos diversos parâmetros de compressibilidade obtidos nos ensaios do presente trabalho, com aqueles referentes a pesquisas anteriores em argilas de mesma formação geológica, encontram-se apresentados ao longo das figuras (III.20) a (III.22) todos os resultados obtidos para a argila do Caju, de Sarapu e do litoral da Baía de Guanabara. Algumas observações com relação a estas comparações devem ser, entretanto, dadas:

- (1) Na superposição de resultados obtidos na argila do Caju com aqueles referentes a argila de Sarapu, através de dados apresentados em DUARTE [34], COUTINHO [29], e ORTIGÃO [95], procurou-se avaliar qual foi a influência do aterro do Caju sobre os parâmetros originais da argila, considerando-se, neste caso, que ambos os depósitos

comparados possuíam há décadas atrás as mesmas características oedométricas ao longo da profundidade, já que são argilas de mesma formação geológica e encontram-se geograficamente próximas;

(2) Com relação ao item (1) considerou-se arbitrariamente a profundidade (8) da argila do Calu como sendo igual ao nível superficial do depósito da argila de Sarapuí (cota zero). Visto que supõe-se, hipoteticamente, que antes do aterramento da orla marítima os depósitos encontravam-se topograficamente nivelados;

(3) As hipóteses levantadas nos itens (1) e (2) não tiveram como ser comprovadas, face a escassez de dados referentes a topografia do Calu em período anterior à ocupação urbana e viária;

(4) As hipóteses apresentadas em (1) e (2) também são válidas para as comparações efetuadas na figura (III.20) e (III.22), entre os dados obtidos na argila do Calu e aqueles referentes ao depósito de argila estudado por ARAGÃO [5], apresentado à figura (II.10-a). Neste caso pode-se supor, face à proximidade destas regiões, que tratam-se de áreas que tiveram aproximadamente o mesmo perfil geológico antes do aterramento;

(5) Com relação ao item (4) considerou-se o nível inicial do depósito do litoral da Baía de Guanabara (cota 0,60), como sendo equivalente àquele referente a argila do Calu;

(6) Os ensaios complementares de adensamento para a tese de ARAGÃO [5] foram executados no depósito de argila orgânica apresentado à figura (II.10-b), cujo perfil se assemelha aproximadamente a situação atual do trecho em estudo no Calu (furo SM10). As informações apresentadas neste trabalho foram utilizadas, na presente pesquisa, com o objetivo de ressaltar algumas observações particulares pertinentes ao atual caso em estudo, como o subadensamento e o amolgamento da argila;

(7) Todas as comparações realizadas neste capítulo servem apenas como ilustração da influência exercida pelo aterramento sobre os parâmetros originais, físicos e oedométricos, do depósito de argila. Estas comparações só devem ser analisadas qualitativamente, já que a mesma só se dá ao longo de um perfil isolado da região (furos SM10-1A e SM10-1B) que não representa, obviamente, as distintas seções geológicas transversais existentes no Calu.

III.4 - DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

III.4.1 - História de Tensões

Os ensaios de adensamento evidenciaram a existência de um subadensamento ao longo de toda a camada, como pode ser observado através dos valores de OCR da tabela (III.2). Isto pode ser explicado em virtude do recente alteamento do aterro de entulho do Calu, que levou com que as poro-pressões induzidas na camada de argila não tivessem tempo, ainda, de se dissiparem totalmente. Esta suposição leva a conclusão de que

as tensões efetivas verticais atuais do depósito devem ser bem inferiores àquelas inicialmente supostas, estando provavelmente com valores próximos às pressões de pré-adensamento. ARAGÃO [5] através dos seus ensaios oedométricos chegou às mesmas conclusões acima expostas. Cabe ressaltar, inclusive, que outros trabalhos (ORTIGÃO, [95] e DUARTE [34]) constataram serem normalmente adensados os perfis geológicos originais da argila da Baixada Fluminense, o que justificaria esta proximidade dos valores atuais de σ'_{vo} e σ'_{vm} .

O cálculo de OCR ($\sigma'_{vm} / \sigma'_{vo}$) se realizou utilizando-se do valor encontrado para σ'_{vm} pelo método de Casagrande e o valor final de adensamento de σ'_{vo} , valor este obtido com os dados apresentados no capítulo II. Para a obtenção do valor de σ'_{vm} algumas observações devem ser consideradas e comentadas, a saber:

- (1) Realizaram-se ensaios com razão $\Delta p/p$ de 0,5 até 40 kPa, visto que o valor de σ'_{vm} situava-se nesta ordem de grandeza;
- (2) Realizaram-se 3 ensaios oedométricos com laço de descarregamento e carregamento, em amostras obtidas em distintas profundidades do depósito.

A adoção do procedimento descrito em (1) se deve às recomendações dadas por LADD [62] em se utilizar pequenos incrementos de tensão na vizinhança da pressão de pré-adensamento, possibilitando com isto uma melhor definição da curva $e_v \times \log \sigma'_{vc}$. LEROUÉIL et al [74], citado em COUTINHO

[30], concluíram que o valor de σ'_{vm} pode ser adequadamente estimado por ensaios oedométricos convencionais, com deformações calculadas a 24 hs e relação $\Delta p/p$ de 0,5. CRAWFORD [31] observa que o processo usual de $\Delta p/p$ igual a 1 em ensaios oedométricos leva a incrementos de compressão excessivamente superiores àqueles que ocorrem in situ, ocasionando uma quebra da estrutura interna do solo e vindo, conseqüentemente, a reduzir o valor de σ'_{vm} medido. É sugerido, por este autor, que a razão de incremento de carga seja suficientemente pequena de forma a não induzir significantes acréscimos de poro-pressão. LEONARDS e ALTSCHAEFFL [72] através de ensaios com incrementos de carga extremamente reduzidos, observam que as argilas normalmente adensadas sujeitas a longos períodos de compressão secundária não irão apresentar variações de deformação, ao longo da reta virgem, compatíveis com o modelo idealizado pela teoria de Terzaghi, caso um substancial acréscimo de carga tenha sido aplicado. Neste caso, os autores concluíram que a relação $\Delta p/p$ igual a 0,4 já é satisfatório à obtenção de curvas do tipo I da classificação de LEONARDS e GIRAULT [71].

Com relação ao segundo procedimento descrito, tentou-se obter o valor de σ'_{vm} através do método de SCHMERTMANN [103] cuja metodologia de análise visa corrigir os efeitos de amolgamento na relação e x $\log \sigma'_{vc}$. Tal procedimento entretanto não foi possível de se realizar, visto que não se conhecia o real valor da tensão efetiva vertical de campo nos pontos considerados. Porém tornou-se possível, através do laço descarregamento-carregamento obter-se uma melhor razão de recompressão (RR) na análise destes ensaios.

Determinou-se também em 2 ensaios distintos os valores de σ'_{vm} calculados com deformações equivalentes ao final da consolidação primária, e a 24 hs de carregamento. Os valores obtidos demonstraram, como era de se esperar, resultados superiores de σ'_{vm} para as deformações tp, conforme a figura (III.12). Tais resultados encontram-se de acordo com os valores obtidos por CRAWFORD [31], no qual foi demonstrado que a localização do trecho virgem e o valor da pressão de pré-adensamento dependem dos tempos de duração dos estágios de carga.

Os valores de σ'_{vm} presentes à tabela (III.2) equivalem a deformações de 24 hs do ensaio convencional, tendo-se obtido a seguinte correlação com a profundidade :

$$\sigma'_{vm} = 2,225 Z + 7,975 \quad (III.1)$$

Onde Z é a profundidade, em metros

III.4.2 - Relação Tensão-Deformação

Grande parte dos ensaios apresentaram na curva ϵ_v vs. $\log \sigma'_{vc}$ uma elevada declividade no trecho inicial, e

*Obs: Não se considerou o dado referente ao ensaio SM1D-1B, 16 a 17, por este apresentar um valor extremamente baixo em função do amolgamento, não sendo representativo para a variação real de σ'_{vm} .

linearidade no trecho virgem, resultados estes atípicos para a argila da Baixada Fluminense. Estes resultados, apresentados às figuras (III.12) a (III.15), denotam o elevado amolgamento presente em subtrechos do depósito do Calu, em função da distinta história de tensões existentes nesta região, como descrito na capítulo II. Entretanto, não se acredita que o amolgamento presente aos ensaios tenha sido provocado pelo processo de amostragem, ou estocagem, visto que existem ensaios com resultados de boa qualidade, e que ARAGÃO [5] ao estudar o depósito de argila existente à desembocadura do Canal do Cunha chegou a resultados similares.

Observa-se na tabela (III.2) que há uma tendência a um maior amolgamento na região compreendida entre as profundidades 14 e 17 do furo SM10, justamente em torno do trecho no qual a amostragem teve recuperação nula. Esta é uma forte evidência que tenha sido nesta região que a superfície de ruptura e as maiores deformações cisalhantes tenham ocorrido. Nesta mesma tabela pode-se observar que o amolgamento ocorre sistematicamente, em maior ou menor proporção ao longo da profundidade, resultado este que contribui àquela hipótese de que antigas superfícies de ruptura e trechos indeformados estariam presentes ao depósito de argila estudado.

A heterogeneidade, em termos de compressibilidade, pode ser melhor avaliada ao se compararem as curvas tensão-deformação obtidas para as amostras SM10-1A e 1B, nas profundidades 9 a 10m. Tratam-se de amostras equidistantes 2m in situ, o que levaria a suposição de que as curvas obtidas

deveriam ser idênticas caso o depósito fosse "homogêneo", resultado este não comprovado, segundo a comparação destas curvas apresentada à figura (III.15).

As curvas deformação vs tempo, apresentadas às figuras (III.4) a (III.11), mostram resultados compatíveis com o nível de tensão atuante, onde para valores em torno e acima de 40 kPa o comportamento da curva tendeu a seguir uma forma similar à típica observada por Terzaghi nas argilas inorgânicas. As curvas referentes a níveis de tensão inferiores não apresentaram, entretanto, esta concordância.

Os resultados dos parâmetros RR, GR e SR, correspondentes respectivamente aos trechos de recompressão, compressão virgem e expansão da curva e_v vs. $\log. \sigma'_{vc}$, assim como os resultados de índice de vazios e índice de compressão ao longo da profundidade, encontram-se apresentados às figuras (III.2) e (III.3). As curvas de correlação linear com a profundidade são dadas, respectivamente, por:

$$RR = 0,202Z + 0,523 \quad (III.2)$$

$$GR = -0,257Z + 28,044 \quad (III.3)$$

$$SR = 0,048Z + 4,199 \quad (III.4)$$

$$e_0 = 0,069Z + 1,725 \quad (III.5)$$

$$G_c = 0,006Z + 0,810 \quad (III.6)$$

Onde Z é a profundidade, em metros.

Todas as correlações apresentadas servem como base a uma estimativa "aproximada" da variação dos parâmetros com a

profundidade, já que verifica-se face aos baixos coeficientes de correlação, não serem estas aceitáveis estatisticamente. Resultado semelhante foi obtido por ORTIGÃO [95] nos solos orgânicos da Baixada Fluminense - RJ.

III.4.3 - Parâmetros Oedométricos

Para determinação do coef. de adensamento a partir dos ensaios oedométricos podem ser utilizados dois tipos de gráficos, ou seja, o logaritmo do tempo e a raiz do tempo contra uma variável que represente a compressão, como por exemplo a leitura defletométrica (MARTINS [80]). Estes procedimentos são conhecidos como os métodos de Casagrande e de Taylor, respectivamente, cuja diferença nos resultados obtidos situa-se na ordem de $2 \pm 0,5$, segundo LADD [62], onde o maior resultado é referente ao método da $\sqrt{t}$. Segundo ORTIGÃO [94] para qualquer que seja a metodologia adotada os valores de C_v serão subestimados nos ensaios laboratoriais.

No presente trabalho utilizou-se apenas do método da $\sqrt{t}$ para obtenção de C_v nos distintos estágios de carregamento de cada ensaio, conforme os resultados apresentados à figura (III.16), já que nos pequenos valores de carregamento não era possível se utilizar a metodologia de Casagrande. Como se observa nesta figura há uma grande dispersão de valores para os pequenos estágios de carga, dispersão esta que tende a sofrer um grande decréscimo para os resultados obtidos com carregamentos superiores a 40 kPa. Esta redução está correlacionada sem dúvida à tendência de decréscimo de C_v segundo LADD [62], com o acréscimo e a aproximação do valor da

pressão de consolidação com a pressão de pré-adensamento. Esta tendência de elevadas dispersões nas fases iniciais do ensaio também foi constatada por outros autores na argila de Sarapuí, conforme se observa na figura (III.19), tendo sido obtido um valor médio de C_v no trecho normalmente adensado de aproximadamente $1,5 \times 10^{-4} \frac{cm^2}{s}$, para ambas as argilas comparadas. Observa-se, entretanto, que a argila do presente trabalho tende a possuir uma faixa de dispersão razoavelmente inferior àquela obtida para a argila de Sarapuí, nos trechos iniciais de carregamento. A razão desta discrepância pode ser explicada ao se observar a fórmula de C_v obtida na teoria de Terzaghi, que é igual a:

$$C_v = \frac{K}{mv \cdot \gamma_w} \quad (III.7)$$

Segundo LADD [82] o valor de C_v tende a diminuir, durante a recompressão, em função do decréscimo de K e acréscimo considerável de mv . Ao se atingir a pressão de pré-adensamento, e após esta, a relação K/mv permanecerá essencialmente constante, levando a valores invariáveis (teoricamente) de C_v . A menor faixa de dispersão obtida para o Calu pode ser explicada em função do amolgamento da argila que, durante a fase de recompressão, induziu a um acréscimo ainda maior do parâmetro mv , levando a valores menores de C_v para esta argila (quando comparados com Sarapuí). Além disto, em função de um provável adensamento deste depósito argiloso, os valores de permeabilidade existentes encontram-se inferiores aos valores das outras argilas. Isto pode ser comprovado ao longo da figura (III.20), na comparação do índice de vazios e peso específico ao longo da profundidade.

Conforme as figuras (III.17) e (III.18) obteve-se no trecho normalmente adensado os seguintes resultados médios para a argila do Calu:

$$K = 5,0 \times 10^{-9} \text{ cm}^2/\text{s}$$

$$mv = 2,5 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{kN}$$

O valor de K encontra-se inferior à média dos resultados obtidos por ORTIGÃO [94] para a permeabilidade da argila da Baixada Fluminense.

Apesar de condizente com o que era de se esperar para argila do Calu, deve-se levar em conta nestas comparações e em todas as outras feitas ao longo deste trabalho que estas só devem ser analisadas qualitativamente, já que só se utilizou de um perfil isolado da região, que não representa as distintas seções geológicas existentes no Calu.

III.5 - COMPARAÇÃO COM OUTRAS ARGILAS

Visando um melhor esclarecimento da mudança ocorrida nos parâmetros originais da argila, em função do adensamento causado pelo antigo aterro alçado na região, comparou-se, nesta fase do trabalho, os resultados obtidos na argila do Calu com os valores "originais" referentes a argila de Sarapuí e do litoral da Baía de Guanabara (figura II.10-a).

Na figura (III.20) são apresentadas a variação de σ'_{vm} , e e γ_{nat} com a profundidade, para os depósitos de argila comparados. Observa-se haver uma tendência, na argila do Calu,

da existência de valores inferiores de σ'_{vm} e e_0 . A razão destes resultados pode estar associada em parte ao amolgamento in situ da argila e principalmente ao adensamento parcial do depósito. Esta última hipótese também explicaria os valores superiores de γ_{nat} no trecho inicial da profundidade. Conforme será observado posteriormente, parece haver a tendência de um maior adensamento nestes trechos iniciais do depósito que nas regiões mais profundas do mesmo.

O amolgamento presente à argila do Gaju pode ser melhor avaliado através da comparação de resultados de CR e SR apresentado na figura (III.21). Observa-se que no caso de CR, os resultados do presente trabalho situam-se numa faixa de valores consideravelmente inferior àquela representativa das outras argilas comparadas. O mesmo ocorre em relação ao parâmetro SR, embora numa proporção menor.

Uma melhor descrição dos efeitos do amolgamento sobre os resultados do ensaio oedométrico, mais precisamente sobre as características da curva e_v vs. $\log \sigma'_{vc}$, pode ser encontrada em MARTINS [80]. Com base nas comparações efetuadas e nos resultados obtidos ao longo de todos os ensaios oedométricos, pode-se afirmar que as observações dadas pelo autor acima com relação às principais características de amolgamento são comprovadas nos resultados aqui apresentados, entre as quais citam-se:

- (1) Qualquer que seja a tensão vertical efetiva, o índice de vazios é menor para a amostra de qualidade inferior;

(2) Há um aumento de compressibilidade na região de recompressão e decréscimo desta no trecho de compressão virgem.

Na figura (III.22) são apresentados os valores referentes a argila do Caçu e argila do litoral da Baía de Guanabara. Os resultados são plotados segundo o gráfico de relação entre o índice de compressão e a umidade natural do solo, proposto por LAMBE e WHITMAN [67] após a análise de uma gama variada de solos submetidos ao adensamento. Observa-se que os valores encontram-se coerentes com a faixa típica e esperada de resultados.

AMOSTRA	$\Delta P/P$	CARACTE - RÍSTICA	SEQUENCIA DE CARREGAMENTO (kPa)
SM10-1A, 9 a 10	1,0	SEM LAÇO	2,5; 5,0; 10; 20 40; 80; 160; 320
SM10-1A, 13 a 14	1,0	"	640; 160; 40; 10
SM10-1A, 8 a 9	0,5 até 40kPa	COM LAÇO	2,5; 3,8; 5,7; 8,5; 12,7; 19;
SM10-1B, 11 a 12	"	"	28,5; 40; 160; 80; 40; 80; 160;
SM10-1A, 17 a 18	"	"	320; 640; 160; 40; 12,7
SM10-1B, 9 a 10	"	SEM LAÇO	2,5; 3,8; 5,7; 3,5; 12,7; 19;
SM10-1B, 14 a 15	"	"	28,5; 40; 80; 160; 320; 640;
SM10-1B, 16 a 17	"	"	40; 12,7

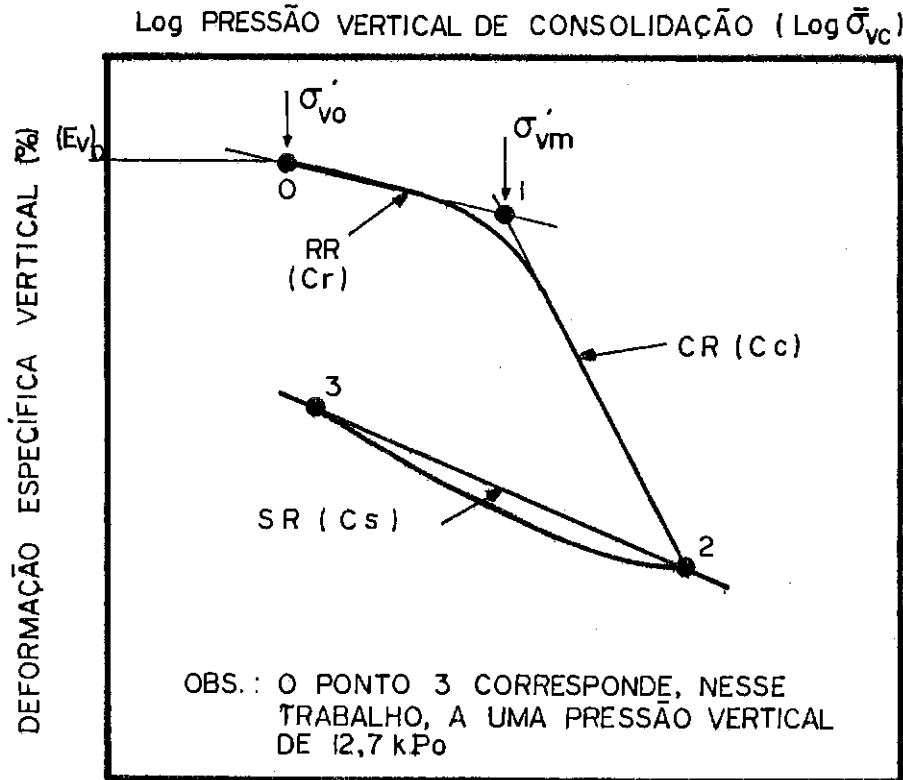
TABELA III.1 - RESUMO DAS CARACTERÍSTICAS DOS ENSAIOS
REALIZADOS

AMOSTRA	PROF	eo	G	h (Z)	γ nat (kN/m ³)	σ'_{vo} (kPa)	σ'_{vm} (kPa)	OCR	RR (%)	CR (%)	SR (%)	Cc	QUALIDADE	OBS
SM10-1A	8 A 9	1,8	2,7	67,5	16,1	79,2	22,0	0,27	2,65	21,51	3,04	0,60	BOA	(1)
SM10-1A	9 A 10	2,7	2,6	105,6	14,4	83,2	18,0	0,21	2,57	25,80	5,20	0,95	REGULAR	
SM10-1B	9 A 10	2,2	2,7	82,4	15,3	83,2	57,0	0,68	1,84	29,61	5,53	0,95	BOA	
SM10-1A	11 A 12	3,2	2,7	120,5	13,8	91,2	14,0	0,15	3,32	25,30	4,98	1,06	AMOLGADO	(1)
SM10-1A	13 A 14	2,2	2,7	84,5	15,2	99,2	47,0	0,47	2,32	26,80	4,87	0,87	BOA	
SM10-1B	14 A 15	3,2	2,7	109,5	13,8	103,2	-	-	-	22,58	5,31	0,95	MUITO AMOLGADO	
SM10-1B	16 A 17	2,8	2,7	103,5	14,5	111,2	13,0	0,11	4,99	24,17	5,11	0,91	AMOLGADO	
SM10-1A	17 A 18	2,7	2,3	123,7	13,7	115,2	-	-	3,48	22,58	4,42	0,83	MUITO AMOLGADO	(1)
OBS						(2)								

(1) ENSAIO REALIZADO COM LAÇO DE CARREGAMENTO E DESCARREGAMENTO

(2) ESTE VALOR FOI OBTIDO CONSIDERANDO-SE A PROF. MÉDIA DO SHELBY EXISTINDO, PORTANTO, UMA FAIXA DE VARIAÇÃO DE $\pm 2,0$ kPa.

TABELA III.2 - RESUMO DOS ENSAIOS OEDOMETRICOS



$$\epsilon_v = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

$$RR = \frac{(\epsilon_v) - (\epsilon_v)_1}{(\Delta \log \sigma'_{vc})_{0-1}}$$

$$RR = \frac{C_r}{1 + e_0}$$

$$CR = \frac{(\Delta \epsilon_v)_{1-2}}{(\Delta \log \sigma'_{vc})_{1-2}}$$

$$CR = \frac{C_c}{1 + e_0}$$

$$SR = \frac{-(\Delta \epsilon_v)_{2-3}}{(\Delta \log \sigma'_{vc})_{2-3}}$$

$$SR = \frac{C_s}{1 + e_0}$$

FIG. III.1 – ENSAIO OEDOMÉTRICO – OBTENÇÃO DE PÂRAMETROS DE COMPRESSIBILIDADE

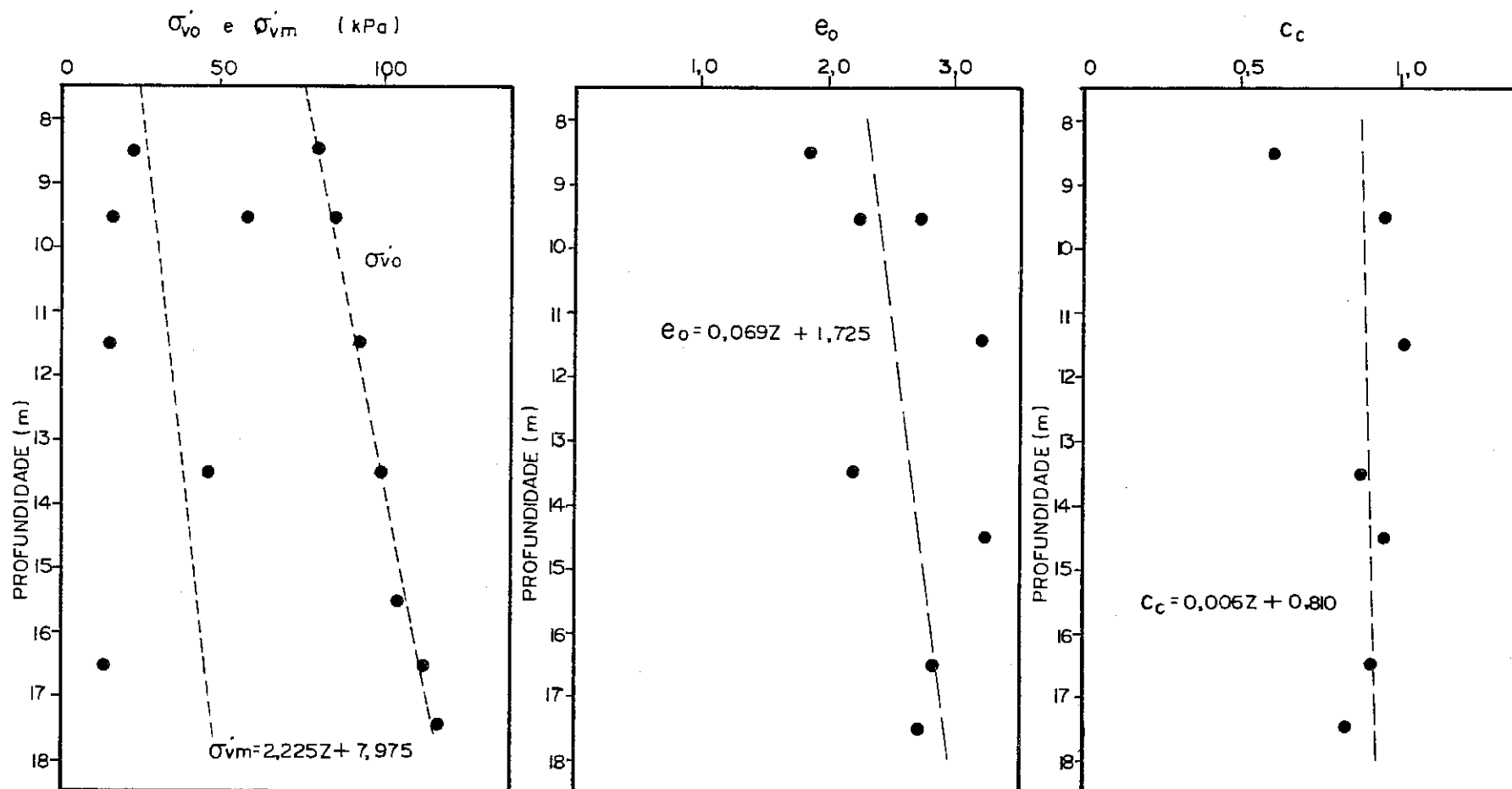


FIG. III.2 - PARÂMETROS σ'_{vo} , σ'_{vm} , e_0 e C_c VS. PROFUNDIDADE
ENSAIO OEDOMÉTRICO

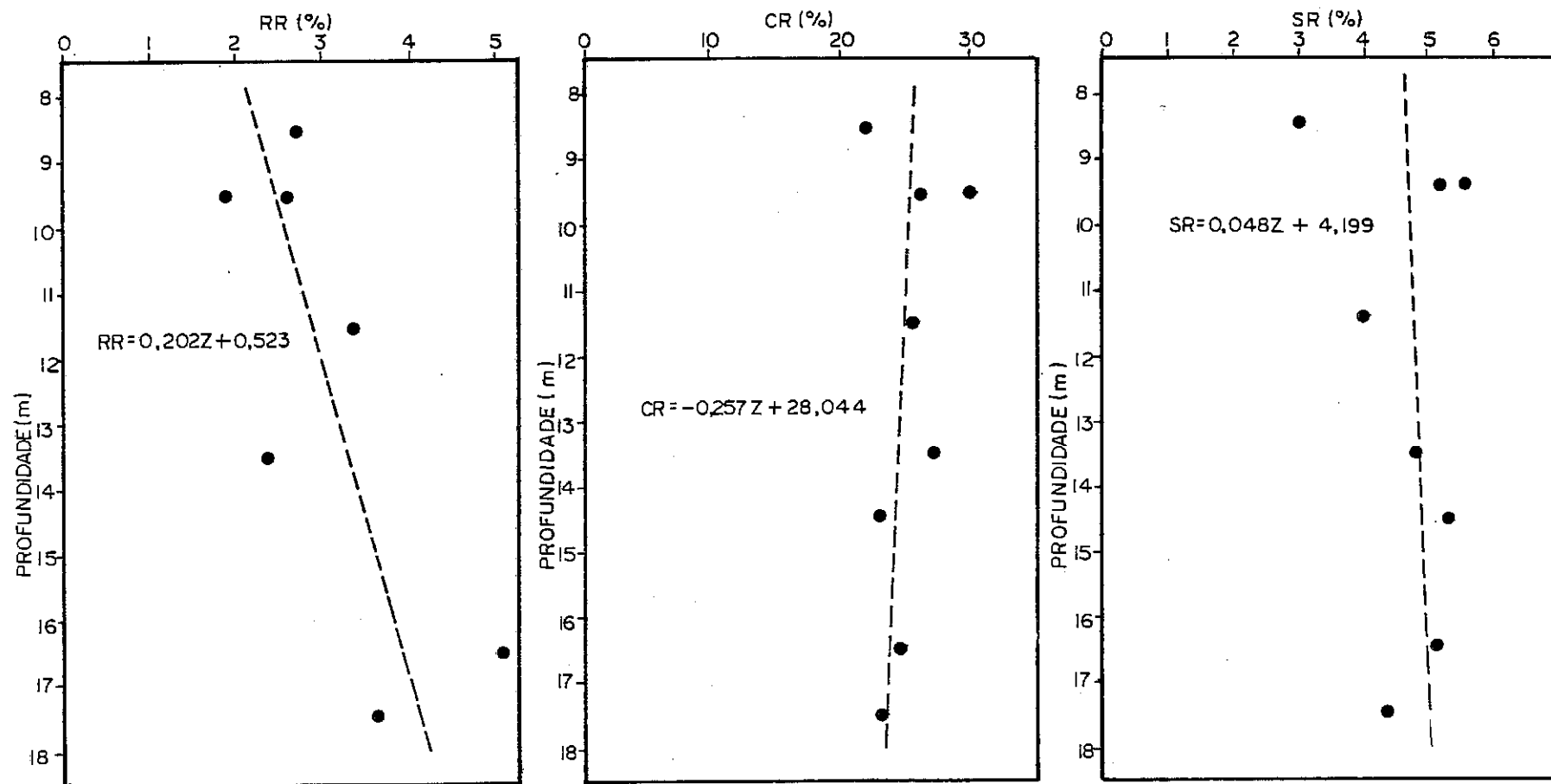


FIG.III.3 - PARÂMETROS RR, CR e SR VS. PROFUNDIDADE ENSAIO OEDOMÉTRICO

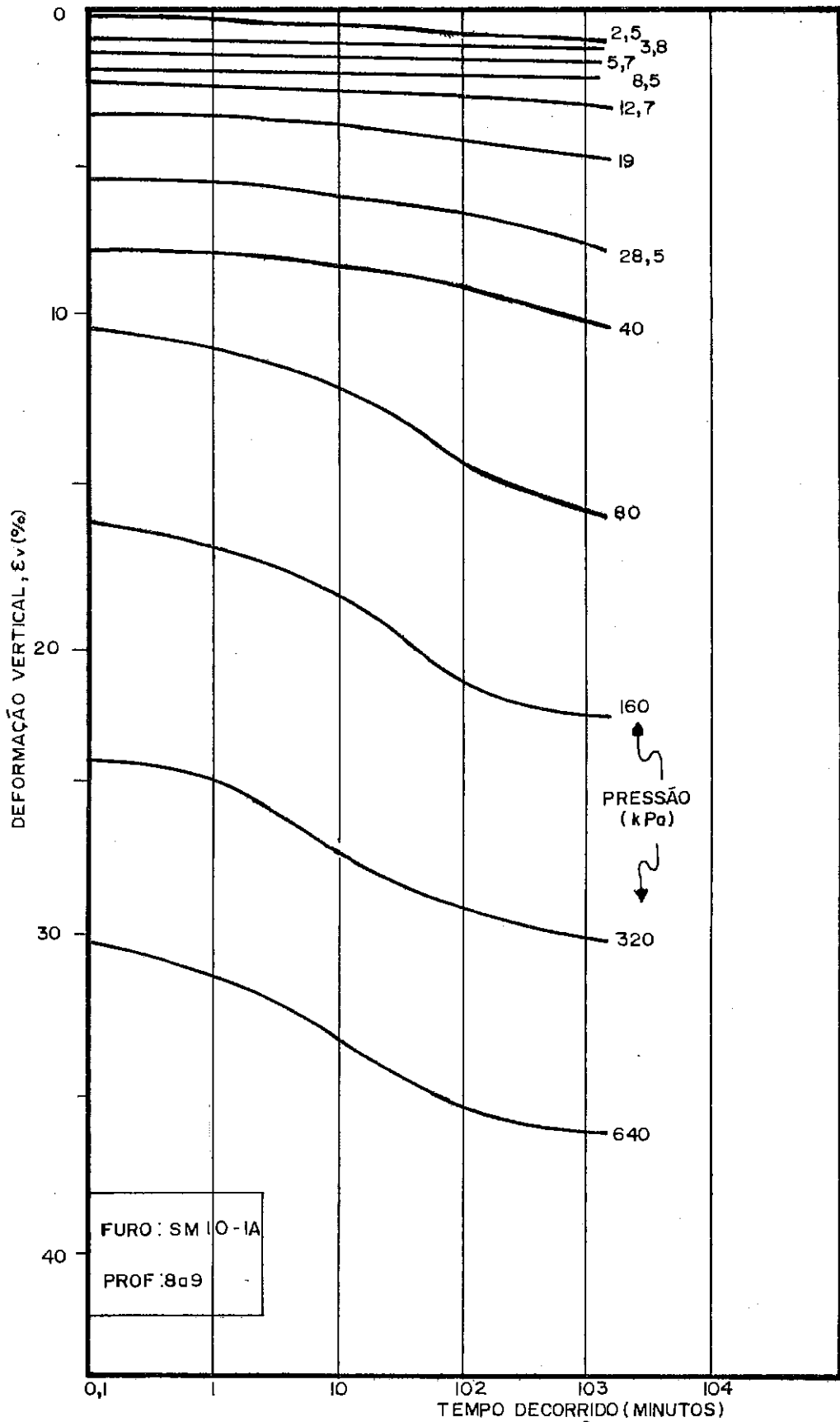
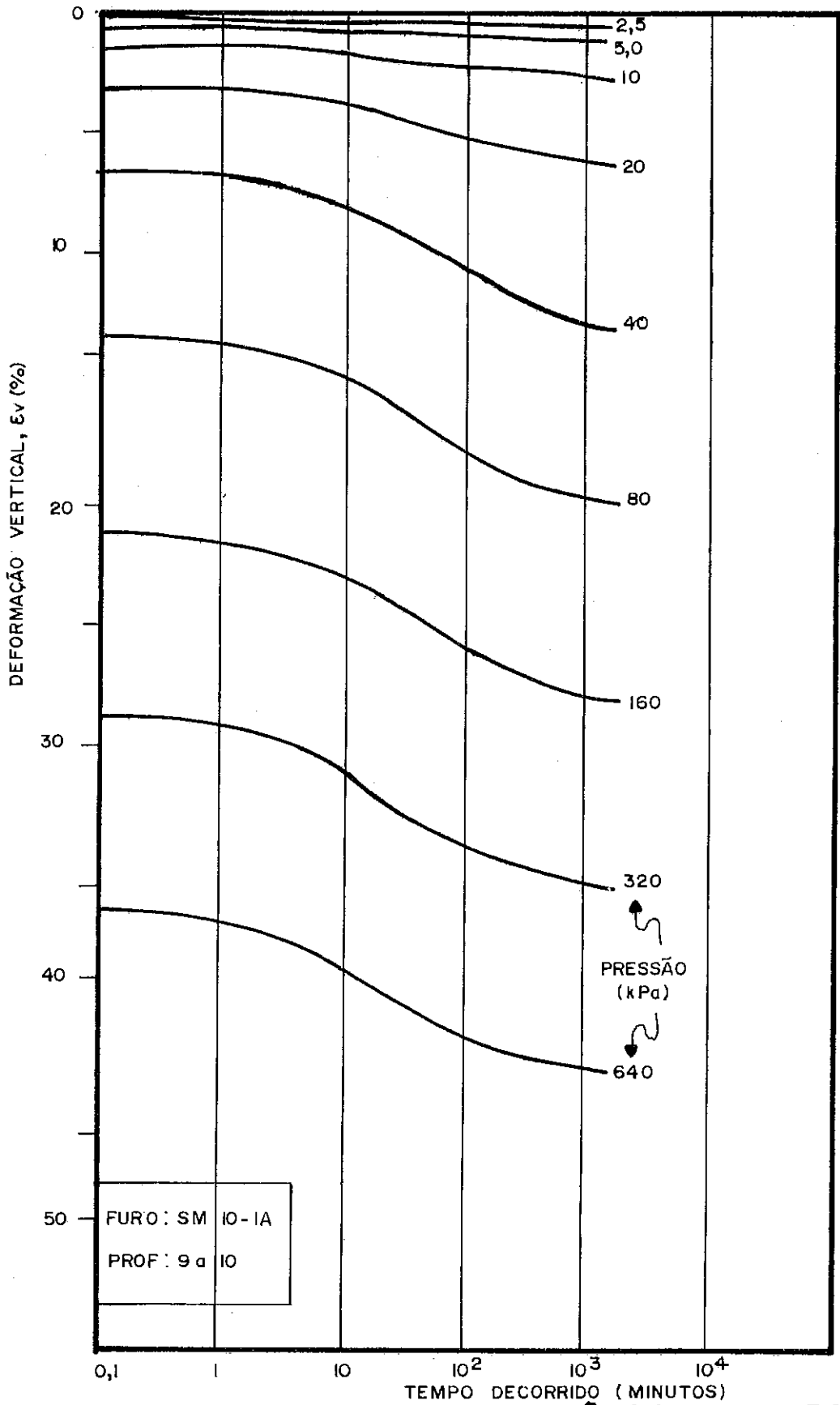


FIG. III. 4 — CURVAS DEFORMAÇÃO (%) VS. TEMPO
ENSAIO OEDOMÉTRICO



**FIG. III.5 — CURVAS DEFORMAÇÃO (%) VS. TEMPO
ENSAIO OEDOMÉTRICO**

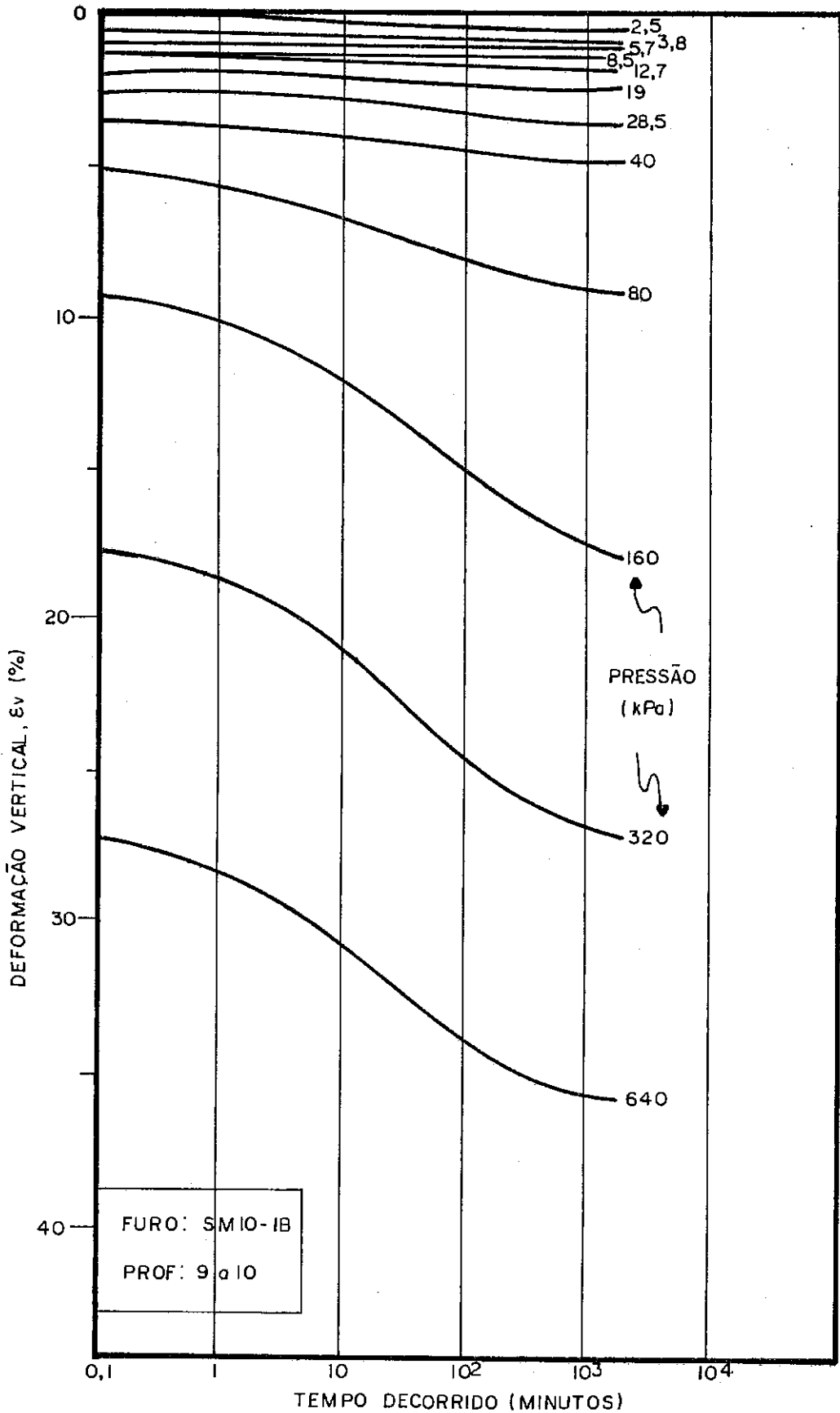


FIG.III.6 - CURVAS DEFORMAÇÃO(%) VS. TEMPO
ENSAIO OEDOMETRICO

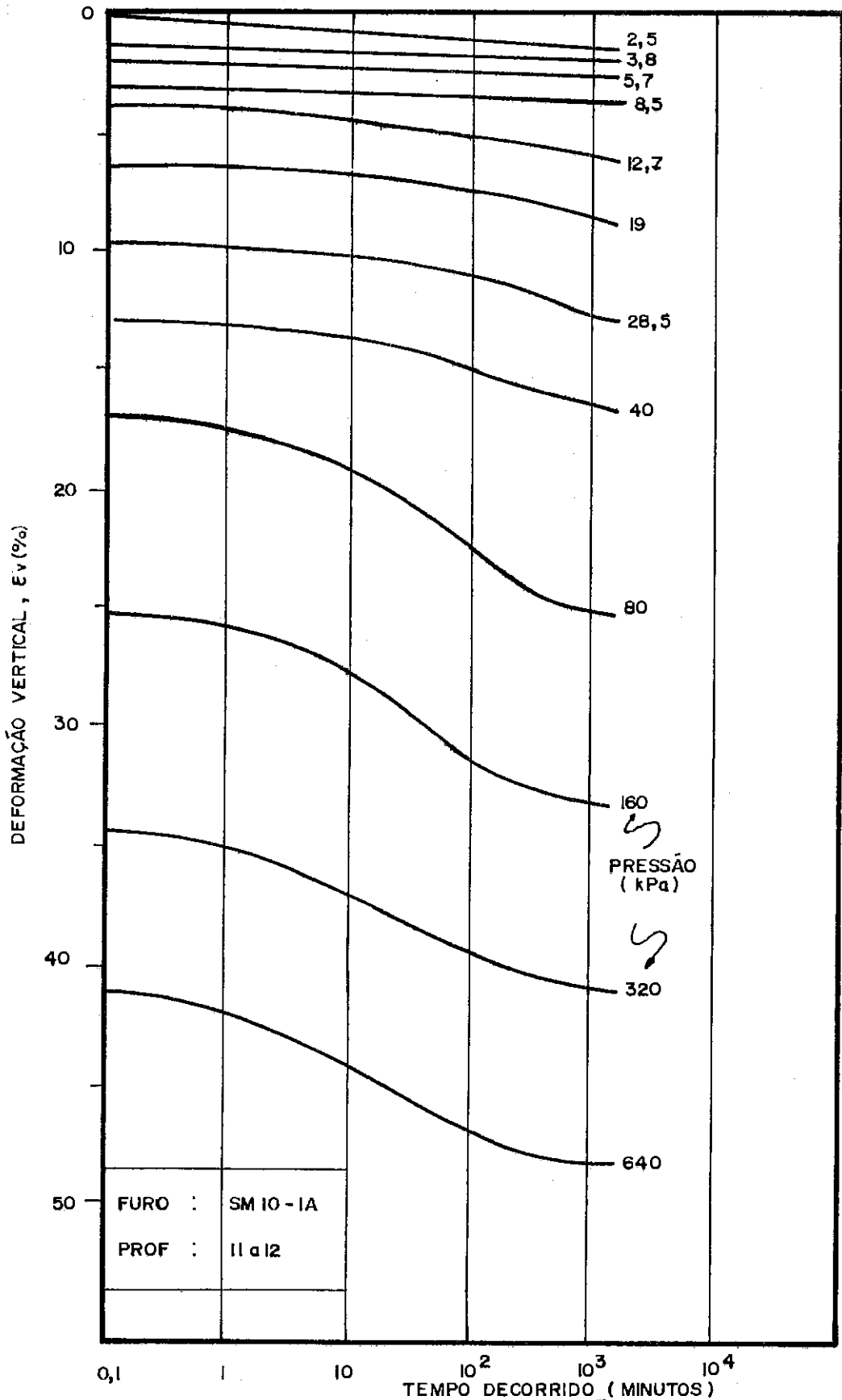


FIG. III.7 — CURVAS DEFORMAÇÃO(%) VS. TEMPO
ENSAIO OEDOMÉTRICO

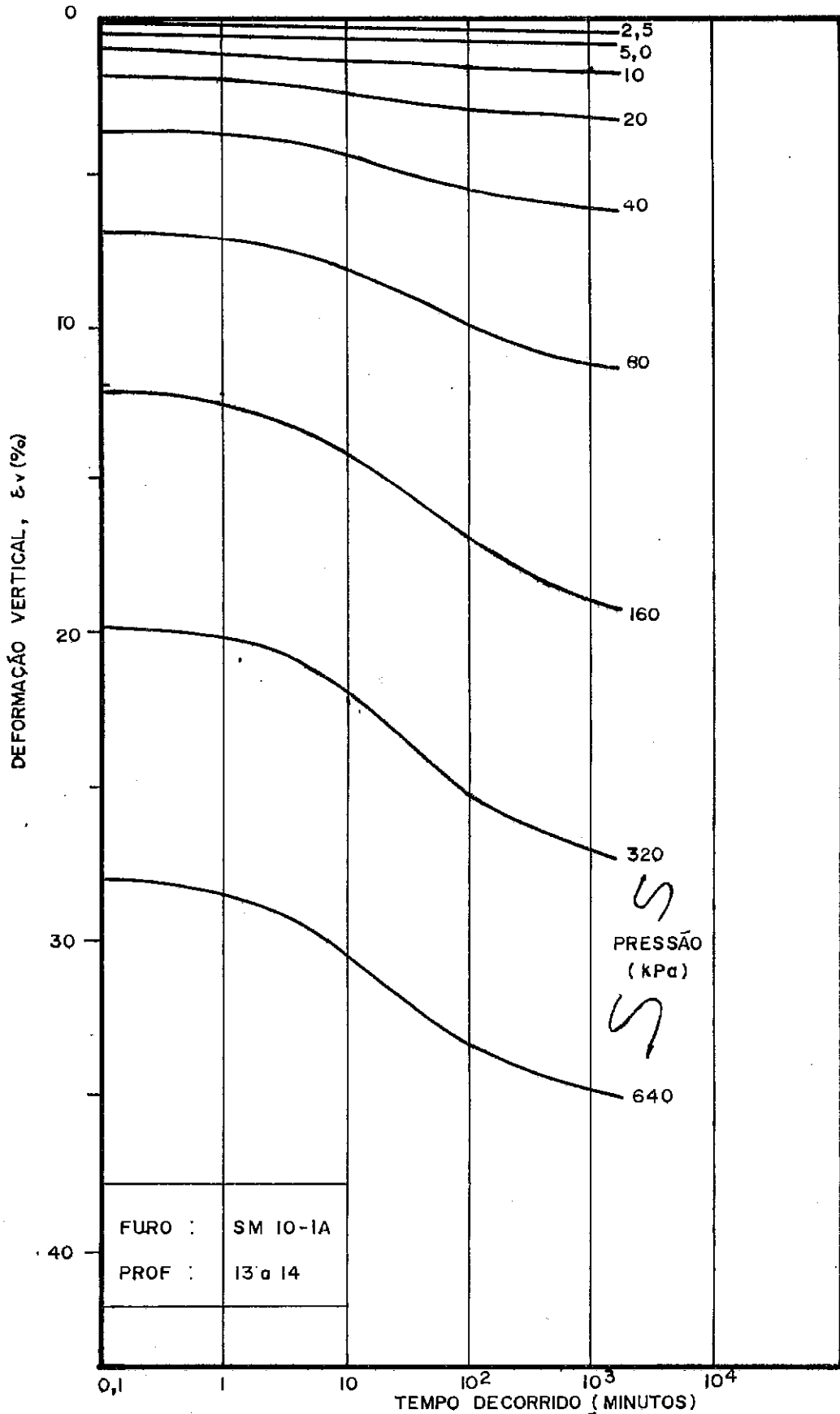


FIG. III. 8 — CURVAS DEFORMAÇÃO (%) VS. TEMPO
ENSAIO OEDOMÉTRICO

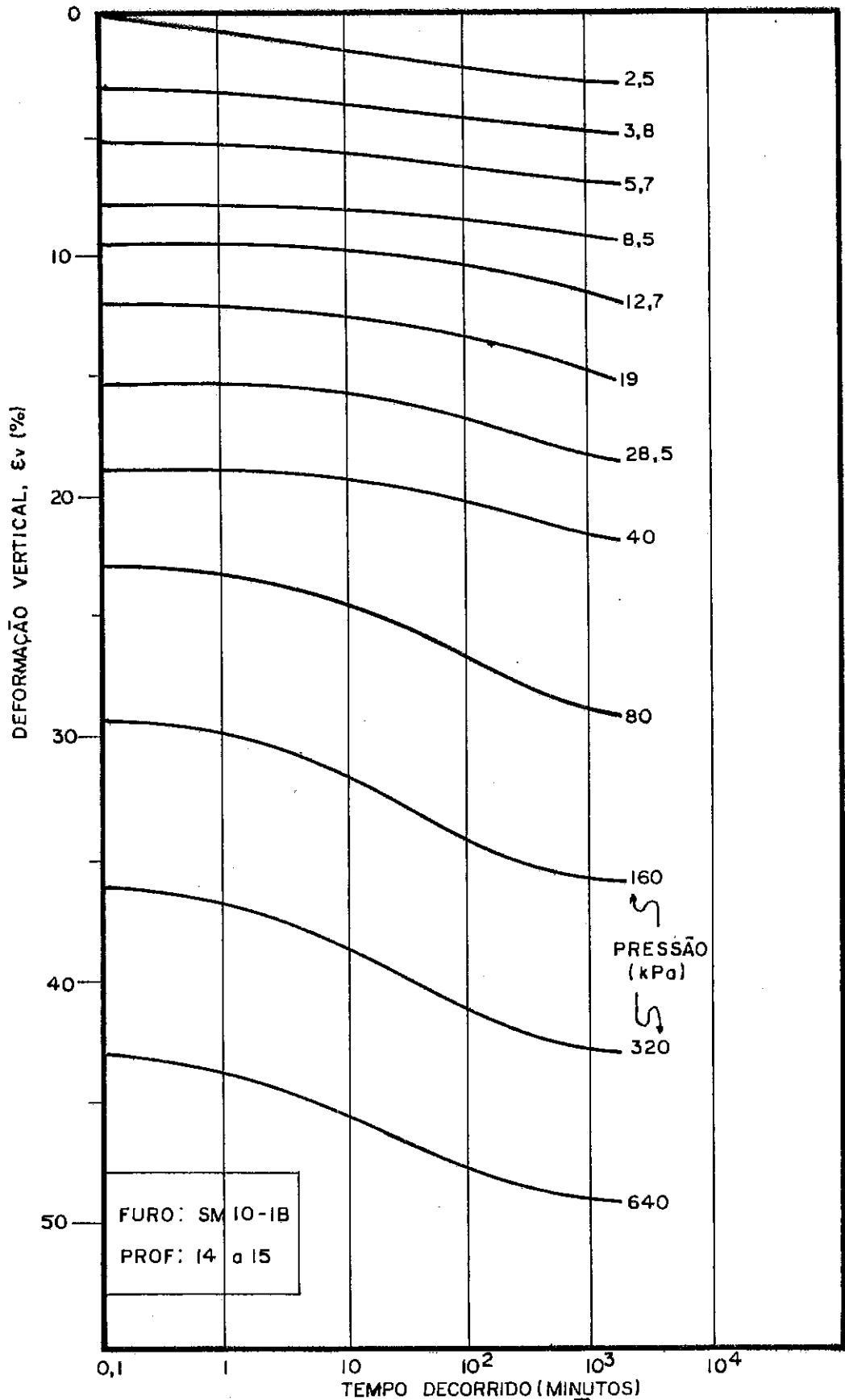


FIG. III.9 – CURVAS DEFORMAÇÃO(%) VS. TEMPO ENSAIO OEDOMÉTRICO

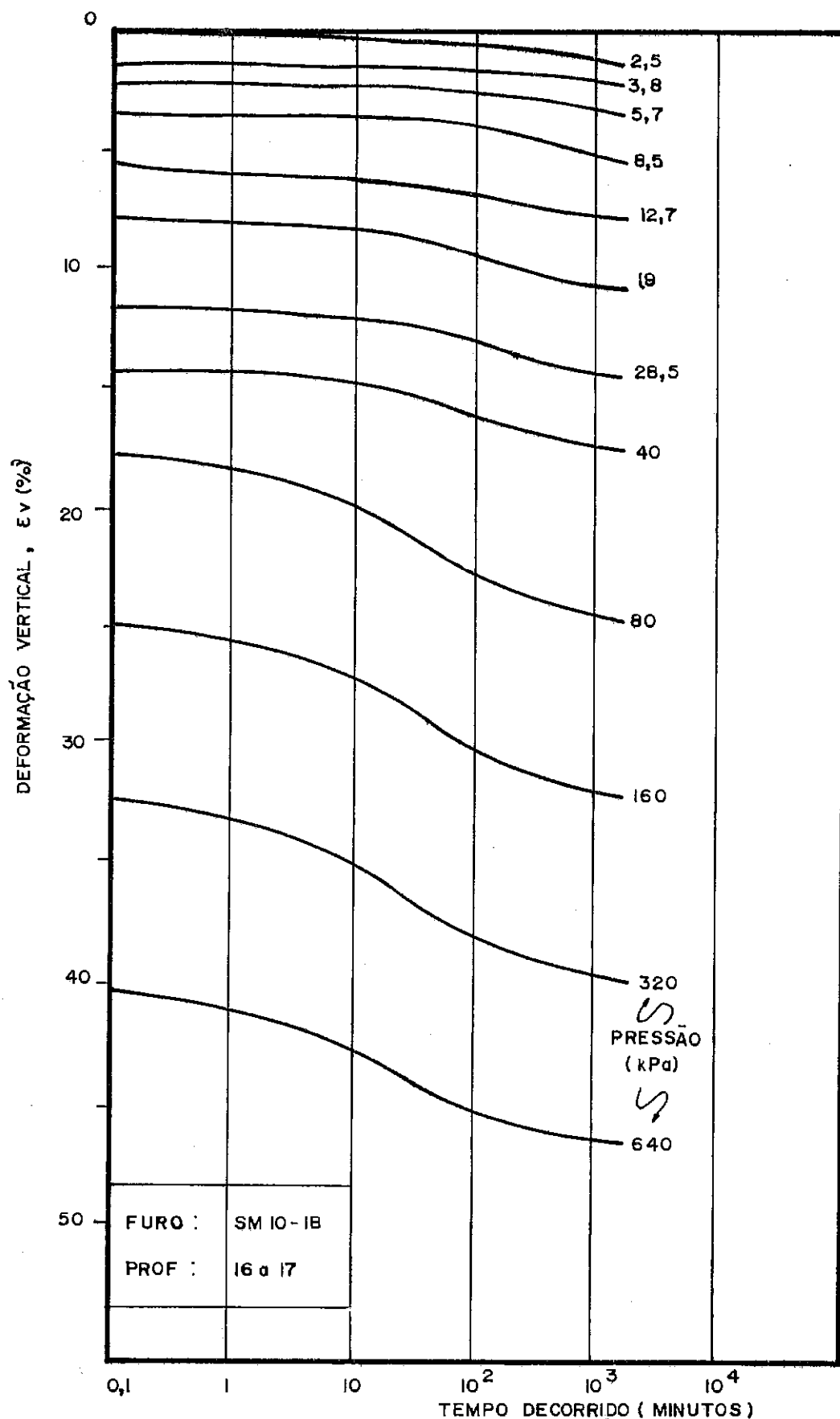


FIG III. 10— CURVAS DEFORMAÇÃO (%) VS. TEMPO
ENSAIO OEDOMÉTRICO

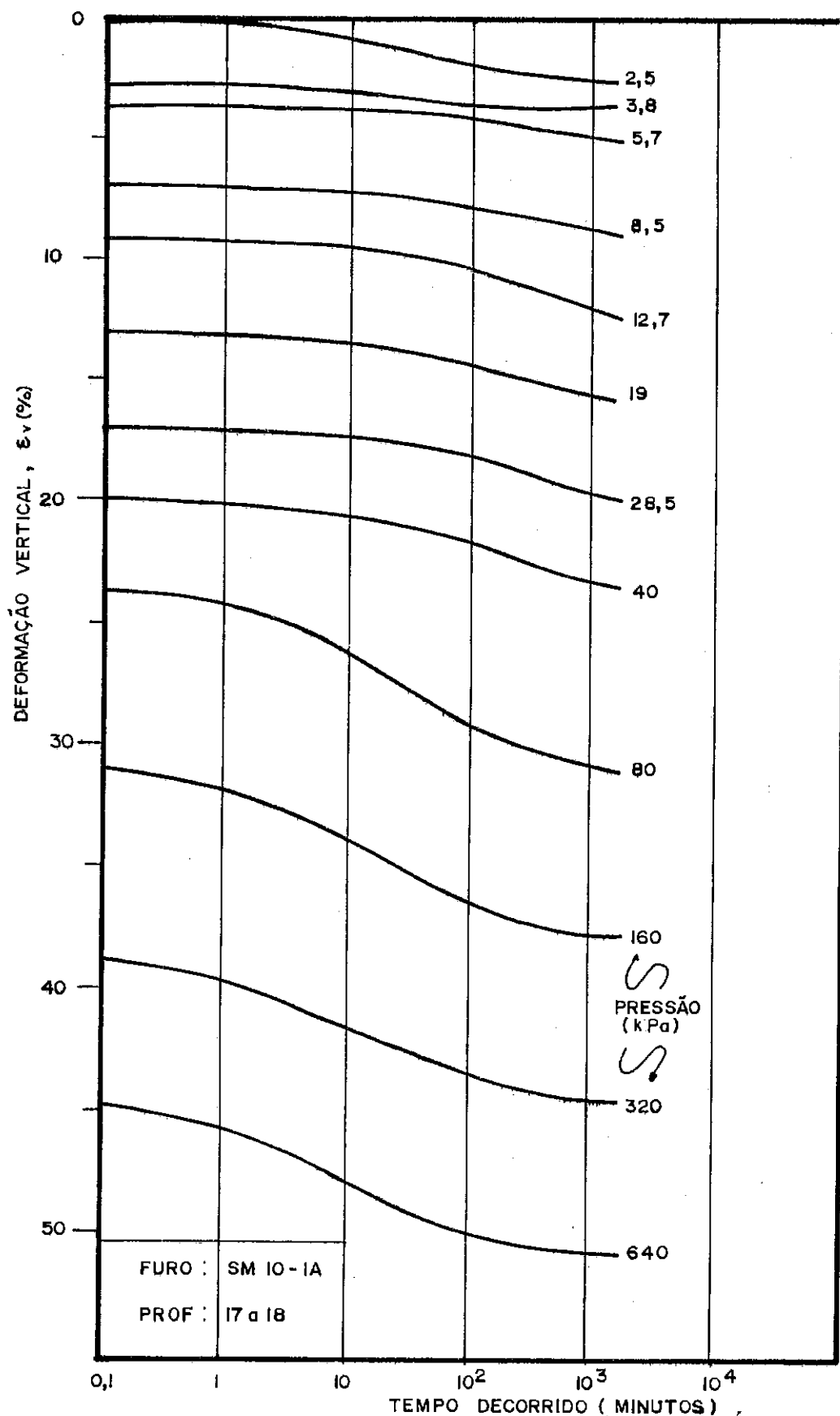


FIG III.11 — CURVAS DEFORMAÇÃO (%) VS. TEMPO
ENSAIO OEDOMÉTRICO

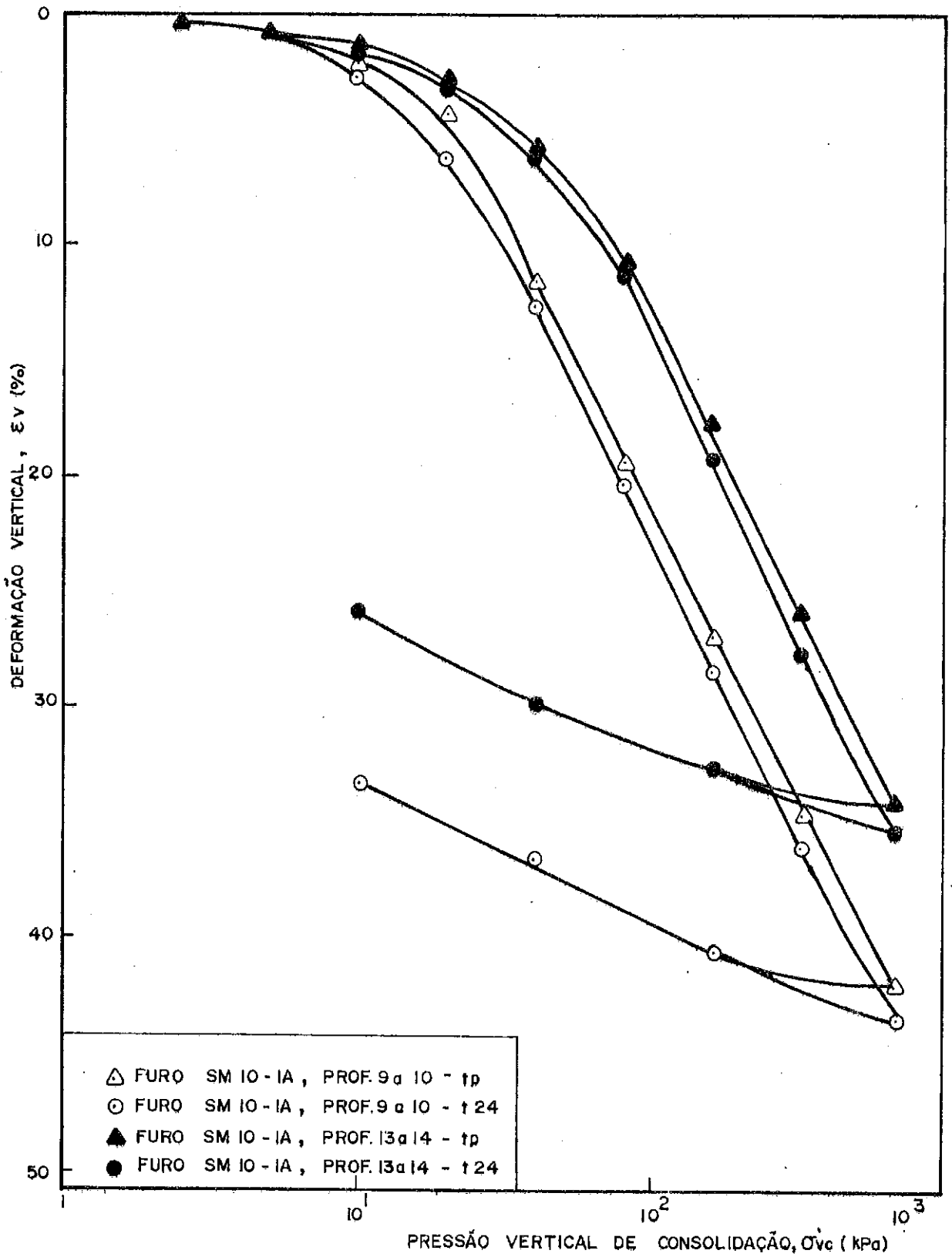


FIG. III. 12 — CURVAS ϵ_v VS. $\log \sigma'_{vc}$
 ENSAIO OEDOMÉTRICO - $\Delta P/P = 1,0$

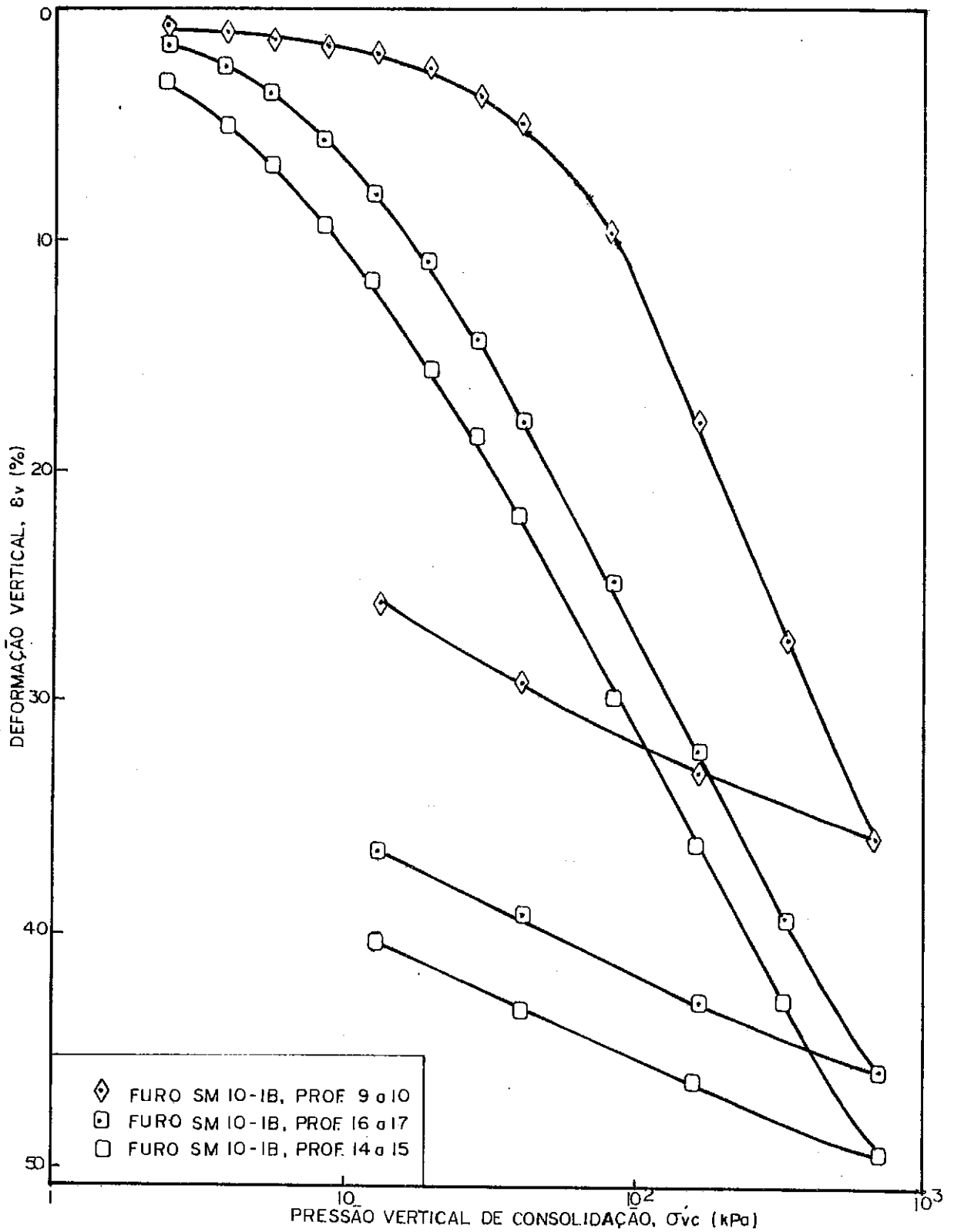
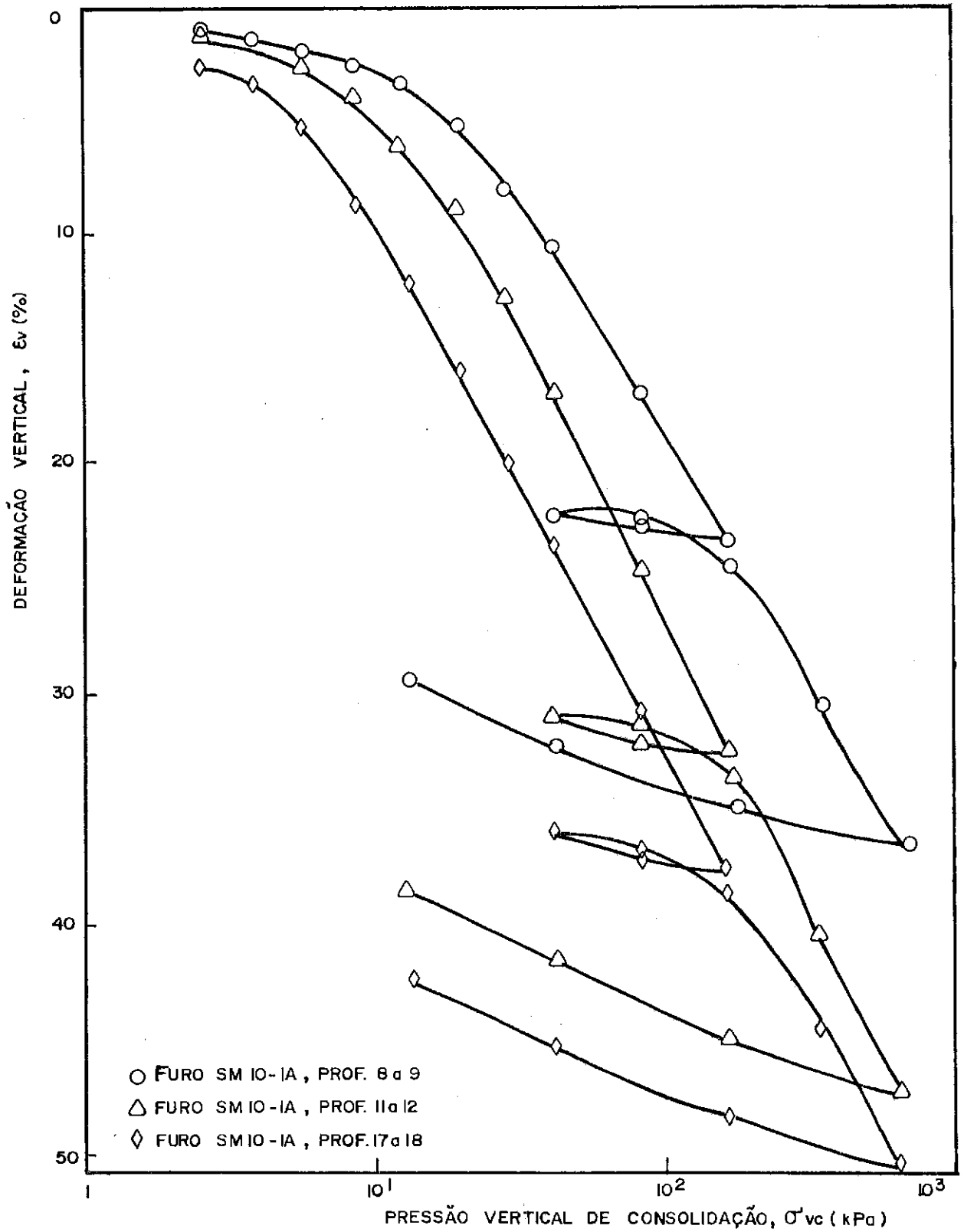


FIG. III.13 – CURVAS ε_v VS. $\log \sigma'_{vc}$
ENSAIO OEDOMÉTRICO – $\Delta P/P = 0,5$



FIGIII.14 — CURVAS ϵ_v VS. $\log \sigma'_{vc}$

ENSAIO OEDOMÉTRICO (COM LAÇO) - $\Delta P/P = 0,5$

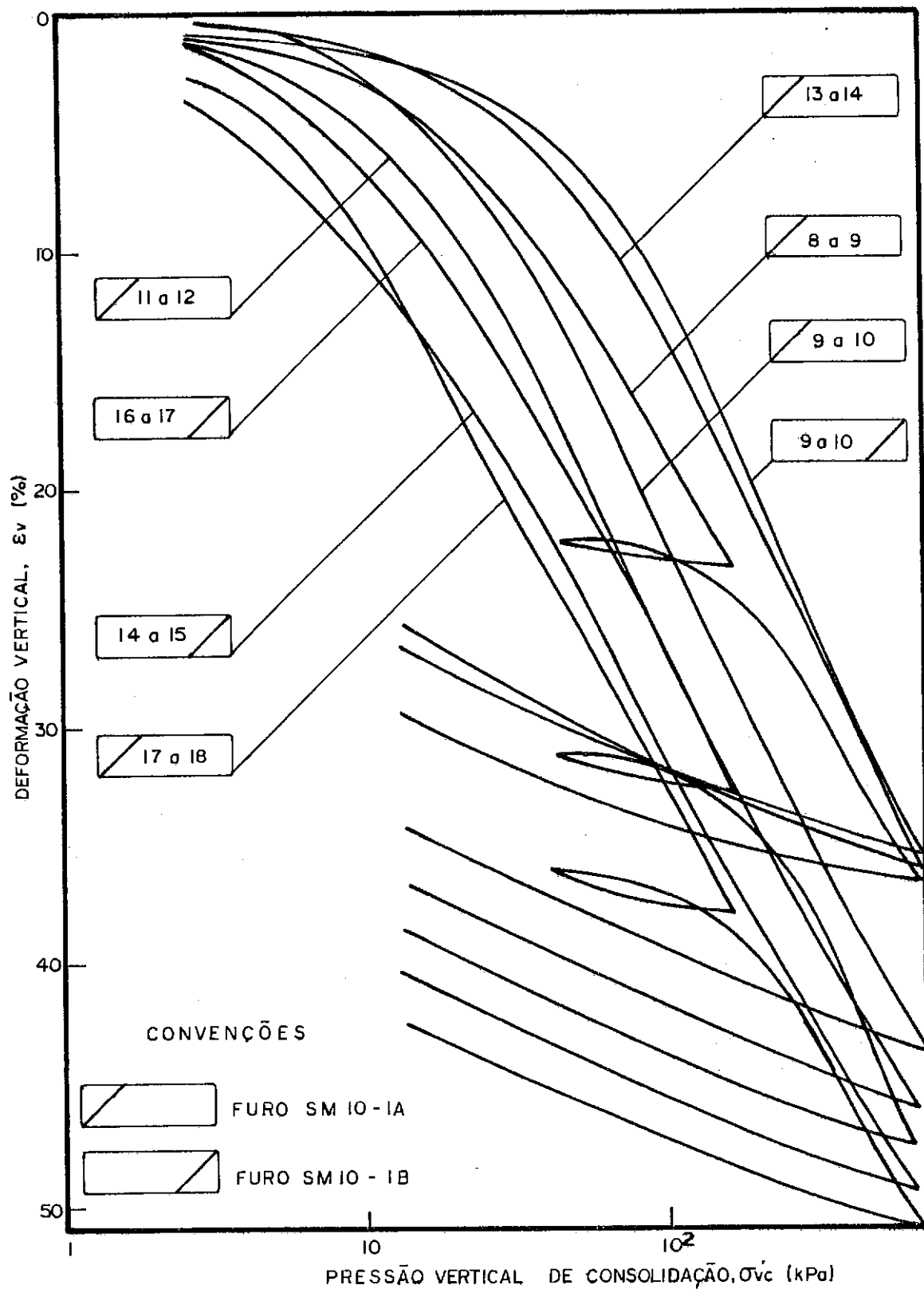


FIG.III.15- CURVAS ε_v VS. $\log \sigma'_{vc}$
ENSAIO OEDOMÉTRICO

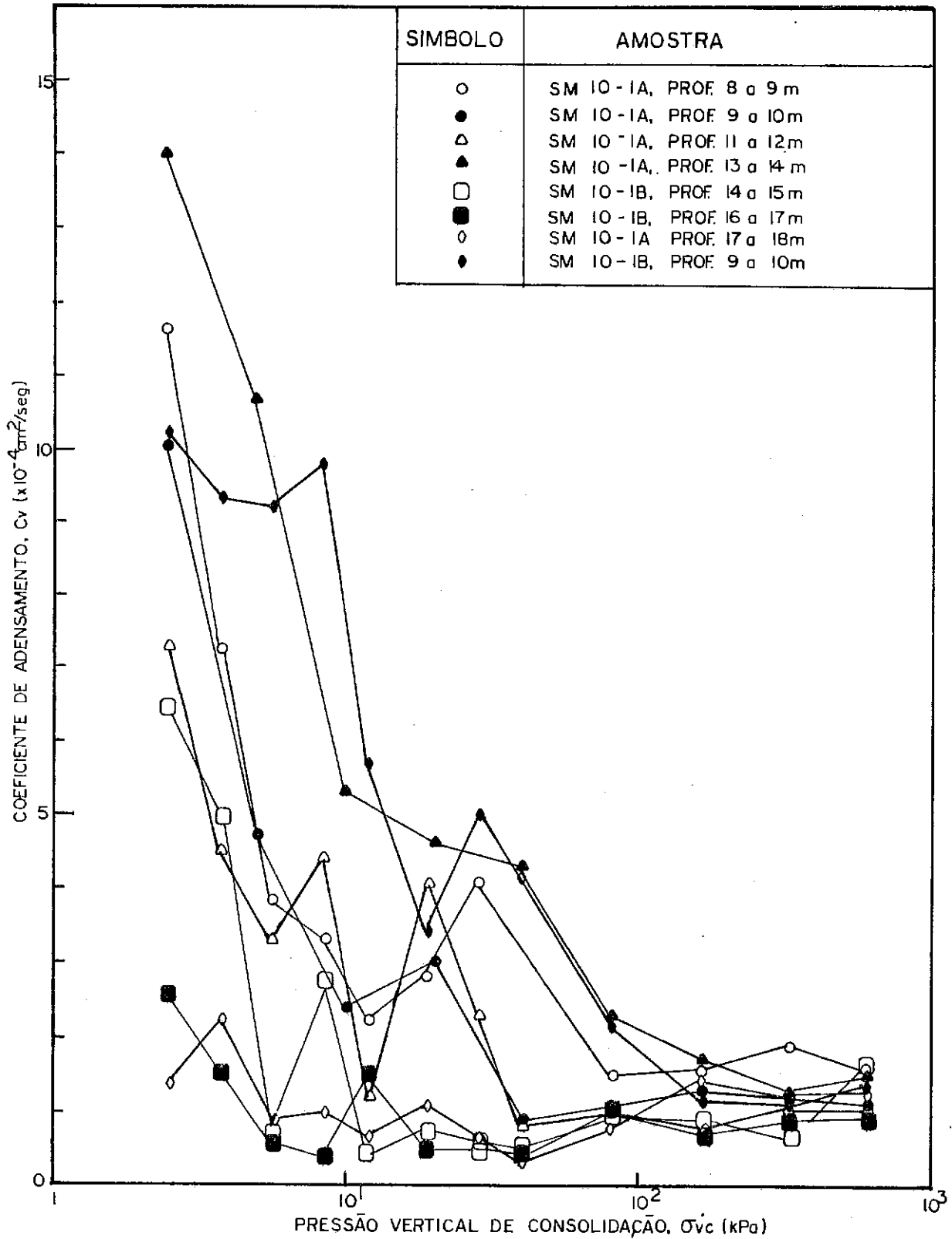


FIG. III.16 - CURVAS C_v VS. $\log \sigma'_{vc}$ - ENSAIO OEDOMÉTRICO

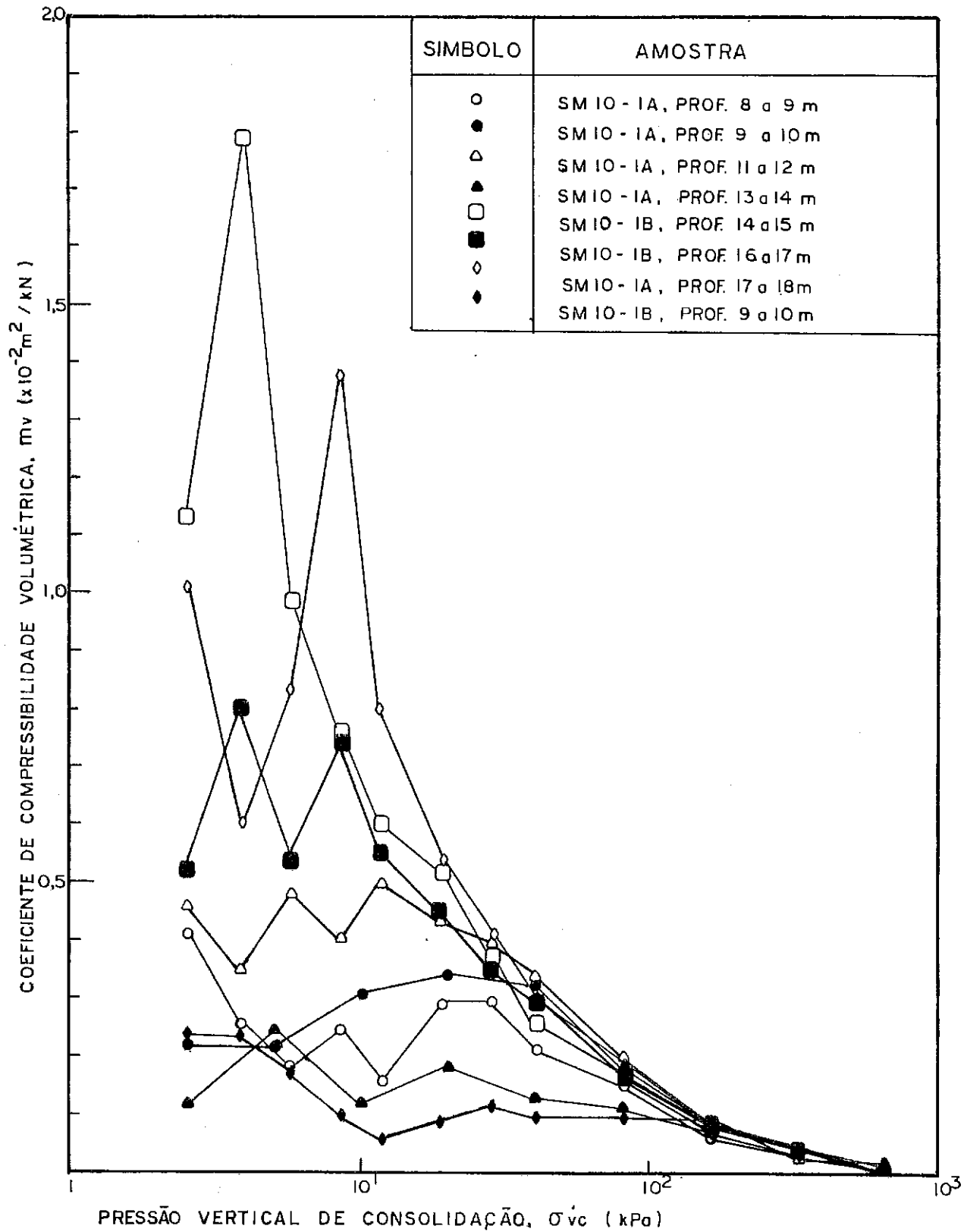


FIG. III.17- CURVAS mv VS. $\log \sigma'_{vc}$ -ENSAIO OEDOMÉTRICO

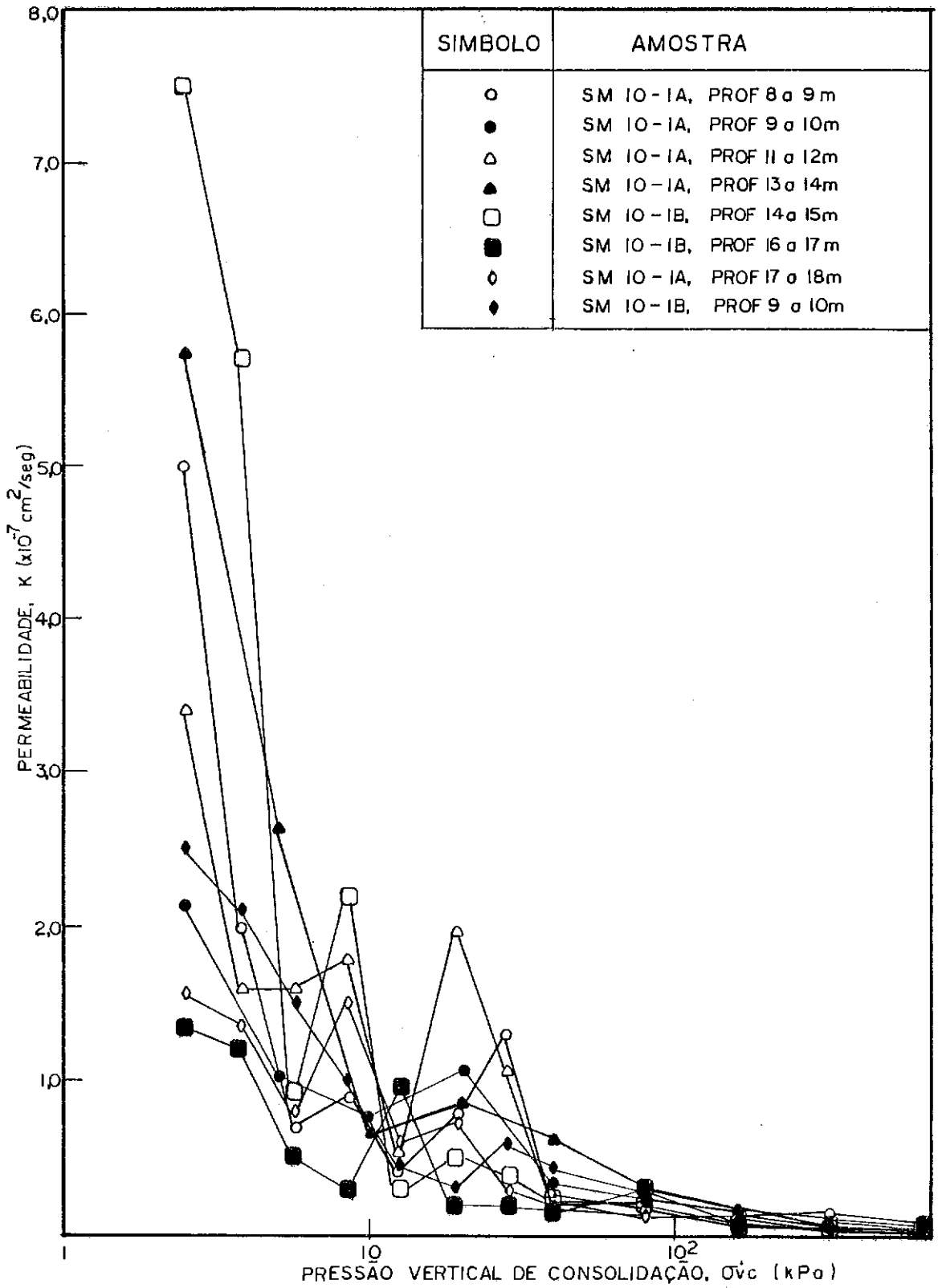


FIG. III.18 - CURVAS K VS. $\log \sigma'_{vc}$
ENSAIO OEDOMÉTRICO

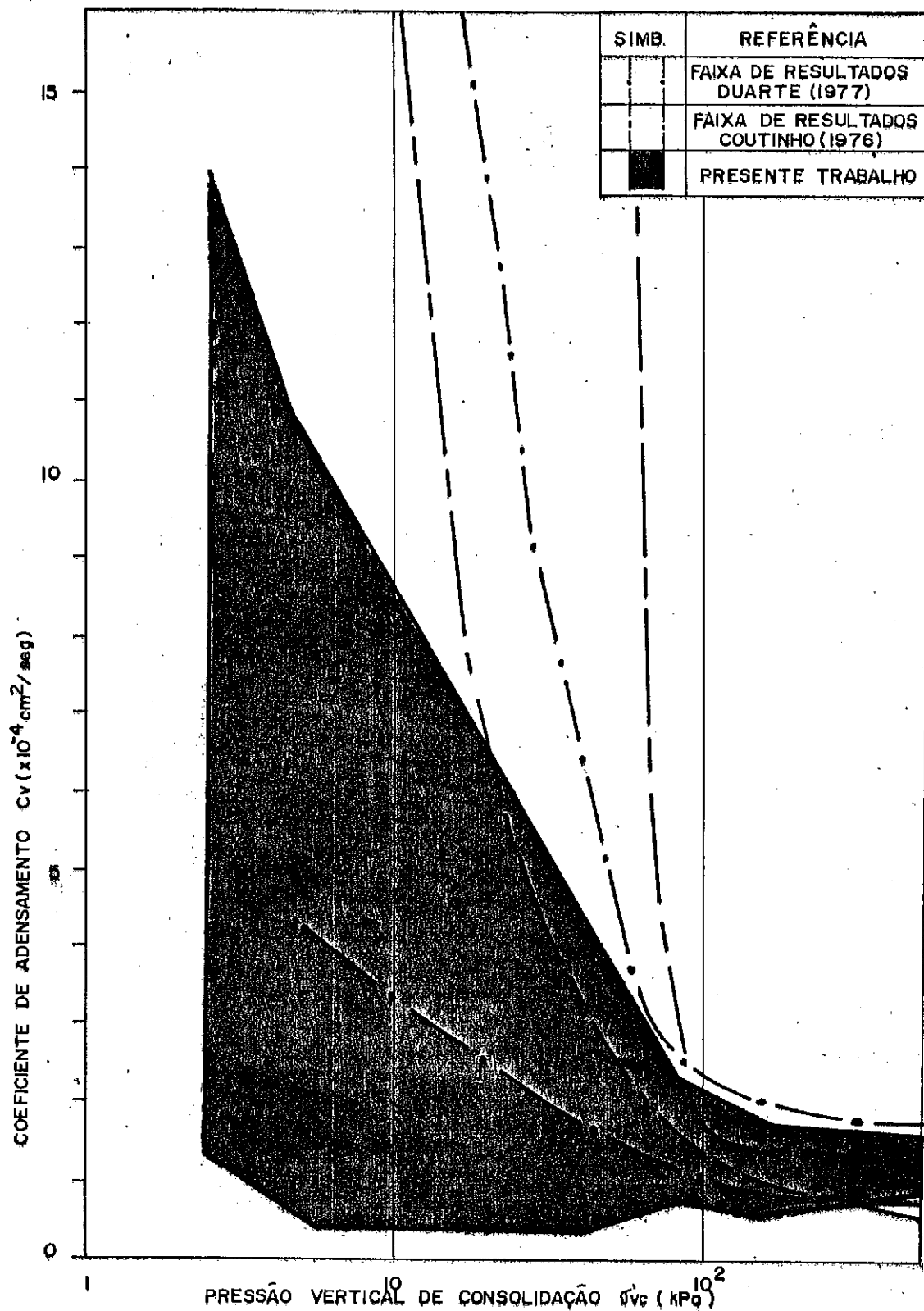


FIG. III.19 — PARÂMETRO C_v VS. LOG σ'_{vc}
COMPARAÇÃO COM RESULTADOS DE
OUTROS TRABALHOS
ENSAIO OEDOMÉTRICO

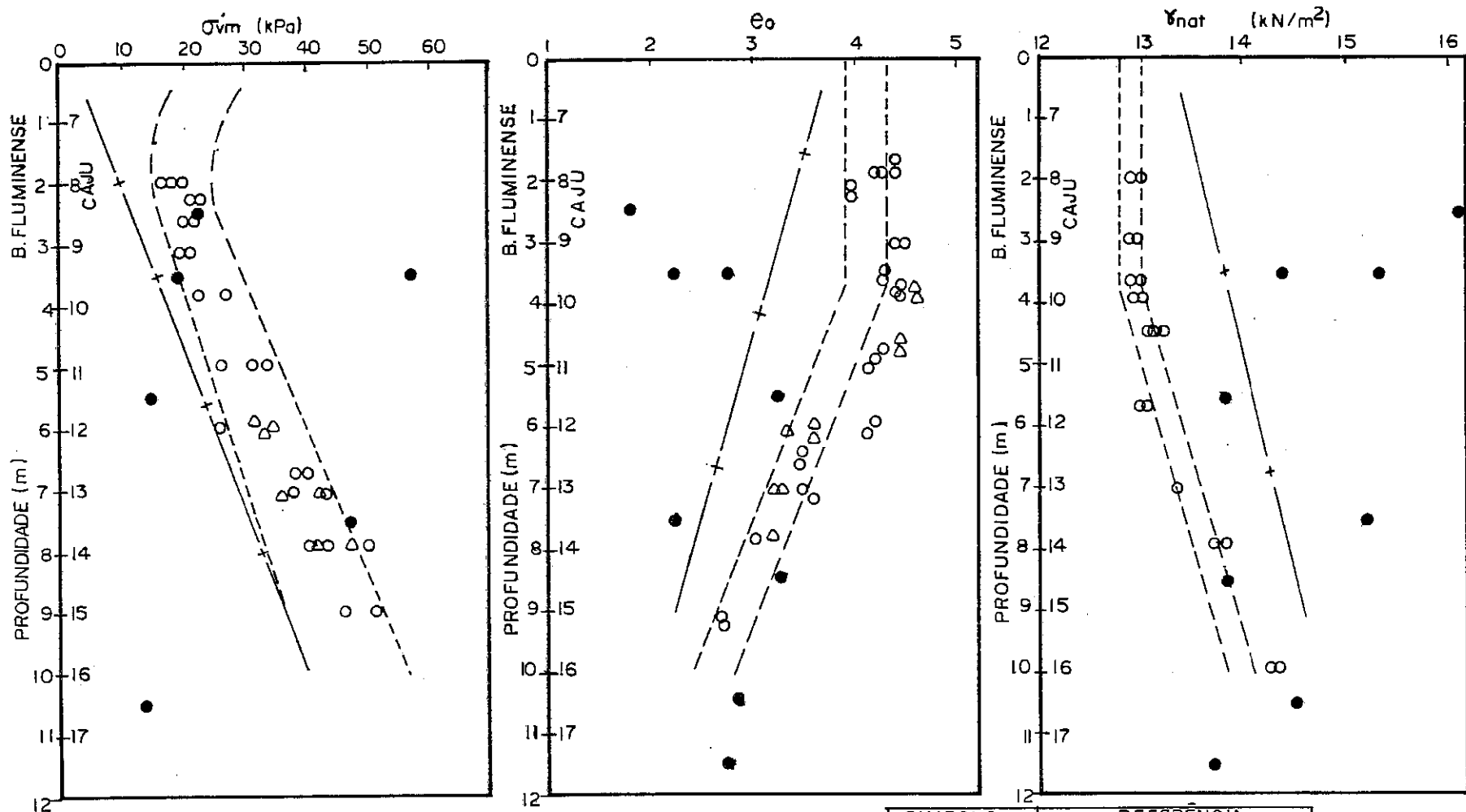
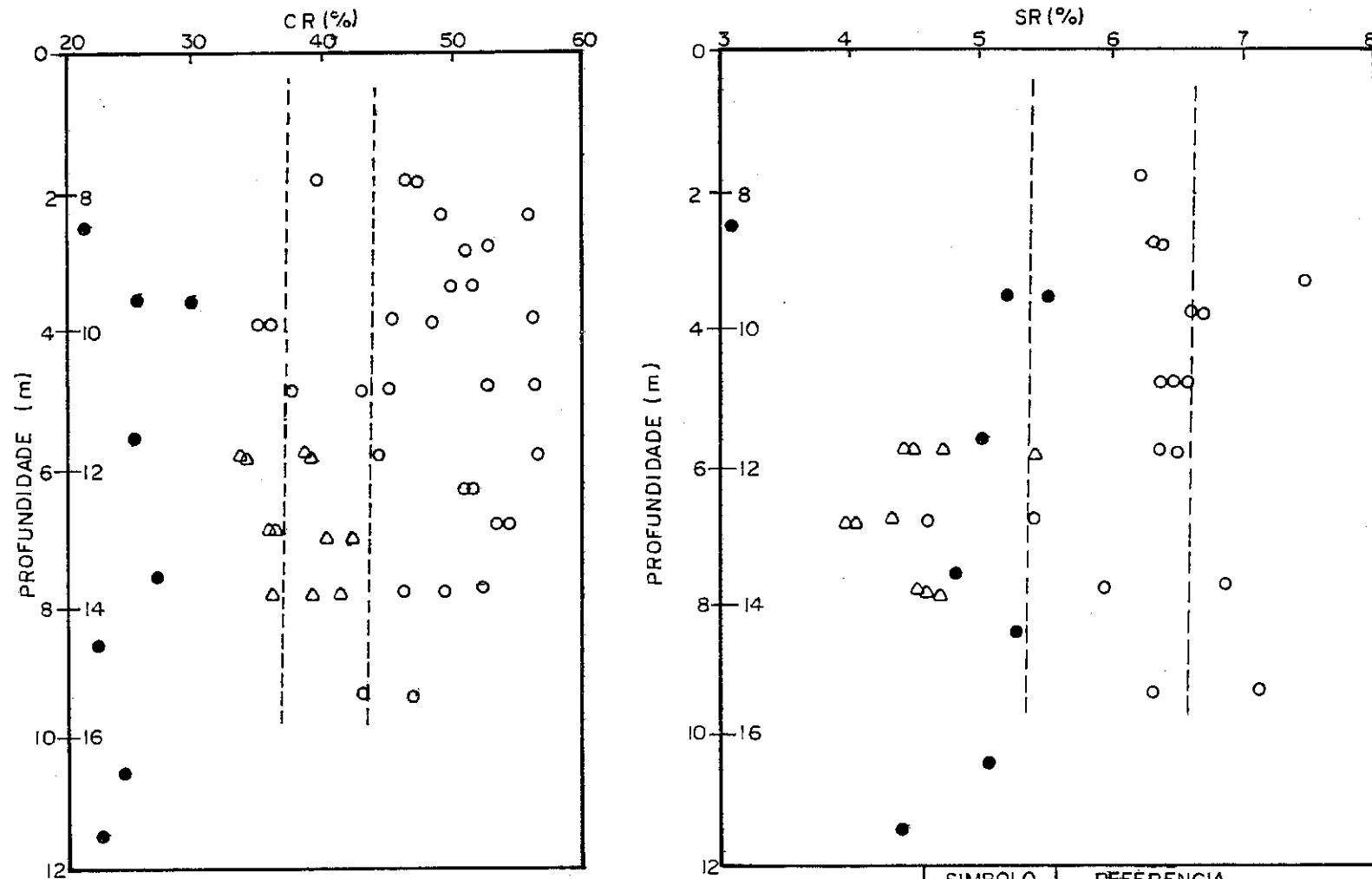


FIG. III. 20 - PARÂMETROS e_0 , γ_{nat} e σ'_{vm} VS. PROFUNDIDADE
COMPARAÇÃO COM RESULTADOS
DE OUTROS TRABALHOS

SÍMBOLO	REFERÊNCIA
○	DUARTE (1977)
-----	ORTIGAO (1980)
△	COUTINHO (1976)
— + —	ARAGÃO (1975)
●	PRESENTE TRABALHO



**FIG. III. 21- PARÂMETROS CR e SR VS. PROFUNDIDADE
COMPARAÇÃO COM RESULTADOS DE OUTROS
TRABALHOS – ENSAIO OEDOMÉTRICO**

SÍMBOLO	REFERÊNCIA
Δ	COUTINHO (1976)
○	DUARTE (1977)
□	ORTIGAO (1980)
●	PRESENTE TRABALHO

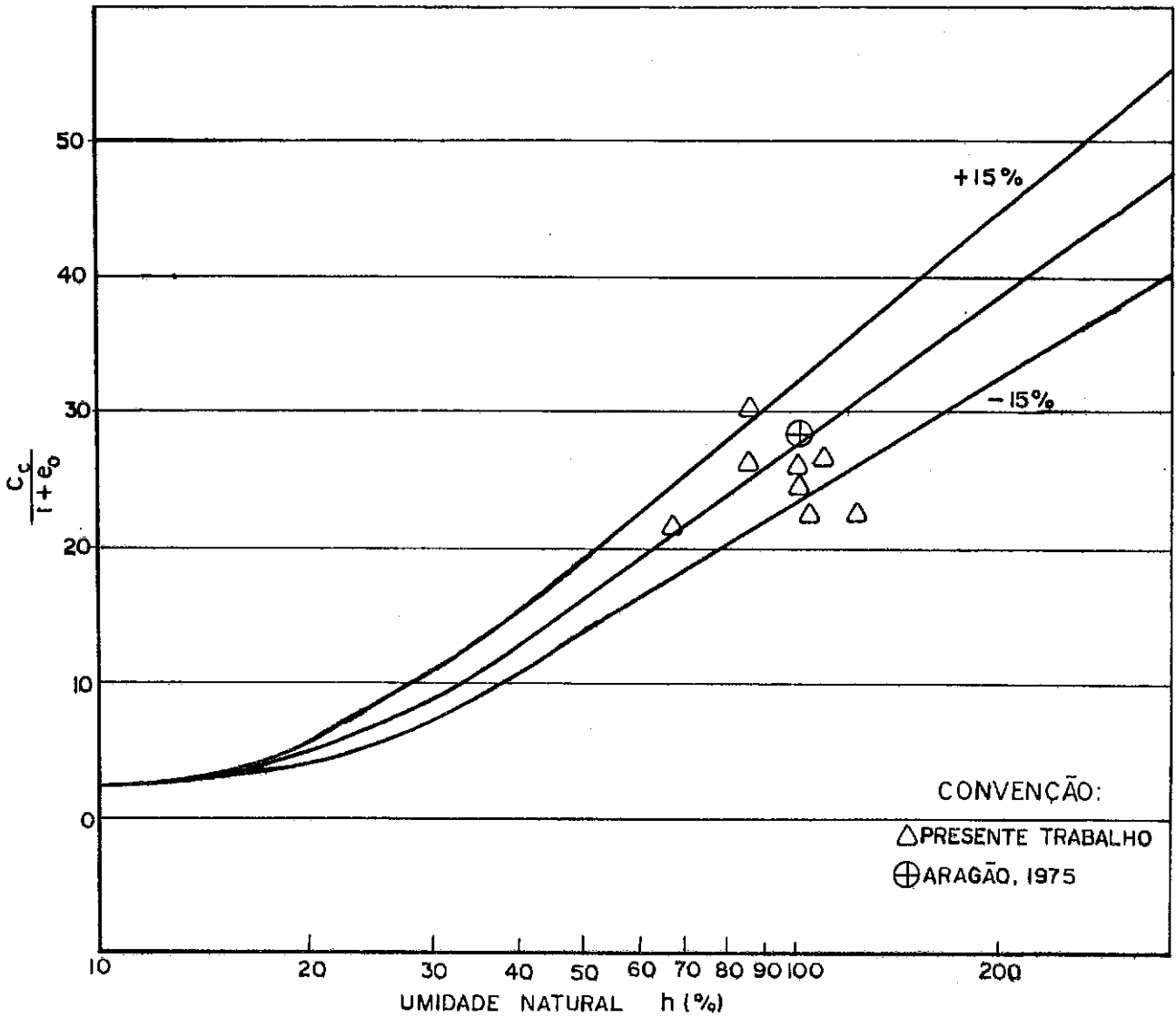


FIG. III. 22 – RELAÇÃO ENTRE O ÍNDICE DE COMPRESSÃO E A UMIDADE NATURAL (AFTER LAMBE & WHITMAN, 1969)

CAPÍTULO IV

ENSAIOS DE PALHETA DE

CAMPO E DE LABORATÓRIO

CAPÍTULO IV

ENSAIOS DE PALHETA DE CAMPO E DE LABORATÓRIO

IV.1 - INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta os ensaios de palheta de campo e de laboratório realizados na argila do Caju. Inicialmente será apresentada uma revisão bibliográfica relativa ao assunto, com ênfase nos fatores que influenciam os resultados dos ensaios de palheta.

IV.2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O desenvolvimento do ensaio de palheta remonta ao fim dos anos cinquenta, tendo sido desenvolvido para medida in situ da resistência ao cisalhamento não drenado das argilas e de sua sensibilidade, sendo larga e continuamente empregado e desenvolvido até a época atual, face a rapidez de obtenção de resultados e confiabilidade dos mesmos. Uma pormenorizada descrição histórica da introdução e desenvolvimento deste ensaio pode ser encontrada em FLODIN e BROMS [38].

Através dos anos inúmeros estudos realizados por diversos pesquisadores, muitos dos quais citados em COLLET [27] e ROY e LEBLANC [102], demonstraram ser a resistência obtida através deste método de ensaio dependente de inúmeros fatores. Estes, por sua vez, nem sempre concordavam com as premissas básicas da eq. de cálculo convencional, que são abaixo apresentadas:

- (1) As operações precedentes à realização do ensaio, como a cravação das hastes e palhetas, não causam perturbação na argila;
- (2) A resistência S_u é mobilizada simultaneamente em torno de uma superfície cilíndrica, tanto na direção vertical quanto na horizontal;
- (3) Não há consolidação (ou processo de dissipação de poro-pressão) ao longo do ensaio de palheta;
- (4) O material argiloso é considerado isotrópico;
- (5) As tensões de cisalhamento são consideradas uniformemente distribuídas.

COLLET [27] em seu trabalho descreveu os inúmeros fatores, coletados na bibliografia então existente, que influenciam a obtenção de S_u das argilas moles. Estes são o processo de execução do furo, as dimensões da palheta, a vel. de rotação, o tempo decorrido entre a cravação das hastes e início do ensaio, e a ruptura progressiva, entre outros. COLLET [27] também concluiu que além dos fatores acima o atrito desenvolvido entre os componentes do equipamento "convencional" utilizado (similar ao empregado no presente trabalho), e os erros provenientes da calibração da mola, tendiam a tornar as incertezas dos resultados obtidos ainda maiores, já que naquela ocasião haviam dificuldades em se obter valores precisos de atrito e torque na haste ao longo da profundidade. Tão maior

seria a dispersão dos valores quanto menor fosse o momento resistente obtido na argila (ou quanto menor fosse o diâmetro da palheta).

Num trabalho mais recente, ORTIGÃO e COLLET [97] através do aprimoramento do equipamento convencionalmente utilizado, de forma a deixá-lo praticamente isento de atritos internos e de solo-haste, conseguiram resultados de Su com um grau de confiabilidade relativamente superior. Estes concluíam ser o ensaio de palheta de campo a melhor maneira de se obter, no momento, um perfil de resistência não drenada para o uso em projeto em solos moles, ao se empregar o equipamento apropriado. Segundo estes autores, deve-se ter cuidado ao se utilizar os resultados obtidos com a aparelhagem convencional, já que esta, comprovadamente, não elimina totalmente os atritos nem possibilita a correta determinação dos mesmos, face a elevada dispersão. VEY e SCHLESSINGER [120] e BENNET e MECHAM [11], citados neste trabalho, já chamavam atenção para as dificuldades existentes à determinação do atrito solo-haste.

Alguns dos fatores inicialmente estudados em bibliografia só agora começam a ficar melhor compreendidos, em função dos intensivos estudos que vem sendo desenvolvidos nesta área de pesquisa. Um destes é o ganho de resistência não drenada com o tempo de espera após a inserção das palhetas. FLAATE [37] relata estudos realizados com as argilas marinhas norueguesas, onde obteve-se Su crescentes com o aumento do tempo de espera. Na ocasião não existia explicação satisfatória para o fenômeno, sendo atribuído a uma ação combinada da consolidação e migração interna d'água para a

região na qual se insere as palhetas. O mesmo resultado tem sido obtido em ensaios de palheta em laboratório, como por exemplo os realizados por ALMEIDA e PARRY [4] em caulim reconstituído, nos quais o tempo de espera variou de 1 a 20 min. ROY e LEBLANC [102] afirmam, conclusivamente, não ser o ensaio de palheta realizado em condições não-drenadas, tendo a consolidação um papel importante na obtenção dos valores finais de S_u . Uma melhor compreensão do fenômeno, entretanto, pode ser encontrada nos recentes estudos realizados por MATSUI e ABE [81], que pesquisaram o mecanismo de ruptura ao longo do plano de cisalhamento de ensaios de palheta de laboratório, em argilas reconstituídas (caulim). Nesses trabalhos utilizaram-se transdutores de poro-pressão acoplados às palhetas e inseridos na argila, além de simulações destes ensaios através de análises numéricas, a fim de se constatar que o excesso na distribuição de poro-pressões ao longo das palhetas era dependente da velocidade angular empregada e permeabilidade do solo, e que a condição não drenada só se alcançava, para o solo estudado, com velocidades angulares superiores a 60 /min. Pode ser demonstrado, nas análises numéricas, que o acréscimo de poro-pressão induzido pelo cisalhamento era consideravelmente inferior àquele originado durante a inserção das palhetas. Este fato foi comprovado posteriormente por KIMURA e SAITOH [57] em ensaios laboratoriais com solos coesivos de IP igual a 20 e 50 respectivamente, utilizando-se aparelhagem semelhante àquela previamente descrita pelos outros autores. Neste caso, comprovou-se que o acréscimo de poro-pressão após a inserção das palhetas tende a decrescer e equalizar mesmo durante a fase de cisalhamento (se esta se realizar no máximo 4hs depois da

inserção), Já que nesta fase o acréscimo Δu tende a ser de pequena monta quando comparado com a poro-pressão inicialmente induzida. Com tais comprovações conclui-se, efetivamente, ser o ensaio de palheta realizado em certas ocasiões de forma drenada (ou parcialmente drenada).

Resultado similar, em termos de acréscimo de poro-pressão na cravação, obteve DAVIES et al [32] em ensaios laboratoriais em caulim. Estes, no entanto, ao comparar a variação de poro-pressão induzida no cisalhamento com a velocidade angular das palhetas, concluíram que para pequenas valores de W o ganho de resistência se dá em função da consolidação da amostra ao longo do plano de cisalhamento, enquanto que para W acima de $30 \frac{0}{\text{min}}$ o ganho em S_u está associado a efeitos de velocidade de deformação, Já que neste caso não há a possibilidade de consolidação durante o cisalhamento.

IV.3 - PROGRAMA DE ENSAIOS REALIZADOS

Apesar dos diversos fatores que influem nos resultados dos ensaios de palheta e que afetam o valor da resistência não drenada obtida através dos mesmos, foram efetuadas medidas de S_u ao longo da profundidade através deste ensaio. Os objetivos deste ensaio foi foram, principalmente:

- (1) O levantamento de alguns fatores discutidos nos capítulos II e III, tais como amolgamento e heterogeneidade in situ do solo;

(2) A obtenção de valores de S_u a serem comparados com os relativos aos diferentes ensaios realizados, e a serem utilizados em futuras análises computacionais.

Assim foi programada uma extensa campanha de ensaios in situ e realizados 11 furos de sondagem, nos quais o ensaio de palheta era executado a cada metro, sendo precedido dos ensaios de penetração dinâmica. Obtiveram-se, desta maneira, 84 valores distintos de S_u ao longo das duas linhas de sondagem realizadas, valores estes que auxiliaram na escolha do local de retirada das amostras indeformadas. Foram também realizados ensaios de palheta de laboratório em amostradores de parede fina, sendo estes executados no topo dos amostradores e ao longo dos mesmos (só nas amostras SM10-1A e 1B, 8 a 9), com vistas a uma comparação com os resultados dos ensaios de campo. Descrições mais detalhadas das etapas de trabalho adotadas serão apresentadas a seguir.

IV.4 - EQUIPAMENTO E PROCEDIMENTO DE ENSAIO

IV.4.1 - Ensaios de Palheta de Campo

O equipamento utilizado nos ensaios de campo é pertencente à firma empreiteira que realizou as sondagens, sendo este similar ao utilizado por COLLET [27].

A metodologia de realização do ensaio seguiu prescrições dadas pela bibliografia existente, conforme descrição a seguir:

- (1) O método de ensaio de palheta, classificado como "Acker Vane", era realizado através de furação prévia com o equipamento de lavagem, aproveitando-se da mesma aparelhagem a ser utilizada nas sondagens a percussão. A perfuração se dava num diâmetro de 101 mm, sendo realizada até uma cota 50 cm superior àquela de ensaio. Nesta etapa, cravava-se o tubo de revestimento o mais verticalmente possível, através do auxílio de um nível de bolha, e procedia-se a limpeza final do fundo do furo com um trado concha. O distanciamento de 50 cm é uma recomendação da norma ASTM - 72 citada em COLLET [27];
- (2) Descida do conjunto de hastes de extensão, tendo na extremidade inferior a palheta a ser utilizada e na superior a haste de seção quadrada. Tomava-se o cuidado para não cravar a palheta na argila do fundo do furo;
- (3) Colocação da peça de fixação da mesa;
- (4) Instalação da mesa na peça de fixação;
- (5) Cravação estática da palheta de aproximadamente 50cm no solo mole, num movimento rápido e contínuo;
- (6) Instalação do deflectômetro e da manivela para aplicação do torque ao conjunto hastes - palheta;
- (7) Realização do ensaio com velocidade de rotação igual a 67 min, conforme sugestão de CADLING e ODENSTAD [21]. Esta velocidade também é uma indicação da norma ASMT - 72 citada em COLLET [27], e constitui, atualmente, uma prática padrão do ensaio;

(8) Rotação do conjunto no sentido de fechamento da mola até uma rotação máxima de aproximadamente 60° , onde, no caso da argila do Calu, já se obtinham resistências residuais. As leituras deflectométricas eram anotadas a cada 2° de deformação angular;

(9) Rotação da palheta de 720° , visando destruir a estrutura da argila existente na cota de ensaio de forma a obter a resistência não drenada do material amolgado. O sentido de rotação era o mesmo que o anterior;

(10) Ensaio com o material amolgado, seguindo os mesmos procedimentos descritos nos itens (7) e (8), utilizando, neste caso, uma rotação máxima de 40° ;

(11) Retirada de todo o equipamento utilizado, permanecendo apenas o revestimento;

(12) Limpeza do fundo do furo com trado concha e início do ensaio de penetração dinâmica (SPT), descrito no capítulo II, até 45 cm abaixo da cota final do ensaio de palheta.

O equipamento adotado nestes ensaios embora seja largamente utilizado pelas firmas empreiteiras nacionais encontra-se, sem dúvida, em vias de substituição. Isto se deve principalmente ao desenvolvimento atual de aparelhagens menos sujeitas aos atritos internos desenvolvidos, ou com sistemas mais precisos de mensuração destes, conforme exposto em ORTIGAO e COLLET [1971]. Com relação à metodologia de execução destes ensaios parece ainda não haver um consenso

internacional a respeito dos procedimentos a serem adotados, visto que nas inúmeras normas vigentes existem divergências em relação à aspectos particulares, como velocidade de ensaio, prof. de inserção, etc. Num recente simpósio (ASTM [8]) foram apresentadas, com base nas principais normas vigentes, todas as metodologias atualmente empregadas e os detalhes preconizados para a aparelhagem do ensaio, conforme as tabelas (IV.1) e (IV.2).

IV.4.2 - Ensaios de Palheta de Laboratório

Os ensaios de laboratório realizados na COPPE utilizaram um equipamento de fabricação da Wykeham Farrance para este fim (o mesmo empregado por ORTIGÃO [94] para os ensaios realizados na argila de Sarapu). Os componentes básicos podem ser visualizados à figura (IV.1), e são descritos como:

- (a) Corpo do equipamento formado por peças metálicas aparafusadas entre si. Neste são fixados o sistema de acoplamento das palhetas e haste, o motor e o transformador, e a base da aparelhagem;
- (b) Sistema de acoplamento das palhetas e haste, que possui a possibilidade de movimentação vertical, através da rotação de uma manivela. Neste sistema coloca-se a mola a ser utilizada nos ensaios e, no trecho inferior, fixam-se a haste e palhetas metálicas. As deformações são lidas através de uma escala graduada existente;

- (c) Jogo de molas e hastes com palhetas distintas. No presente trabalho utilizou-se a mola número 2 e uma palheta com altura de 25,4 mm e diâmetro de 12,7 mm, ou seja, $H/D = 2$. O fabricante fornecia, adicionalmente, as curvas de calibração das molas, porém, conforme será explanado posteriormente no apêndice B, utilizou-se para a mola n. 2 uma constante calibrada com um equipamento construído exclusivamente para este fim;
- (d) Unidade motorizada em corrente contínua (15V-DC) que se acopla ao sistema descrito em (b). Interligado a esta unidade encontra-se um pequeno transformador AC/DC que converte a corrente alternada de 220V do laboratório àquela necessária ao funcionamento do motor. A velocidade angular (ω) despertada na palheta é de 10 /min, porém existe a possibilidade de, através de uma manivela com correia acoplada ao sistema motorizado, empregar-se outras velocidades angulares por processo manual;
- (e) Escala de leitura de deformações presente à parte superior do sistema descrito em (b), cuja graduação se dá em graus. O sistema de marcação é composto por 2 ponteiros que permanecem juntos entre si até ser alcançada a deformação correspondente ao torque máximo. Neste momento o ponteiro principal começa a acompanhar o solo, enquanto que o secundário permanece estável na situação de S_u máximo.

A metodologia de execução do ensaio seguiu prescrições dadas pela bibliografia existente, conforme tabelas (IV.1) e (IV.2), e ensaios realizados por DAVIES et al

[32], PERLOW e RICHARDS [98], e ORTIGÃO [94], sendo descrita a seguir:

- (1) Escolhia-se o amostrador a ser utilizado e removia-se os 5cm iniciais do topo da amostra coletada através do extrator horizontal descrito no capítulo II;
- (2) Este amostrador era colocado na posição vertical de modo que a amostra a ser ensaiada, previamente preparada e situada no topo do mesmo, ficasse à vista. Esta posição correspondia à situação original de campo do extrato argiloso;
- (3) Ajustava-se na bancada de concreto o equipamento de ensaio de palheta de laboratório, de forma a posicioná-lo num local adjacente e superior à amostra a ser ensaiada. A mola e a palheta adotada já haviam sido acopladas na aparelhagem utilizada;
- (4) Utilizando-se da manivela descrita em (b) procedia-se a operação de cravação estática das palhetas no solo, numa profundidade média de 2 cm e num intervalo de tempo de cerca de 5 segundos. Procurava-se escolher, na amostra ensaiada, regiões uniformes de argila;
- (5) Esperava-se cerca de 1 minuto até se iniciar a fase de cisalhamento do ensaio. Este tempo está de acordo com o valor preconizado por ALMEIDA e PARRY [4], já que, segundo estes, intervalos maiores levarão a resultados superiores de S_u ;

(6) Marcava-se através da escala de leituras descrita em (e) o torque máximo medido na fase de cisalhamento. No presente trabalho utilizou-se uma velocidade angular de rotação de $10^{\circ}/\text{min}$ (equivalente a uma velocidade linear $v = W.r = 0,02 \text{ mm/s}$ na ponta da palheta) dada pela unidade motorizada, e velocidade manual de cerca de $81^{\circ}/\text{min}$ ($v = 0,15 \text{ mm/s}$) dada pela manivela. O objetivo em se realizar o ensaio com estas distintas velocidades era, no caso do sistema motorizado, de se comparar estes resultados com os valores obtidos nos ensaios in situ, no qual v era de $0,04 \text{ mm/s}$, enquanto que no caso do sistema manual objetivava-se comparar os valores de resistência (com a velocidade preconizada por PERLOW e RICHARDS [98]) com aqueles obtidos no sistema motorizado;

(7) Os procedimentos descritos em (4), (5) e (6) repetiram-se 4 vezes para cada profundidade da argila ensaiada, de forma a se obter dois valores para cada uma das duas velocidades. No caso de obtenção de torques bastantes distintos entre si, para uma mesma velocidade, procedia-se a realização de mais 1 ou 2 ensaios de forma a se obter um valor médio mais representativo;

(8) Realizava-se ensaios de atrito com a utilização da haste cega, numa mesma prof. de cravação e tipo de material que foram adotados nos ensaios de resistência. A metodologia de cravação é similar ao que foi descrito em (4) e (5), tendo sido realizado 3 ensaios distintos para cada profundidade ensaiada, com uma velocidade de $10^{\circ}/\text{min}$. Os

valores de Su apresentados ao longo deste capítulo já se encontram corrigidos para o efeito de atrito solo-haste;

(9) Ao final dos ensaios procedia-se à coleta do material cisalhado, e remanescente, de forma a se obter em estufa a umidade natural;

(10) Levava-se novamente o amostrador ao extrator horizontal para a remoção do trecho ensaiado e, quando deselado, preparação de uma nova prof. de amostra a se ensaiar.

Adicionalmente realizou-se no amostrador SM10-1A, 17 a 18, ensaios com a amostra no estado natural e amolgado (após 2 revoluções da palheta), procurando-se obter valores de sensibilidade dos ensaios de laboratório.

IV.6 - RESULTADOS OBTIDOS

IV.6.1 - Formulário Utilizado

A equação empregada no cálculo da resistência não drenada ao cisalhamento, para os ensaios de campo e laboratório, é dada por:

$$S_u = \frac{T}{\pi D \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right)} \quad (IV.1)$$

Onde T é o torque máximo medido descontado a parcela

de atrito. Para a relação usual $H/D = 2$ a eq. (IV.1) simplifica-se para:

$$Su = 0,86 \frac{T}{\pi D} \quad (IV.2)$$

Em uma análise mais moderna do ensaio de palheta com base em análises experimental e numérica, relatada em detalhe por WROTH [124] e entre nós por ORTIGÃO [96], sugere-se a equação abaixo para a obtenção de S_u :

$$Su = 0,94 \frac{T}{\pi D} \quad (IV.3)$$

Tendo em vista que a eq.(IV.3) não é ainda adotada nas normas internacionais só será aqui utilizada a eq.(IV.2), já que esta é largamente empregada.

Com relação a esta equação, algumas observações se fazem necessárias, a saber:

- (1) Na obtenção dos valores de resistência não drenada S_u foram assumidas todas as hipóteses descritas no item (IV.2);
- (2) A parcela de atrito só foi descontada nos ensaios laboratoriais visto que, quando da realização dos ensaios in situ, não havia ainda uma definição clara com relação à realização e escopo da presente dissertação.

IV.5.2 - Resultados

Nas figs. (IV.2) e (IV.3) são apresentados os resultados de S_u para o solo no estado natural e amolgado, os valores de umidade obtidos (h%), e as respectivas cotas de ensaio referentes a cada furo de sondagem realizado. As curvas típicas de resistência versus ângulo de rotação da palheta encontram-se apresentadas à figura (IV.4).

Na tabela (IV.3) são apresentados os resultados de S_u para as velocidades angulares de 10⁰ /min e 81⁰ /min, referentes aos ensaios de palheta de laboratório. A diferença percentual entre os resultados também é apresentada nesta tabela. Os valores de sensibilidade, obtidos nos ensaios laboratoriais, encontram-se apresentados à tabela (IV.4).

Nas figuras (IV.5) e (IV.6) pode ser visualizada a variação de resistência não drenada ao longo das amostras ensaiadas em laboratório, sendo também apresentado os valores de umidade e da cota relativa a cada ponto ensaiado.

Na figura (IV.7) são apresentados os valores referentes aos ensaios de palheta in situ e de laboratório, plotados em relação a cota de cada ensaio. Os valores de laboratório referem-se à velocidade angular de 10⁰ /min., sendo mostrada as curvas referentes aos valores médios e máximos obtidos.

IV.6 - DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Conforme pode ser observado nas figuras (IV.2) e (IV.3) os valores de sensibilidade obtidos nos ensaios de campo possuem uma média em torno de $2,0 \pm 1,4$, valor este que segundo SKEMPTON e NORTHEY [112] classificaria a argila do Caju como sendo de baixa a média sensibilidade. Observa-se que COLLET [27] encontrou uma sensibilidade média igual a 2,8 e ORTIGÃO e COLLET [97], com o equipamento melhorado, obtiveram o valor de 4,4 para a argila da Baixada Fluminense. Os valores de sensibilidade dos ensaios de laboratório encontram-se de acordo com a faixa de variação obtida com os resultados dos ensaios in situ. Nota-se, entretanto, que face à elevada heterogeneidade de resistências da argila do Caju, foi obtido um elevado valor de dispersão (para uma precisão de 95%), o que torna a média assim obtida com pouca representatividade, do ponto de vista estatístico.

Como se observa na figura (IV.4) a forma das curvas da deformação da mola versus ângulo de rotação da palheta não esteve, na maioria dos ensaios, de acordo com as curvas típicas descritas em COLLET [27] para a argila indeformada de Sarapuá. Tal fato ressalta a hipótese de amolgamento in situ da argila do Caju, já que, como se pode observar, alguns dos ensaios de campo resultaram em curvas de material "indeformado" iguais ou até inferiores as do material amolgado (com S_u residual) dos outros ensaios. Por outro lado na grande maioria das curvas obtidas para o material "indeformado" não se constatou um pico de resistência pronunciado. É interessante notar na fig (IV.7), com relação ao aspecto de resistência natural da argila

do Cajú, que a existência de valores de Su bem abaixo da média em subtrechos localizados (trechos estes provavelmente amolgados), levam-nos a pensar na hipótese de que antigas superfícies de deslizamento pré-existentes, ou que a atual recentemente ocorrida, teria reduzido os resultados do Su "natural" a estes valores amolgados.

Acredita-se no entanto que, associado aos fatores externos de ocupação e história geológica que tendem a dispersar os resultados de Su obtidos, outros fatores estiveram presentes, como aqueles relacionados por COLLET [27] em relação às dificuldades encontradas e erros inerentes ao ensaio de palheta de campo. Acredita-se, porém, que a influência destes fatores (atritos, etc.) nos resultados da argila do Cajú tende a ser inferior que aquela oriunda dos condicionantes geológicos e ocupacionais externos. Ou seja, a dispersão dos valores de Su encontrada se dá em função, principalmente, dos constantes aterramentos e ruptura de aterros da região.

A reduzida resistência da argila, em subtrechos do depósito argiloso, pode ser bem caracterizada com os valores inferiores apresentados nas figuras (IV.2) e (IV.3). Adicionalmente pode ser constatado que, no furo SM10, a região de menor valor obtido para Su situa-se em cota próxima àquela em que nos furos SM10-1A e 1B a recuperação de amostra indeformada foi nula. Tal trecho situa-se, inclusive, em região amolgada. Isto leva a crer que alguns dos valores mínimos de resistência referem-se a "marcas" deixadas pela passagem das superfícies de ruptura.

Com relação ainda às figuras (IV.2) e (IV.3), observa-se que há uma tendência de ocorrência de valores relativamente superiores de S_u nos trechos em que a espessura do aterro pré-existente é maior (furos SM-2, SM-7 e SM-9), o que leva a conclusão de que o adensamento deste antigo aterramento já contribuiu, num certo percentual, a um acréscimo dos valores originais de resistência *in situ*. Com relação a este aspecto, LAW [89] através da análise de inúmeros casos históricos em que se tinha os valores de S_u antes e depois do alçamento do aterro, chegou a conclusão de que a geometria deste e a sua relação com a espessura de argila no depósito é o fator mais importante no acréscimo de resistência por adensamento. Comprova-se com base neste artigo que existiam condições propícias, dadas pelo antigo aterramento do Caju, a um ganho de resistência não drenada por adensamento.

Nas figuras (IV.5) e (IV.6) estão apresentados, em função da profundidade ao longo do amostrador, os valores de resistência não drenada e a umidade respectiva. Observa-se que, no caso da figura (IV.6), há uma tendência acentuada de crescimento de S_u com o decréscimo da umidade ao longo da profundidade. Entretanto, no trecho inicial deste amostrador e ao longo daquele representado na fig. (IV.5), esta correlação entre S_u e h não se verifica. É provável que, conforme observou ORTIGÃO [94] nos seus ensaios de palheta na argila de Sarapuí, tal fato esteja correlacionado a um amolgamento da argila existente no topo do amostrador, que levaria a menores valores de S_u nesta região.

A heterogeneidade de resistência ao longo do depósito pode ser comprovada através da comparação dos resultados expressos às figuras (IV.5) e (IV.6), onde, para cotas equivalentes, há uma variação de até 61% entre os valores apresentados.

Com relação à velocidade de rotação dos ensaios de palheta de laboratório, cujos resultados encontram-se apresentados na tabela (IV.3), não foi observada uma tendência de crescimento de S_u com a velocidade angular, conforme exposto em DAVIES et al [32] e em outros trabalhos. Com base nesta tabela observa-se que os resultados apresentaram uma variação percentual de -20% a +40%, com uma média estimada em +2,0%, resultados estes que podem ser explicados ao se considerar as heterogeneidades presentes em cada ponto da argila ensaiada, e ao se levar em conta que o emprego da velocidade manual estava sujeito a maiores discrepâncias que a utilização da velocidade motorizada. Observa-se também que com base nestas velocidades adotadas e nos resultados de ângulo de rotação para o pico, expressos na tabela (IV.3), que a ruptura ocorreu num período de tempo superior aos 3 min. máximos recomendados (na tabela IV.2), nos casos em que a velocidade angular foi de 10⁰ /min. Isto está correlacionado à consistência da argila amostrada que, em alguns casos, mostrou-se bastante superior àquela normalmente encontrada para a argila da Baixada Fluminense. Entretanto, para os casos em que se empregou $W = 81$ /min os valores de tempo de ruptura tenderam para a faixa recomendável (1 a 3 min.).

A comparação de valores obtidos nos ensaios de palheta de campo e laboratório, apresentada na figura (IV.7), mostra uma boa concordância em termos de valores médios. Observa-se também que, face à dispersão dos resultados, não se constata uma tendência ao crescimento (à exceção dos valores máximos "indeformados") de Su com a profundidade. Nota-se inclusive que os menores valores de resistência equivalem, em geral, aos ensaios in situ, o que nos leva a supor que os trechos mais amolgados não foram recuperados pelos amostradores utilizados.

A discussão dos resultados dos ensaios de palheta nas análises de estabilidade efetuadas será apresentada no capítulo VI.

PARAMETRO	NORMA				
	ASTM	BRITANICA	NORUEGUESA	ENSAIO DE LABORATÓRIO	
RELAÇÃO H/D	2:1	2:1	2:1	1:1 OU 2:1	
ACURÁCIA DO TORQUE	1,2 kPa	1% DA FAIXA DE VALORES (0 A 700Nm)	0,5% DA FAIXA DE VALORES	--	
ROTAÇÃO DA PALHETA	ENGRENAGEM	ENGRENAGEM	ENGRENAGEM	SIST. MOTORIZADO	
RELAÇÃO DE ÁREA (1)	< 12%	< 12%	< 12%	< 15%	
FORMA DA PALHETA	RETANGULAR OU CÔNICA	RETANGULAR	RETANGULAR	RETANGULAR	

(1) NOTA: Definida como a relação entre a área da seção transversal da palheta e a área do círculo de diâmetro igual ao diâmetro da palheta.

TABELA IV.1 - DETALHES DO EQUIPAMENTO PARA OS ENSAIOS DE PALHETA (ASTM, 1987)

PARÂMETROS	ASTM	BRITÂNICA	NORUEGUESA	ENSAIO DE LABORATÓRIO
Prof. Inserção	5 X Dfuro	3 x Dfuro	500 mm	-
Vel. Rotação	0 6 /Min.	0 6 a 12 /Min.	0 12 /Min.	0 60-90 /Min.
Tempo para Ruptura	2 a 5 Min.	5 Min.	1 a 3 Min.	1 a 3 Min.
N. Revoluções para Su amolgado	10	6	25	5 a 10
Tempo de Espera	Nenhum ou < 1 Min.	5 Min.	< 5Min.	< 1Min.
Intervalo de prof. para cada ensaio	> 0,76m	> 0,50m	0,5 a 1m	-

TABELA IV.2 - PROCEDIMENTOS PARA OS ENSAIOS DE PALHETA (ASTM, 1987)

ANOSTRADOR	ANGULO DE ROTAÇÃO		Su (kPa)		DIFERENÇA
	PARA O PICO ()				PERCENTUAL
	0 10 / MIN	0 81 / MIN	0 10 / MIN	0 81 / MIN	(%)
SK10-1A, 8 A 9	58	73	13	16	+ 23
SK10-1B, 8 A 9	40	40	9	7	- 22
SK10-1B, 9 A 10	34	44	7	9	+ 22
SK10-1A, 11 A 12	40	42	9	9	0
SK10-1A, 13 A 14	24	24	5	5	0
SK10-1B, 13 A 14	34	30	7	6	- 14
SK10-1B, 14 A 15	81	80	18	17	- 5
SK10-1B, 16 A 17	25	33	5	7	+ 40
SK10-1A, 17 A 18	22	20	5	4	- 20

OBS. 1: OS ENSAIOS FORAM REALIZADOS, EM SUA MAIORIA, NO TOPO DO ANOSTRADOR.

OBS. 2: NO CÁLCULO DA DEFORMAÇÃO MÉDIA JÁ FOI DESCONTADA A PARCELA EQUIVALENTE AO ATRITO.

OBS. 3: A VELOCIDADE DE 81 /MIN FOI CONSEGUIDA MANUALMENTE.

TABELA IV.3 - TABELA COMPARATIVA DE RESULTADOS DE ENSAIOS COM DIFERENTES VELOCIDADES

ENSAIO DE PALHETA DE LABORATÓRIO

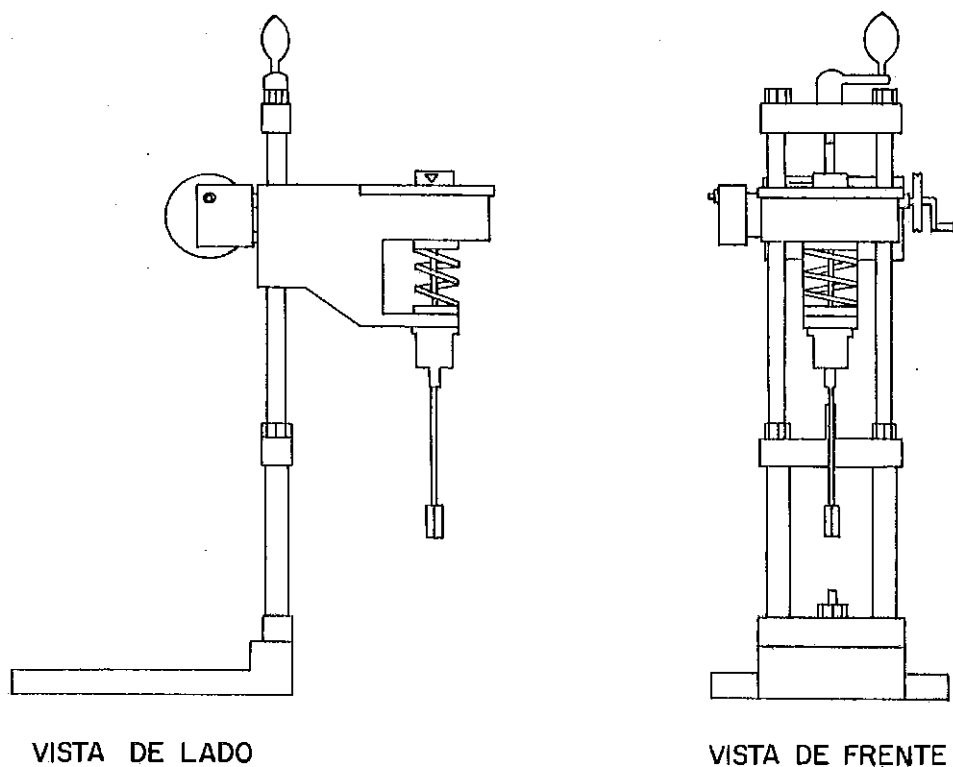
AMOSTRADOR	PONTO o N.	h (Z)	ÂNGULO DE ROT. PICO (Z)	ÂNGULO DE ROT. AMOLGAO (Z)	Su (PICO) (kPa)	Su (AMOLG) (kPa)	SENSIBILIDADE
							$\frac{Su(P)}{Su(A)}$
SK10-1A, 17 A 18	1		44	16	9,6	3,4	2,7
	2	82,30	47	18	10,2	3,9	2,6
	3		48	28	10,4	6,1	1,7

OBS. 1: OS ENSAIOS FORAM REALIZADOS SEM LEVAR EM CONSIDERAÇÃO A PERDA POR ATRITO NA HASTE

OBS. 2: A VELOCIDADE DE ENSAIO FOI DE 10 /MIN

TABELA IV.4 - VARIAÇÃO DA SENSIBILIDADE DA AMOSTRA EM UMA MESMA COTA

ENSAIO DE PALHETA DE LABORATÓRIO



ESCALA GRÁFICA
0 5 10 (cm)

FIG. IV.1 – APARELHAGEM DO ENSAIO DE PALHETA DE LABORATÓRIO

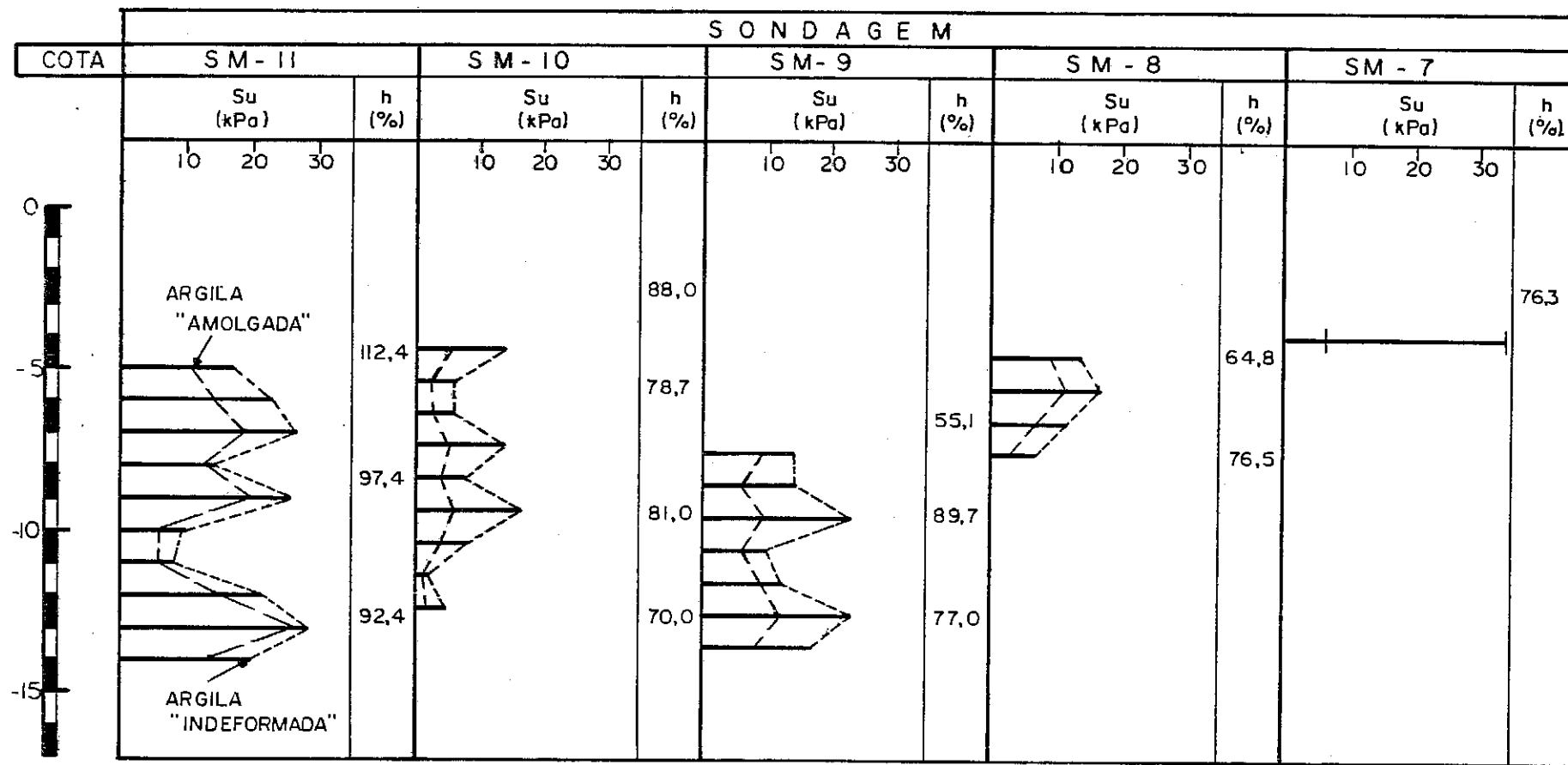


FIG. IV.2 - CURVAS DE VARIAÇÃO DE Su (pico), h (%) VS. COTA (m)
 LINHA DE SONDAÇÃO Nº 1
 ENSAIO DE PALHETA DE CAMPO

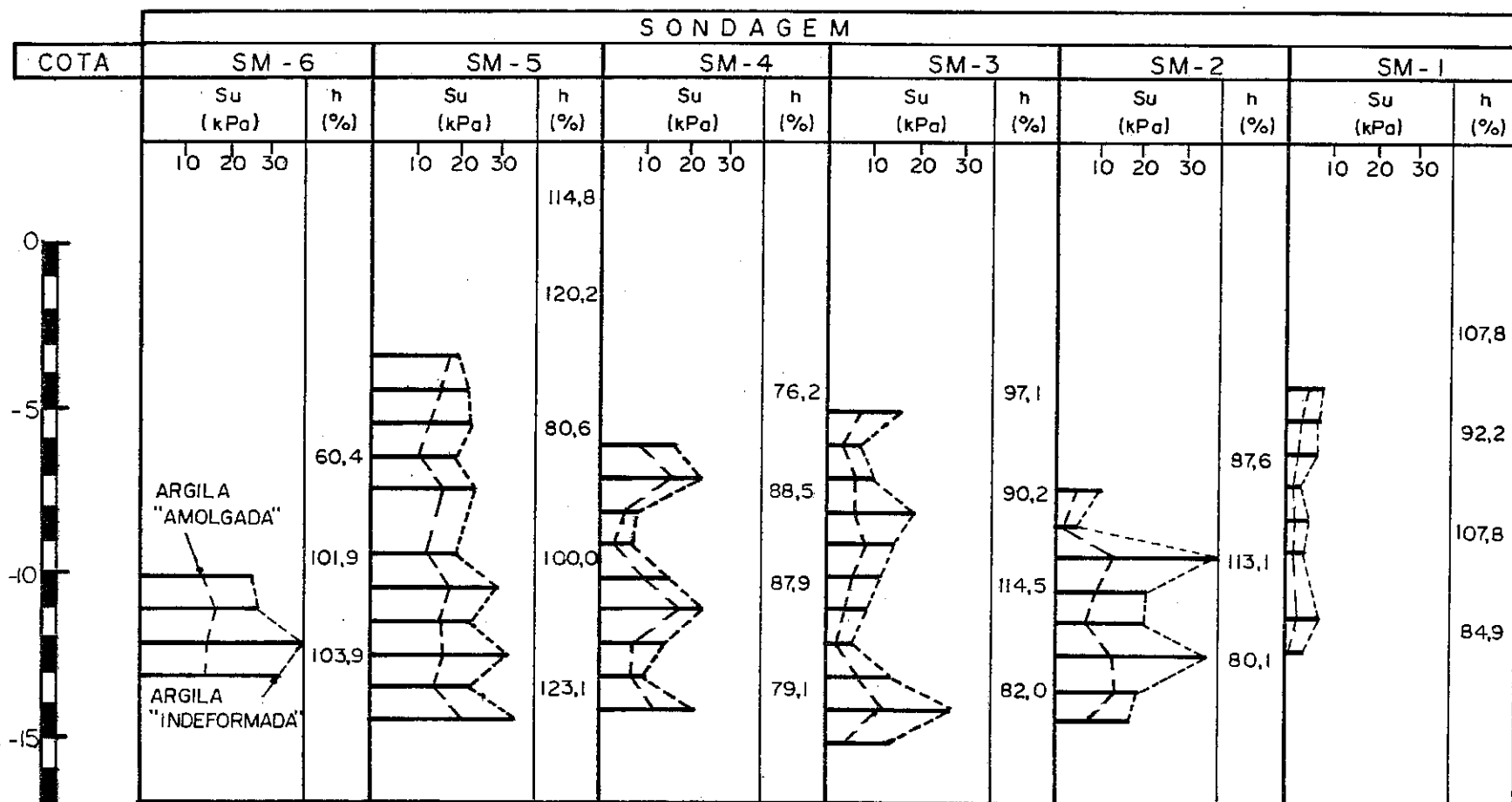
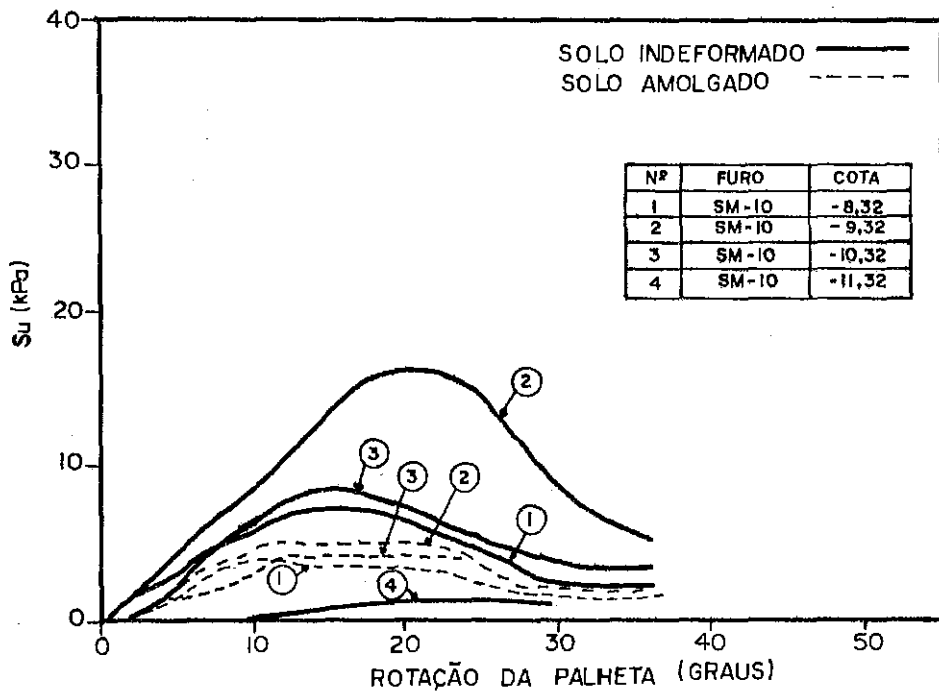
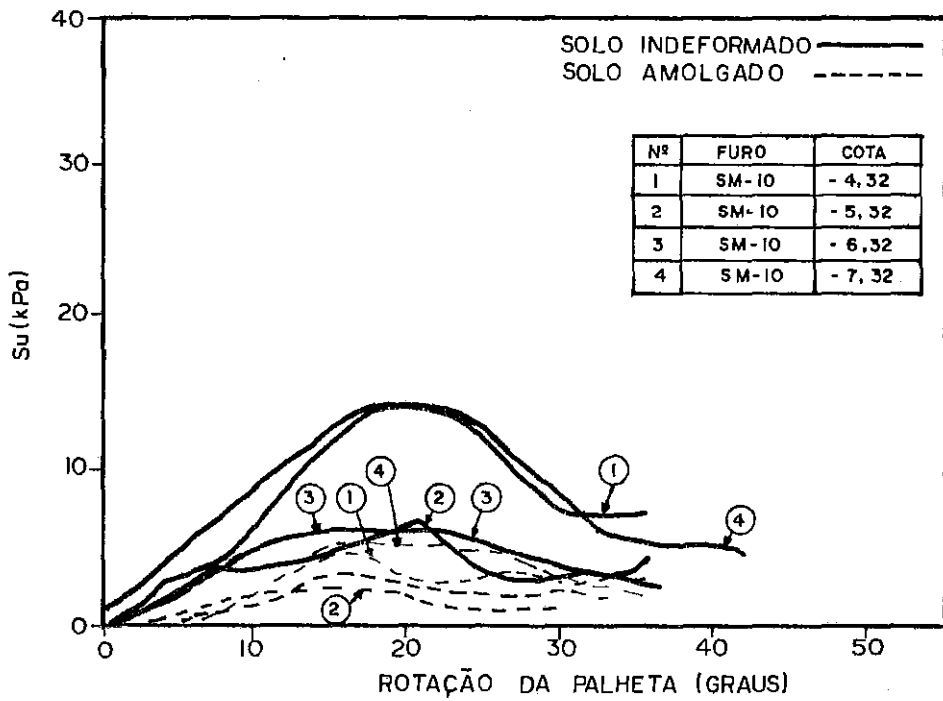
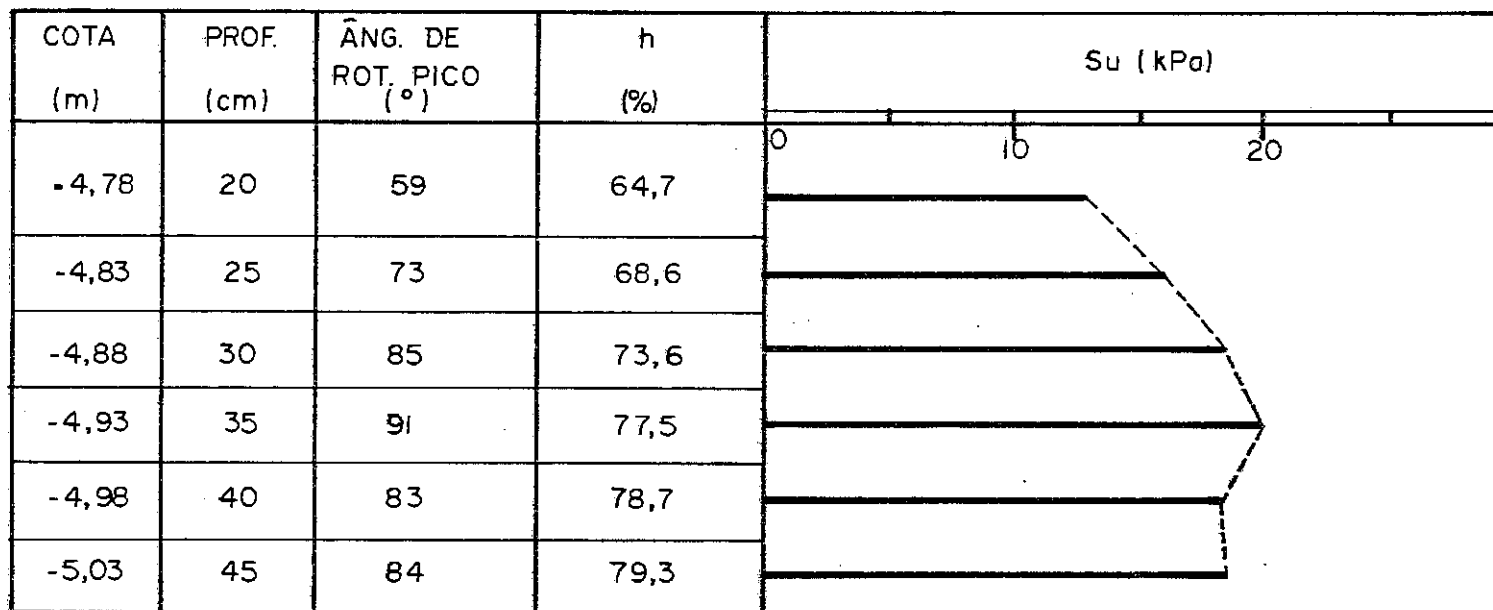


FIG. IV.3 - CURVAS DE VARIAÇÃO DE Su (pico), h (%) VS. COTA (m)
LINHA DE SONDAGEM Nº 2
ENSAIO DE PALHETA DE CAMPO



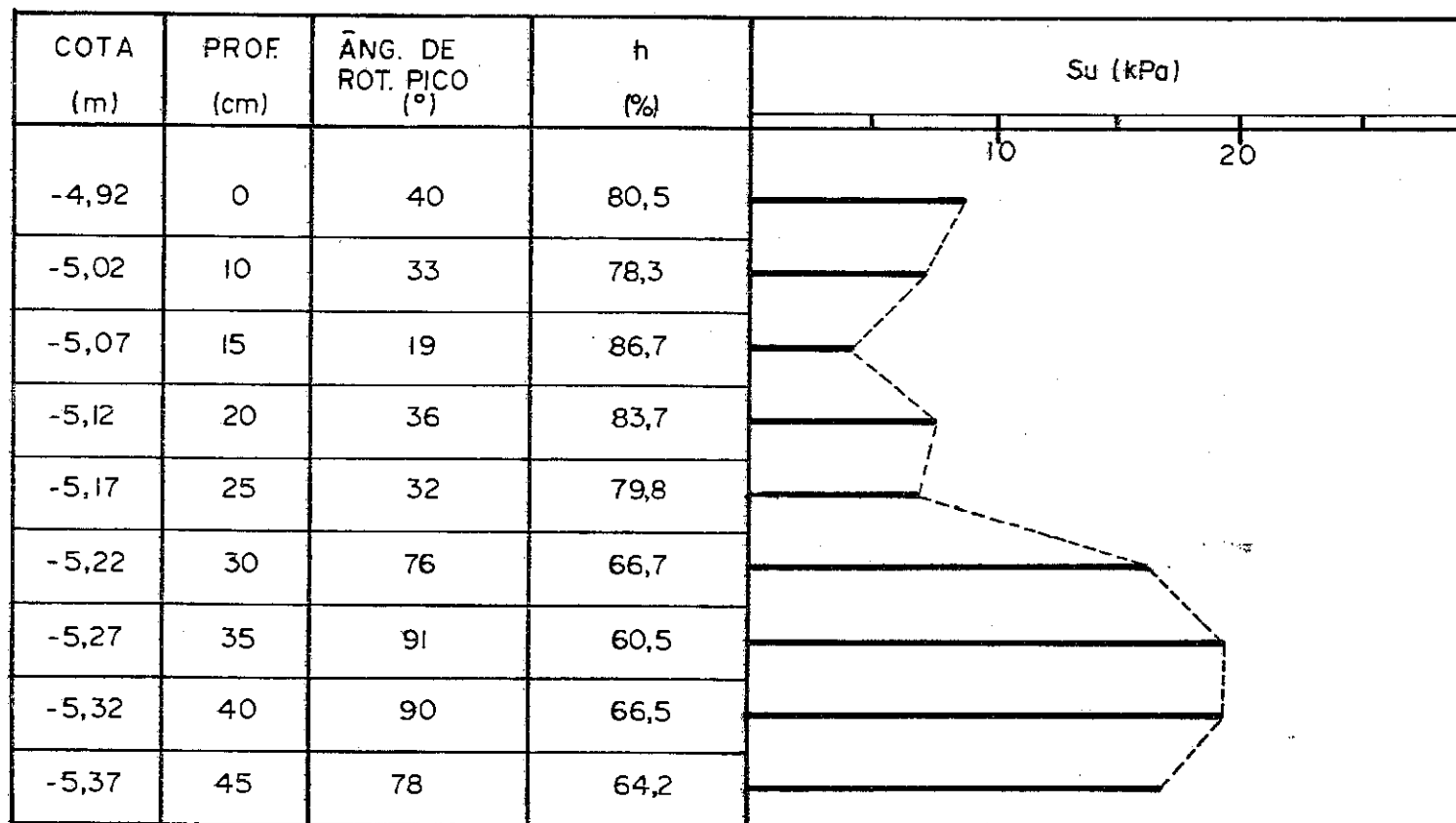
**FIG.IV.4 - CURVAS TÍPICAS S_u VS. ÂNGULO DE ROTAÇÃO DA PALHETA
ENSAIO DE PALHETA DE CAMPO
FURO - SM 10**



OBS.1: NO CÁLCULO DE S_u (kPa) JÁ FOI DESCONTADA A PARCELA EQUIVALENTE AO ATRITO DESENVOLVIDO AO LONGO DO FUSTE DA HASTE

OBS.2: A VELOCIDADE ANGULAR ADOTADA NO ENSAIO FOI DE $10^\circ/\text{min}$

**FIG.IV.5 – CURVAS DE VARIAÇÃO DE S_u (pico), h(%) VS. COTA(m)
AMOSTRADOR SM 10-1A, PROF. 8 a 9
ENSAIO DE PALHETA DE LABORATÓRIO**



OBS.1: NO CÁLCULO DE Su(kPa) JÁ FOI DESCONTADA A PARCELA EQUIVALENTE AO ATRITO DESENVOLVIDO AO LONGO DO FUSTE DA HASTE

OBS.2: A VELOCIDADE ANGULAR ADOTADA NO ENSAIO FOI DE 10°/min

**FIG.IV.6 - CURVAS DE VARIAÇÃO DE Su(pico), h(%) VS. COTA (m)
AMOSTRADOR SM 10-IB, PROF. 8 a 9
ENSAIO DE PALHETA DE LABORATÓRIO.**

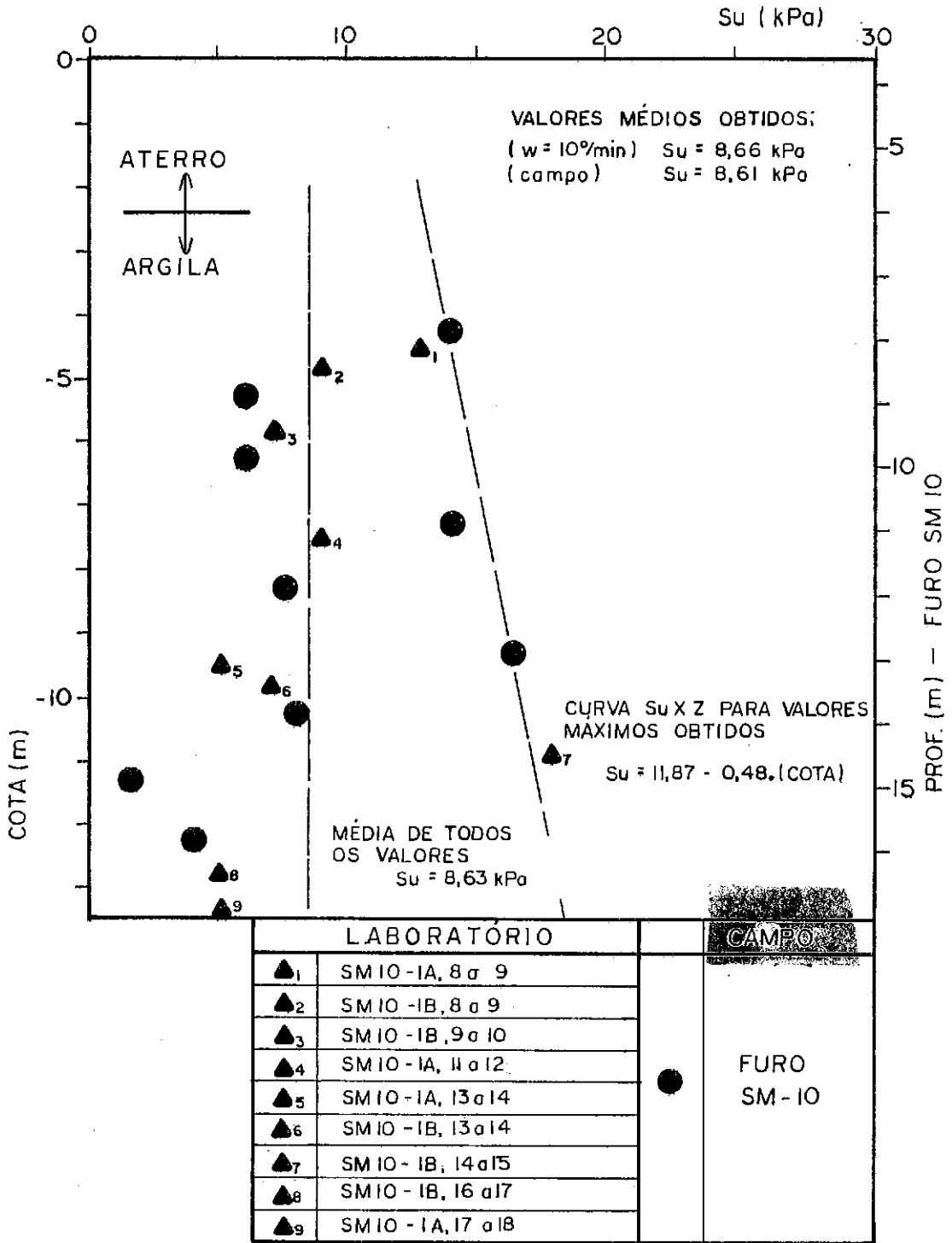


FIG. IV.7 - COMPARAÇÃO DE RESULTADOS OBTIDOS NO ENSAIO DE PALHETA DE CAMPO E LABORATÓRIO (w = 10%/min)

CAPÍTULO V

ENSAIOS TRIAXIAIS

CAPÍTULO V

ENSAIOS TRIAXIAIS

V.1 - INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta todos os procedimentos, equipamentos, resultados e comparações dos ensaios triaxiais realizados nesta fase da pesquisa. Além disso, uma breve revisão bibliográfica será dada a seguir.

V.2 - ENSAIOS TRIAXIAIS EM SOLOS ARGILOSOS: REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Os ensaios triaxiais são utilizados largamente na mecânica dos solos na previsão de parâmetros de resistência e de deformação. Constituem um precioso meio de simular, em laboratório, distintas condições de drenagem, estados de tensão e mecanismos de deformação que, analogamente, deverão ocorrer em campo no problema estudado. Dentre os tipos de ensaios triaxiais, o ensaio triaxial CU tende a ser o ensaio preferido para a análise de aterros sobre solos moles, face às diversas vantagens que o mesmo apresenta, como rapidez de execução, possibilidade de execução de diversas tensões de consolidação, etc.

A previsão da resistência e deformação da argila em função dos dados obtidos nestes ensaios, tem levado a diversas propostas com relação ao tipo de ensaio CU a ser realizado. LADD [81] sugere que os fatores mais preponderantes na previsão

da resistência não drenada obtida em ensaios do tipo CU são os efeitos de perturbação e o sistema de tensões aplicados na amostra.

NOORANY e SEED [92] estudaram o efeito da redução de tensões anisotrópicas de campo, durante a fase de coleta da amostra, nos parâmetros de resistência e poro-pressão originais do solo. Segundo estes, ao ser desconfinada, a amostra coletada passará a ter uma tensão isotrópica efetiva de valor σ'_{ps} (entre σ'_{vo} e $K_0 \sigma'_{vo}$), valor este que com o amolgamento dado pelo manuseio em laboratório tenderá a se reduzir. Esta mudança das tensões efetivas originais da amostra levará com que, nos ensaios UU, a mesma apresente valores irrealis de S_u e A_f na ruptura que, segundo LADD [61], para os solos normalmente adensados são da ordem de $10 \pm 5\%$ inferiores àqueles esperados (caso não haja amolgamento). A discrepância de resultados dada pelo amolgamento levou com que LADD e LAMBE [64] propusessem uma metodologia de ensaio em que aplica-se uma correção em S_u , em função do grau de pré-adensamento que a amostra viria a ter após redução de σ'_{ps} para σ'_s pelo manuseio em laboratório.

Algum tempo depois, BJERRUM [16] propôs que a condição necessária para a medição confiável das propriedades reais da amostra de argila em laboratório seria dada pela consolidação desta às mesmas tensões efetivas de campo, através do ensaio CKoU. Entretanto, o adensamento isotrópico da amostra à tensão efetiva vertical de campo (σ'_{vo}) é um procedimento prático e aproximado da metodologia previamente exposta, tendo

sido utilizado nos ensaios do presente trabalho. Com relação à adoção desta prática LADD [61] apresenta algumas considerações. Por exemplo, em função do baixo valor de σ'_s após a amostragem, a reconsolidação isotrópica em laboratório à pressão σ'_{vo} levará o corpo de prova a um decréscimo de umidade fazendo com que o valor de S_u assim obtido seja superior àquele referente ao ensaio consolidado anisotropicamente às pressões σ'_{vo} e $K_0\sigma'_{vo}$. Isto ocorre porque na consolidação isotrópica a amostra estará sujeita a uma tensão média superior àquela existente para a consolidação anisotrópica, que, neste caso, é próxima da tensão octaédrica.

Para valores de σ'_c entre σ'_s e 2 a 4 vezes σ'_{vo} a argila comporta-se como se estivesse pré-adensada. Entretanto, se σ'_c é superior a esta faixa de pressões, o resultado de S_u/σ'_c torna-se constante, vindo a induzir na argila um "comportamento normalizado" (HENKEL [48]). Foi com vistas a utilização dos parâmetros normalizados que LADD e FOOTT [88] desenvolveram o método SHANSEP. Esta metodologia consiste em se avaliar precisamente as características oedométricas, e o histórico de tensões do depósito de argila, e aplicar-lhe o conceito de parâmetro normalizado, com a finalidade de se obter um perfil representativo da resistência não drenada isenta dos efeitos de amolgamento, amostragem perfeita, etc. As principais etapas do método são dadas por:

- (1) Investigação do perfil geotécnico através de sondagens e classificação geológica do mesmo;
- (2) Avaliação da história de tensões do depósito através de ensaios oedométricos em amostras de excelente qualidade;

(3) Reconsolidação das amostras do ensaio triaxial até a condição "normalizável", para então aplicar um pré-adensamento artificial através da redução das tensões confinantes. Destes ensaios obtêm-se os parâmetros normalizados necessários ao cálculo, em conjunto com os dados de (1) e (2), da resistência não drenada do depósito.

Este método é totalmente dependente de um perfeito conhecimento da história de tensões da argila estudada, não sendo válido para casos em que a amostra apresenta características não normalizáveis, seja por alta sensibilidade ou por cimentação da argila. Depósitos em que há uma elevada variação dos parâmetros oedométricos com a profundidade (ou que há subadensamento e amolgamento de subtrechos, como no Caju) não são propícios à aplicação desta metodologia.

HANZAWA [43] através da análise de estabilidade de casos reais de aterros levados à ruptura sobre solos normalmente adensados, afirma ser o método SHANSEP conservador para os solos que sofreram o processo de "envelhecimento" ("aging"), já que nestes o valor de S_u obtido nesta metodologia chega a ser até 22% inferior àquele real in situ. COATSWORTH e HOBBS [28] nas discussões posteriores daquele trabalho afirmam serem os resultados de Hanzawa muito generalizados, já que a maioria das argilas já sofreu o fenômeno de "envelhecimento". Estes propõe que a metodologia SHANSEP só seja aplicada em argilas de baixo IP, mesmo que "envelhecidas", sendo aconselhável nos casos em que há elevados IP a adoção do método de Bjerrum Modificado (HANZAWA e KISHIDA [44]).

V.3 - TIPOS DE METODOLOGIAS ADOADAS NOS ENSAIOS TRIAXIAIS

No presente trabalho utilizou-se de um procedimento adaptado da metodologia de BJERRUM [16], no qual houve o adensamento isotrópico das amostras às tensões efetivas verticais de campo (considerando todo o adensamento do aterro). Procurou-se também aplicar, dentro do possível, a metodologia de análise SHANSEP, tendo de ser estimado, neste caso, o perfil de tensão efetiva vertical original do depósito do CaJu e adotando-se para este perfil a relação S_u/σ'_c para um OCR = 1. Cabe aqui observar que as análises efetuadas basearam-se no perfil geológico existente ao longo do furo SM10.

As duas nomenclaturas adotadas para diferenciação dos ensaios realizados ($\sigma'_c = \sigma'_{vo}$ de campo e $\sigma'_c > \sigma'_{vo}$ de campo) estão, respectivamente, correlacionadas aos procedimentos de ensaio acima descritos.

V.4 - EQUIPAMENTO E PROCEDIMENTO DO ENSAIO

V.4.1 - Equipamento

Os equipamentos utilizados nos ensaios triaxiais CIU-C nos quais se adotaram tensões de consolidação equivalentes às efetivas verticais de campo, encontram-se apresentados esquematicamente na figura (V.1), e constituem-se basicamente de:

- (1) Célula triaxial para CP de 50,8mm de diâmetro por aproximadamente 101mm de altura (fabricação Wykeham

Farrance), de base de alumínio, hastes de aço e paredes de acrílico;

(2) Sistema auto-compensador de potes de mercúrio tipo Bishop e Henkel (fabricação Wykeham Farrance), utilizado na aplicação das pressões confinantes;

(3) Prensa para aplicação de carga axial, de def. controlada, com 10 kN de capacidade e várias velocidades de avanço (fabricação Wykeham Farrance);

(4) Célula de carga interna com capacidade de 700 kN para medir cargas verticais no "top cap" (é a mesma célula utilizada por LINS [76] e descrita em LIRA [77], tipo Imperial College);

(5) Transdutor de pressão resistivo, de capacidade de 1000 kPa, com acurácia de 0,25% e saída de 4mV/V, para medição da poro-pressão no CP (fabricação Wykeham Farrance - modelo WF 17060);

(6) Extensômetro mecânico de sensibilidade de 0,01mm para medição de deslocamento vertical (fabricação Mitutoyo);

(7) Medidor de variação de volume interior do CP do tipo reversível, utilizando-se de uma bureta modelo PPVC2 (Fabricação Wykeham Farrance);

(8) Medidor de leituras da célula de carga e do transdutor de pressão do tipo VISHAY - Switch & Balance unit, de operação manual.

Os componentes descritos em (4) e (5) já possuíam constantes de calibração conhecidas, através de recentes ensaios realizados por LIRA [77].

Na realização dos ensaios triaxiais CIU-C em que se empregou a metodologia SHANSEP ($\sigma'_c > \sigma'_{vo}$ de campo), utilizou-se o sistema automático de aquisição de dados do laboratório da COPPE. Esta mudança se deve ao fato de que na época da realização desta fase de ensaios, vinha sendo executado no laboratório testes de utilização do software e demais componentes do sistema de aquisição automática. Portanto, aproveitou-se dos ensaios do presente trabalho para teste e verificação do sistema computacional recém-implantado, o que foi vantajoso tanto para esta pesquisa quanto para aquela desenvolvida por LIRA [77]. Maiores detalhes do sistema, de seus componentes, e da metodologia de realização dos ensaios podem ser encontrados em ALMEIDA et al [3] e LIRA [77]. Os equipamentos utilizados nesta série de ensaios são os de (1) a (6) da lista acima, acrescidos dos equipamentos abaixo:

- (1) Microcomputador HP-85B com 32 kbytes de memória RAM e 128 kbytes de memória em disco eletrônico;
- (2) Conversor A/D modelo HP 3421A com 20 canais, dos quais apenas 2 são empregados, com vel. máxima de 30 leituras por segundo;
- (3) Plotter HP-7090A analógico/digital com diversas opções de traçado e de uso em papel A3 ou A4;

- (4) Impressora de matriz de ponto tipo MONICA PLUS E16030;
- (5) Interface serial micro-impressora do tipo HP82939A;
- (6) Interface micro-plotter-conversor A/D do tipo HP-1B;
- (7) Condicionador, amplificador e filtro de sinal KYOWA DPM-305A, funcionando em corrente alternada de 110V;
- (8) Fontes de excitação de corrente contínua ENTELBRA-ETB-223.D, para excitação dos transdutores;
- (9) Transdutor elétrico de deslocamento (tipo LVDT) de fabricação do IPT, modelo TD43;
- (10) Medidor de variação de volume interno do CP modelo 17038, de pressão máxima no reservatório de 170 kPa (Fabricação Wykeham Farrance);
- (11) Célula triaxial para CP de 35,5mm de diâmetro por aproximadamente 80mm de altura, tipo TESTOP (fabricação Ronald TOP).

As calibrações pertinentes ao medidor de variação de volume, transd. elétrico de deslocamento e sistema de aquisição de dados, já haviam sido previamente realizadas quando da execução dos ensaios desta fase do trabalho.

V.4.2 - Moldagem do CP e Início do Ensaio

Momentos antes do início do ensaio triaxial procedia-se a moldagem do corpo de prova. As etapas referentes a todos os procedimentos adotados podem ser subdivididas em:

- (1) Retirada da câmara úmida do amostrador escolhido. Extraia-se cerca de 100 a 120 mm de material indeformado que era colocado sobre uma placa de vidro;
- (2) Escarificação inicial deste material e sua fixação no aparelho de moldagem. Com o auxílio de uma faca amolada, fio de nylon, espátula, e régua, procedia-se a moldagem final do CP no diâmetro específico de cada ensaio, através do contínuo desbaste das laterais;
- (3) Pesagem e colocação na estufa do material restante da moldagem. Dava-se preferência àquele próximo da sup. cilíndrica final do CP, recém-desbastada;
- (4) Acabamento final do CP, através do corte em direções paralelas, do topo e base do mesmo, na altura previamente especificada;
- (5) Pesagem e medição final do CP com o auxílio de um paquímetro. Após esta etapa envolvia-se o mesmo num saco plástico e procedia-se aos ajustes finais do equipamento triaxial, conforme descrito abaixo:

- (a) Saturação completa da tubulação, transdutor de pressão, conexões e partes intrínsecas ao sistema triaxial utilizado, através da percolação de água desaerada. Durante esta etapa ligava-se o transdutor a base da célula triaxial;
- (b) Ligação da bureta a base da célula triaxial;
- (c) Colocação da pedra porosa convencional no pedestal da base e, sobre a mesma, um papel filtro no mesmo formato tipo Whatman n.º 54. Procurava-se manter permanentemente saturados tanto o papel filtro quanto a pedra porosa ali instalados;
- (d) Recobrimento de 50% do CP com papel filtro cortado segundo recomendações de BISHOP e HENKEL [13], e sua colocação do sobre o pedestal;
- (e) Cobrimento da parte superior com papel filtro e colocação do "top cap";
- (f) Recobrimento de todo o CP com uma membrana de borracha, lubrificada nos contactos e fixada através de 3 anéis de borracha;
- (g) Colocação da camisa da célula triaxial tendo-se, acoplada a esta, a célula de carga interna. Tomava-se o cuidado de assentar o pistão levemente no encaixe superior do "top cap", fixando-o até o momento do ensaio com presilhas;

(h) Enchimento da célula com água desaerada e retirada, através de um orifício existente no topo da mesma, das eventuais bolhas de ar existentes;

(i) Colocação de óleo no topo da célula triaxial, ao longo do contacto com o pistão. Após esta última etapa lia-se o valor inicial da bureta e zerava-se o transdutor de pressão (colocando-o à pressão atmosférica).

V.4.3 - Saturação e Adensamento do CP.

A saturação dos CP era obtida através da aplicação, por um período de 24 hs, de contra-pressão de até 200 kPa (na maioria dos ensaios foi de 100 kPa), com a válvula de drenagem da célula aberta. Esta pressão era aplicada em estágios de 50 kPa, permanecendo cada estágio um período mínimo de cerca de 2 hs.

O valor do parâmetro B atingido foi, na maioria dos casos, da ordem de 0,97 o que é considerado satisfatório para as argilas moles.

Após a saturação os CP eram adensados isotropicamente, através de um estágio único de pressão. Para os ensaios com $\sigma'_c > \sigma'_{vo}$, utilizou-se nas fases de saturação e adensamento os programas "SATURA" e "CONSOL" (LIRA [77]), na monitoração e acompanhamento destas etapas.

Ao final desta fase eram traçadas as curvas ΔV vs. $\sqrt{t}$ onde, utilizando-se da metodologia apresentada em HEAD

[45], eram obtidos os valores de C_v que viriam a ser utilizados no cálculo da velocidade de cisalhamento.

O pré-adensamento artificial utilizado nos ensaios sob a metodologia SHANSEP era obtido através da redução da pressão confinante σ'_{oc} para um valor σ'_c , numa razão de descarregamento desejada. Esta etapa se realizava ao término da fase de adensamento e, similarmente, era realizada com a válvula de drenagem aberta e consecutivas leituras de ΔV .

V.4.4 - Cisalhamento não Drenado

A partir do valor do $\cos f_c$ de adensamento obtido, calculava-se o tempo necessário para se ter, ao longo de todo o processo de cisalhamento, 95% de equalização das poro-pressões induzidas no centro e na base do CP. Era com este valor que, em conjunto com a deformação de ruptura estimada, calculava-se a velocidade do ensaio. A metodologia adotada está de acordo com BLIGHT [18]. Nos ensaios com $\sigma'_c = \sigma'_{vo}$ a velocidade de deformação foi de 0,007%/min. e nos ensaios restantes foi de 0,014%/min. Em geral fazia-se o cálculo para o ensaio de maior pressão confinante e adotava-se esta velocidade para os demais.

V.5 - CORREÇÕES DOS RESULTADOS

A utilização de drenos de papel filtro, e membrana de borracha em ensaios triaxiais, induzem a erros na medição das tensões aplicadas. Estes erros são de difícil avaliação podendo vir a causar diferenças de até 10% nos valores obtidos (DUNCAN

e SEED [35]), diferença esta que tenderá a diminuir com o acréscimo da pressão de consolidação.

A adoção de um valor constante de correção tem sido relatado na bibliografia (LADD e VARALLYAY [85]), citado em ORTIGÃO [95], embora diversos autores (e.g. BISHOP e HENKEL [13]), apresentem metodologias numéricas para a avaliação das correções a serem adotadas no ensaio.

É importante observar, entretanto, que estas correções só tem validade prática no caso de solos de baixa resistência.

V.5.1 - Correção devido a Membrana de Borracha

HENKEL e GILBERT [48] utilizaram-se de resultados experimentais de ensaios triaxiais UU, e resultados teóricos obtidos pela teoria da elasticidade, para a obtenção da fórmula de correção do efeito da membrana sobre o CP. Admitiu-se que o módulo de deformação da borracha na compressão e extensão são equivalentes, que o coef. de Poisson é igual a 0,5, que a borracha quando comprimida fosse capaz de absorver carga axial, e que o conjunto, como um todo, se deformaria como um cilindro. Foram utilizadas nestes ensaios 3 membranas distintas, uma das quais do tipo "convencional" e as outras duas fabricadas em laboratório, com a espessura relativamente superior e inferior a do tipo "convencional".

A expressão utilizada para a correção (σ_r) é válida apenas nos casos em que o CP apresenta ruptura plástica, sendo dada por:

$$\sigma_r = \frac{\pi d M \epsilon_a (1 - \epsilon_a)}{A_0} \quad (V.1)$$

onde:

d = diâmetro inicial do CP

M = Módulo de compressão da membrana

ϵ_a = def. específica vertical

A_0 = Área inicial da seção transversal do CP

Quando a ruptura ocorre num plano bem definido o comportamento da membrana é mais complexo, vindo a ser de difícil avaliação o valor exato da correção. BISHOP e HENKEL [13] afirmam que como a ruptura, nestes casos, ocorre em deformações específicas inferiores, a correção é geralmente da mesma ordem de grandeza daquela que deverá ser aplicada para um caso de ruptura plástica com deformação de 15%.

O valor corrigido da tensão desvio (σ_d)_c é dado então por:

$$(\sigma_d)_c = (\sigma_d)_m - \sigma_r \quad (V.2)$$

onde:

$(\sigma_d)_m$ é a tensão desvio medida e σ_r é dado pela eq.(V.1)

Com relação aos ensaios realizados neste trabalho dois procedimentos distintos foram utilizados, a saber:

(1) Ensaios com $\sigma'_c = \sigma'_{vo}$

Neste caso utilizou-se uma membrana de borracha similar à utilizada por COUTINHO [30], com espessura igual a 0,3 mm. Com base nos ensaios realizados por este autor, o valor M obtido e utilizado foi de 0,205 kN/m, valor também aqui adotado.

Observou-se, nestes ensaios, que a ruptura se deu de forma plástica, o que levou a correção a ser calculada utilizando-se diretamente as eqs. (V.1) e (V.2). Esta foi em média de 1,3 kPa, aplicada apenas para a condição de ruptura.

(2) Ensaios com $\sigma'_c > \sigma'_{vo}$

Foram utilizadas, nestes ensaios, duas membranas profiláticas de espessura igual a 0,05mm cada. Adotou-se, portanto, o mesmo valor do módulo de compressão M obtido por HENKEL e GILBERT [49] para as membranas "finas", que é da ordem de 0,15 kN/m.

Observou-se nestes ensaios que a ruptura ocorreu num plano bem definido, o que levou à utilização da fórmula expressa em (V.1) com um valor de deformação específica vertical de 15%. A correção só se realizou para os valores de ruptura, tendo sido obtido um valor médio de cerca de 2,2 kPa.

V.5.2 - Correção devido ao Papel Filtro

Segundo BISHOP e HENKEL [13], a resistência do dreno de papel filtro em ensaios triaxiais é em geral maior do que a da membrana de borracha. Estes concluíram que a utilização do

papel filtro Whatman n. 54 em amostras de diâmetro igual a 1 1/2", com cobrimento de 50%, causaria um aumento de 10 kPa na tensão desvio medida, nos casos em que a deformação vertical fosse superior a 2% e a tensão confinante maior que 35 kPa. Esta correção poderia ser dada independentemente do tipo de ruptura, sendo que no caso de GP com diâmetros diferentes, poderiam ser considerados como válidos os mesmos mecanismos presentes aos ensaios originalmente realizados. Nestes casos, portanto, estes autores sugerem que a correção seja proporcional ao perímetro coberto do GP e inversamente proporcional à área da amostra, conforme abaixo:

$$\sigma_r = K_{fp} \cdot \frac{P_e}{A_o} \quad (V.3)$$

O valor de K_{fp} obtido por estes autores, e utilizado no presente trabalho, foi de 0,19 kN/m. Estudos mais recentes (LAGERDA [80] citado em LINS [76]) indicam ser este valor, nas mesmas condições, da ordem de 0,08 kN/m.

No presente trabalho a correção só foi efetivada para os valores de ruptura, tendo sido utilizadas as equações (V.2) e (V.3). Os valores médios de correção obtidos para os ensaios $\sigma'_c = \sigma'_{vo}$ e $\sigma'_c > \sigma'_{vo}$ foram, respectivamente, 7,5 kPa e 10,5 kPa.

V.6 - RESULTADOS OBTIDOS

V.6.1 - Ensaios com $\sigma'_c = \sigma'_{vo}$

Os resultados dos ensaios triaxiais CIU-C realizados

com tensões de confinamento equivalentes às efetivas de campo, encontram-se sumarizados na tabela (V.1).

Curvas típicas de tensão-deformação, acréscimo de poro-pressão, e parâmetro $\bar{A}$ de SKEMPTON [108], normalizadas ou não, encontram-se representadas ao longo das figuras (V.2) a (V.4). Observa-se estar assinalado, nestas figuras, o ponto no qual é considerada a ruptura pelo critério da tensão desvio máxima. Os parâmetros apresentados à tabela (V.1) correspondem, em parte, a esta condição limite.

V.6.2 - Ensaios com $\sigma'_c > \sigma'_{vo}$

Os resultados dos ensaios triaxiais CIU-C em que se utilizou a metodologia SHANSEP encontram-se sumarizados na tabela (V.2). Observa-se que em função do OCR empregado, as amostras estão subdivididas em normalmente e pré-adensadas e que, como no caso anterior, alguns parâmetros correspondem à condição de ruptura.

Curvas típicas de tensão-deformação, acréscimo de poro-pressão, e parâmetro $\bar{A}$ de Skempton, normalizadas ou não, encontram-se representadas ao longo das figuras (V.5) a (V.8). Nestas também é assinalado o ponto correspondente à ruptura pelo critério da tensão desvio máxima.

V.6.3 - Todos os Ensaios

As trajetórias de tensões efetivas e envoltórias dos ensaios realizados encontram-se apresentadas na figura (V.9).

Os valores de S_u / σ'_c e de $\bar{A}_f$ encontram-se plotados em função de OCR ao longo da fig.(V.10). Nesta também é apresentada a relação teórica obtida por LIRA [77] para a argila do Caju, calculada através da teoria dos estados críticos (ATKINSON e BRANSBY [7]) e utilizando-se de uma formulação proposta por WROTH [124]. Ainda nesta figura são comparadas as curvas previamente descritas com aquela referente a argila de Sarapu (ORTIGÃO [95]).

Na fig.(V.11) encontra-se apresentada a relação entre S_u e σ'_c obtida para os ensaios do presente trabalho, e aquela calculada através da teoria dos estados críticos por LIRA [77], para a argila do Caju.

Na fig.(V.12) encontra-se apresentada, esquematicamente, a variação do perfil geotécnico e das tensões efetivas ao longo do furo SM10, calculada com base em hipóteses assumidas. É com base nesta figura que se traçou as prováveis trajetórias de tensões efetivas in situ da argila do Caju apresentadas na fig.(V.13). Nesta também é representada a trajetória de tensões efetivas em laboratório.

Encontram-se representadas na figura (V.14) todas as curvas e valores de resistência, ao longo do furo SM10, obtidos nos ensaios in situ e de laboratório realizados no presente trabalho. Com relação a estas curvas alguns comentários fazem-se necessários:

- (1) As tensões efetivas no cálculo da curva 4 da metodologia SHANSEP, e nos ensaios $\sigma'_c = \sigma'_{vo}$, correspondem a situação C da figura (V.12);

- (2) As tensões efetivas utilizadas no cômputo da curva 3 da metodologia SHANSEP correspondem a situação A da figura (V.12);
- (3) No cálculo das curvas 3 e 4 utilizou-se um valor de S_u/σ'_c igual a 0,32, como expresso à fig. (V.11);
- (4) As cotas utilizadas nos valores obtidos dos ensaios $\sigma'_c = \sigma'_{vo}$ equivalem às cotas médias dos amostradores empregados.

V.7 - DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

V.7.1 - Curvas Tensão-Deformação, Poro-Pressão e Parâmetro $\bar{A}$

Os resultados obtidos nas amostras normalmente adensadas* estão, em sua maioria, condizentes com aqueles esperados e descritos em LADD [61]. Basicamente pode-se dizer que:

- (1) Notou-se haver um incremento maior dos valores de tensão desvio do que dos valores de poro-pressão, para os pequenos estágios de deformação;
- (2) Quanto maiores foram as pressões confinantes maiores foram os valores de S_u e Δu em função da deformação. Esta tendência é melhor encontrada nos ensaios com $\sigma'_c > \sigma'_{vo}$;

*OBS: Considerou-se os ensaios $\sigma'_c = \sigma'_{vo}$ como sendo normalmente adensados.

- (3) A normalização da argila, não se encontra com resultados satisfatórios. Nota-se que os ensaios com $\sigma'_c > \sigma'_{vo}$ apresentam melhores resultados, embora a faixa de pressões confinantes adotadas (entre $2 \sigma'_{vo}$ a $6 \sigma'_{vo}$) não tenha sido suficiente para reduzir o efeito do amolgamento. Provavelmente isto se deve às distintas resistências mecânicas, e grau de amolgamento, existentes no depósito estudado. Conforme será observado posteriormente, este depósito parece não ser adequado à utilização da metodologia SHANSEP;
- (4) O amolgamento excessivo pode ser bem caracterizado com os resultados do ensaio n. 4 com $\sigma'_c = \sigma'_{vo}$, onde os valores obtidos encontram-se totalmente discrepantes do restante. Não se acredita que tal ocorrência se deva, unicamente, ao manuseio e preparação do CP, visto que para isto contou-se com o mesmo técnico e as mesmas operações anteriormente realizadas;
- (5) Nota-se haver uma tendência de crescimento do parâmetro $\bar{A}$ com a deformação e que, na maioria das vezes, estes se encontram com valores inferiores a 1,0 na ruptura, o que não está de acordo com o que era de se esperar (LADD [61]);
- (6) Observa-se a variação, para deformações próximas à ruptura, dos valores de poro-pressão medidos no ensaio citado em (4). Provavelmente a explicação para este fenômeno possa ser dada ao se considerar que a diferença de rigidez, entre o CP e a pedra porosa, causará uma não uniformidade de

tensões e deformações na vizinhança da mesma, o que influenciará nas poro-pressões observadas durante o cisalhamento. (ver GERSCOVICH [42]).

Com relação aos resultados obtidos nas amostras pré-adensadas, algumas observações podem ser dadas:

- (1) Observou-se ser a resistência não drenada superior àquela obtida para os ensaios normalmente adensados, às mesmas pressões de confinamento. Resultados semelhantes foram obtidos por LINS [76] na argila de Botafogo;
- (2) Notou-se haver a tendência de decréscimo do parâmetro $\bar{A}$ com a deformação, numa forma mais acentuada quanto maior fosse o OCR. Os resultados encontram-se de acordo com aqueles obtidos por ORTIGÃO [95] para a argila de Sarapu;
- (3) Não se constatou, entretanto, haver maiores deformações para a ruptura quanto mais elevado fosse o OCR, tendo sido obtido deformações similares.

V.7.2 - Trajetória de Tensões Efetivas e Parâmetros de Resistência

Todos os ensaios (com exceção daquele realizado com a amostra muito amolgada - n. 4 da figura (V.9)), apresentaram a trajetória de tensões efetivas de acordo com a forma convencional para as argilas moles, em função do grau de pré-adensamento.

Observa-se que as rupturas dos ensaios normalmente adensados, assinaladas na figura (V.9) com uma seta, tendem a se alinhar sobre uma reta que parte da origem. Os parâmetros coesão e ângulo de atrito interno definidos por esta reta são, respectivamente, 0 kPa e $25,7^{\circ}$. Resultados similares foram obtidos por outros autores para a argila do Rio de Janeiro (LINS [76], ORTIGÃO [95] e ARAGÃO [5]).

Nota-se haver uma acentuada curvatura na envoltória referente ao trecho pré-adensado (também observado por COUTINHO [30] para a argila de Juturnaíba), que tende a dificultar a obtenção do valor de coesão correspondente às amostras pré-adensadas. Segundo LADD [61] para uma argila sem cimentações e pré-adensada sob σ'_{vm} menor que 1000kPa, este valor seria da ordem de 5 a 10 kPa.

Convém ressaltar que a envoltória de tensões efetivas para o trecho normalmente adensado foi obtida segundo o critério da tensão desvio máxima que, segundo SIMONS [108], tende a dar valores de ângulo de atrito cerca de 2° superiores àqueles obtidos pelo critério da razão de tensões máxima. A obtenção deste ângulo por um ou outro critério é, segundo HENKEL e SOWA [50], independente do tipo de consolidação aplicada, seja ela isotrópica ou anisotrópica.

V.7.3 - Influência de OCR na Relação S_u/σ'_c e no Parâmetro A

Conforme se observa na figura (V.10) há a tendência de crescimento de S_u/σ'_c com o aumento do OCR, comportamento

este típico dos solos moles saturados. As dispersões encontradas para os ensaios normalmente adensados estão, aproximadamente, dentro da faixa esperada e descrita em LADD [61] para os ensaios de compressão triaxial, que é de $0,3 \pm 0,05$. Segundo este, o crescimento destes valores com o OCR estaria associado, primordialmente, às menores poro-pressões induzidas no cisalhamento.

Observa-se nesta mesma figura que os valores do parâmetro A na ruptura tendem a decrescer com o aumento do OCR, cujo comportamento também é típico para este tipo de solo. As dispersões encontradas nos ensaios normalmente adensados encontram-se com uma faixa de variação superior àquela respectiva de resistência, além de se situar um pouco abaixo da faixa descrita em LADD [61], que é de $1,0 \pm 0,2$. Segundo este, o parâmetro A de Skempton tende a zero com OCR em torno de 4 ± 1 , resultado este comprovado nos ensaios realizados no presente trabalho.

Ainda nesta figura são comparadas as curvas anteriormente descritas com aquelas referentes a outras pesquisas na argila do RJ. Observa-se que, embora tivessem sido utilizadas pressões de consolidação relativamente superiores às de campo, estas não foram suficientes para "apagar" a história de tensões da amostra, face ao seu elevado amolgamento. Os menores valores de S_u / σ'_c obtidos para a argila do Galu denotam este fato, principalmente nos ensaios com elevados graus de pré-adensamento. Ao se relembra as observações dadas sobre a normalização das curvas obtidas nos ensaios com esta argila, conclui-se que depósitos argilosos

cuja história de tensões é similar a do Gaju não são propícios a utilização da metodologia SHANSEP. Adicionalmente pode-se dizer que a indeterminação do real valor de OCR (no caso do presente trabalho), face ao desconhecimento da tensão efetiva atuante in situ, é um impedimento à utilização desta metodologia.

Com relação a comparação entre a curva teórica obtida por LIRA [77] e a curva experimental dos ensaios do presente trabalho, nota-se que estas são razoavelmente concordantes para OCR entre 1 e 4. Entretanto o valor de S_u / σ'_c para OCR = 8 dos ensaios experimentais foi bem inferior ao teórico.

Não obstante as observações apresentadas acima, os resultados obtidos para o parâmetro A estão de acordo com aqueles referentes a outras pesquisas na argila mole do RJ. Com relação à curva teórica nota-se haver uma razoável concordância com a curva experimental dos ensaios da argila do Gaju. Entretanto, a exemplo do que observou ALMEIDA [2], citado em LIRA [77], a curva teórica decresce mais rapidamente do que aquela experimental.

V.7.4 - Relação entre S_u e σ'_c

Observa-se na figura (V.11) que o valor médio de S_u / σ'_c obtido para os ensaios experimentais do presente trabalho é um pouco superior àquele encontrado para a argila de Sarapuí, o que pode ser explicado ao se considerar que no caso do Gaju é bem provável que tenha ocorrido um certo adensamento da camada argilosa, provocado pelo alteamento de antigos

aterros na região. Este adensamento influi diretamente no ganho de resistência não drenada da argila, induzindo a valores superiores de S_u / σ'_{vc} . Observa-se, entretanto, que a relação obtida para a curva teórica encontra-se com um valor intermediário entre os obtidos por COSTA FILHO et al [28] e ORTIGÃO [95], resultado este consistente com os de ALMEIDA [2] para o cálculo da curva teórica da argila de Sarapu.

V.8 - COMPARAÇÃO DOS VALORES DE S_u OBTIDOS POR DIFERENTES MÉTODOS

A comparação dos valores de resistência não drenada obtida nos ensaios de campo e laboratório encontra-se apresentada na figura (V.14).

Inicialmente é importante mencionar que os ensaios triaxiais se basearam na figura (V.12) para a obtenção das tensões efetivas utilizadas na metodologia SHANSEP, com um OCR igual a 1,0, ou na aplicação das tensões de consolidação dos ensaios com $\sigma'_c = \sigma'_{vo}$. Nesta figura encontra-se representada a variação (estimada) do perfil geotécnico ao longo do furo SM10, em épocas antigas e pré e pós-ruptura. É fácil observar que as tensões utilizadas no adensamento dos ensaios $\sigma'_c = \sigma'_{vo}$, equivalentes a situação C, referem-se ao limite superior das tensões efetivas no depósito. Nota-se que a variação atual destas tensões situa-se, provavelmente, numa faixa bem inferior de valores.

Com base na observação acima explica-se porque os resultados de Su dos ensaios triaxiais com $\sigma'_c = \sigma'_{vo}$, e curva 4 da metodologia SHANSEP, encontram-se numa faixa bem superior que aquela obtida nos ensaios de palheta de campo. Uma melhor visualização da influência da tensão de consolidação utilizada no ensaio sobre o valor de Su encontra-se apresentada na figura (V.13), onde são representados, esquematicamente, os valores de Su referentes aos ensaios de palheta com a amostra indeformada e amolgada, e referentes aos ensaios triaxiais CIU-C. Esta figura também apresenta, de forma esquemática, os valores de σ'_{vo} que estão plotados na figura (V.12).

Com relação a comparação de resultados dos ensaios triaxiais $\sigma'_c = \sigma'_{vo}$, e curva 4 da metodologia SHANSEP observa-se que há uma razoável concordância, o que era de se esperar.

A diferença de valores de Su obtidos nos ensaios de palheta confirmam que com a ruptura e amolgamento há a tendência da redução dos valores de Su máximos (curva 2 da fig.(V.14)), para os valores amolgados (abaixo da curva 1 nesta mesma figura). A trajetória de tensões efetivas se dá segundo a reta K_f , como se mostra esquematicamente na figura (V.13). Observa-se com relação a este fato que a média dos ensaios triaxiais UU da argila do CaJu (LIRA [77]), situa-se numa região de características "amolgadas".

Com relação à comparação da curva de Su máximo dos ensaios de palheta com o perfil de resistência original desta

camada de argila do Gaju (curva 3), chega-se à provável conclusão de que teria ocorrido um ganho de resistência, ou adensamento, de forma mais pronunciada nos trechos superiores do depósito argiloso. Este resultado comprovaria a hipótese de que teria existido realmente um certo adensamento na argila, embora não se tenha como afirmar, taxativamente, que o perfil original de resistência Su do local é efetivamente a curva 3.

AMOSTRA	PROF (m)	h (%)	h _f (%)	γ_{nat} (kN/m^3)	σ'_c (kPa)	$\frac{\Delta V}{V_0}$ (%)	B	ε_f (%)	$\bar{A}_f$	q _f (kPa)	f (kPa)	$\left(\frac{\Delta u}{\sigma'_c}\right)$	$\left(\frac{\Delta p}{2\sigma'_c}\right) f$	Obs
SM10-1A	11/12	104,8	66,8	14,4	91	21,6	0,97	9,50	0,77	34,6	71,6	0,59	0,38	(1)
SM10-1B	16/17	97,2	66,5	15,3	110	22,8	0,95	9,28	0,69	41,4	93,8	0,52	0,37	(1)
SM10-1A	13/14	87,9	60,7	14,6	99	21,9	0,97	9,95	0,90	30,7	74,2	0,56	0,31	(1)
SM10-1B	9/10	64,4	50,5	15,9	83	17,8	0,99	15,00	1,10	17,2	62,0	0,46	0,20	(1) (2)

(1) Os valores A_f , q_f , p'_f , $\Delta u / \sigma'_c$ e $(\sigma_1 - \sigma_3) / 2 \sigma'_c$ já encontram-se corrigidos para o efeito de membrana e papel filtro.

(2) Constata-se, através dos resultados expressos nas figuras seguintes, encontrar-se a argila ensaiada do "shelby" SM10-1B, prof. 9 a 10, num estado amolgado.

TABELA V.1 - RESUMO DOS RESULTADOS DE ENSAIOS TRIAXIAIS CIU-C

AMOSTRAS COM $\sigma'_c = \sigma'_{vo}$ DE CAMPO.

AMOSTRA	PROF (m)	h (%)	h _o (%)	h _f (%)	γ_{nat} ³ (kN/m)	σ'_c (kPa)	σ'_{oc} (kPa)	OCR	$\frac{\Delta V}{V_0}$ (%)	B	ϵ_f (%)	$\bar{A}_f$	q _f (kPa)	p _f (kPa)	$\frac{\Delta u}{(\frac{\sigma_1}{\sigma'_c})_f}$	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \frac{f}{\sigma'_c}$	OBS
SM10-1A	13 a 14	81,5	-	45,9	15,6	600	-	1	35,1	0,97	12,32	0,87	192,7	455,8	0,56	0,32	(3)
SM10-1A	13 a 14	78,7	-	49,0	15,3	400	-	1	28,7	0,97	10,41	0,81	130,9	316,7	0,53	0,32	(3)
SM10-1A	13 a 14	79,3	-	57,2	15,6	200	-	1	22,3	0,97	11,41	0,84	72,9	149,9	0,61	0,36	(3)
SM10-1B	16 a 17	85,7	44,1	53,5	14,9	75	600	8	33,5	0,97	8,65	-0,02	74,8	153,1	-0,04	0,99	(3)
SM10-1B	16 a 17	77,7	41,5	48,7	15,5	150	600	4	31,6	0,97	9,11	0,08	117,6	247,3	0,13	0,78	(3)
OBS			(1)	(2)													

(1) A unidade h_o (%) é aquela correspondente ao final do estágio de consolidação isotrópica à pressão σ'_{oc} , para as amostras com OCR > 1.

(2) A unidade h_f (%) é aquela correspondente ao final do estágio de redução de tensões, estando o CP (OCR > 1) à pressão σ'_c . Para OCR = 1 equivale à unidade ao final do processo de consolidação isotrópica à pressão σ'_c .

(3) Os valores $\bar{A}_f$, q_f, p_f, $\Delta u / \sigma'_c$ e $(\sigma_1 - \sigma_3) / 2 \sigma'_c$ já encontram corrigidos para o efeito de membrana e papel filtro.

TABELA V.2 - RESUMO DOS RESULTADOS DE ENSAIOS TRIAXIAIS CIU-C

AMOSTRAS NORMALMENTE E PRÉ-ADENSADAS (σ'_c > σ'_{vo} de campo)

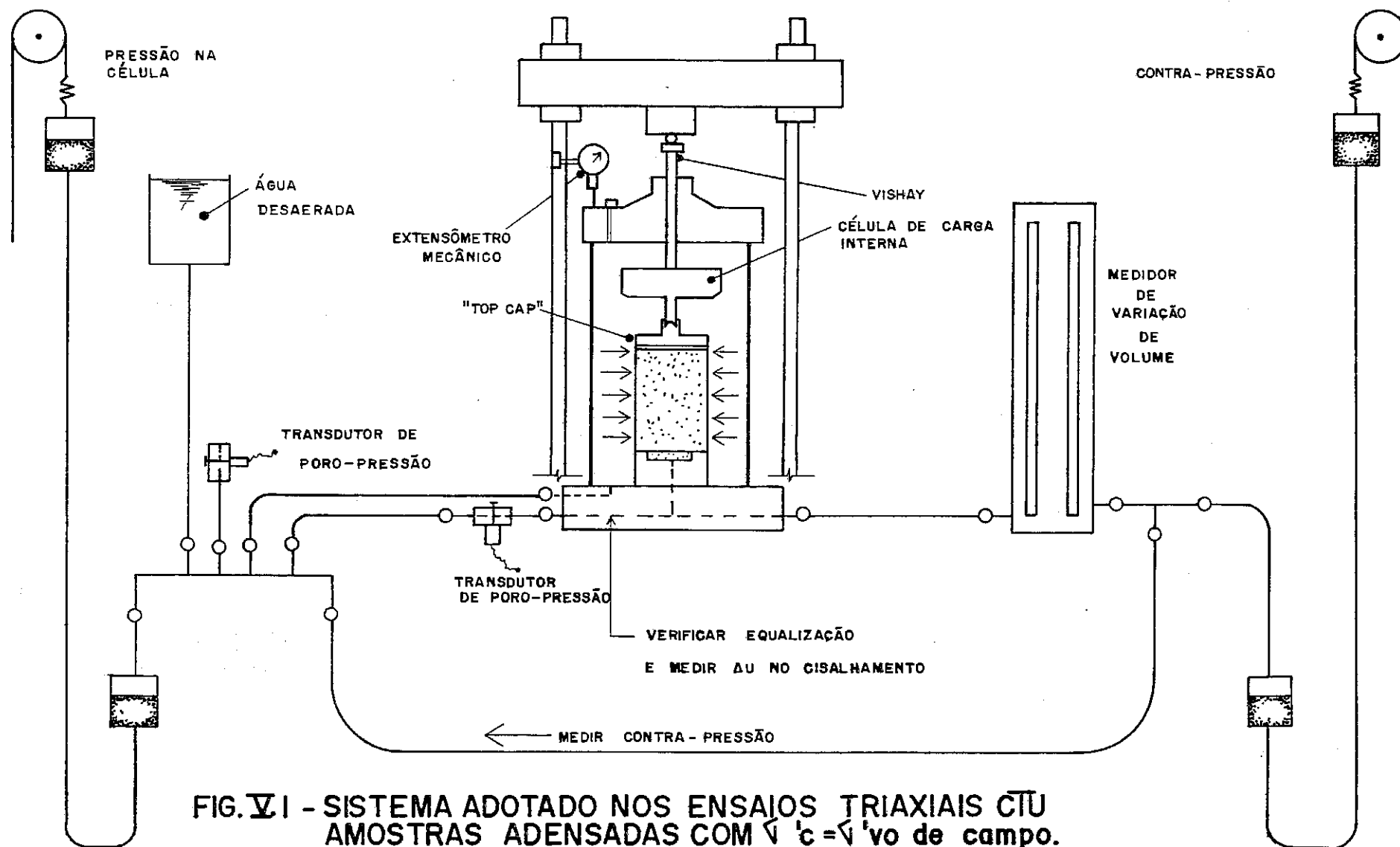
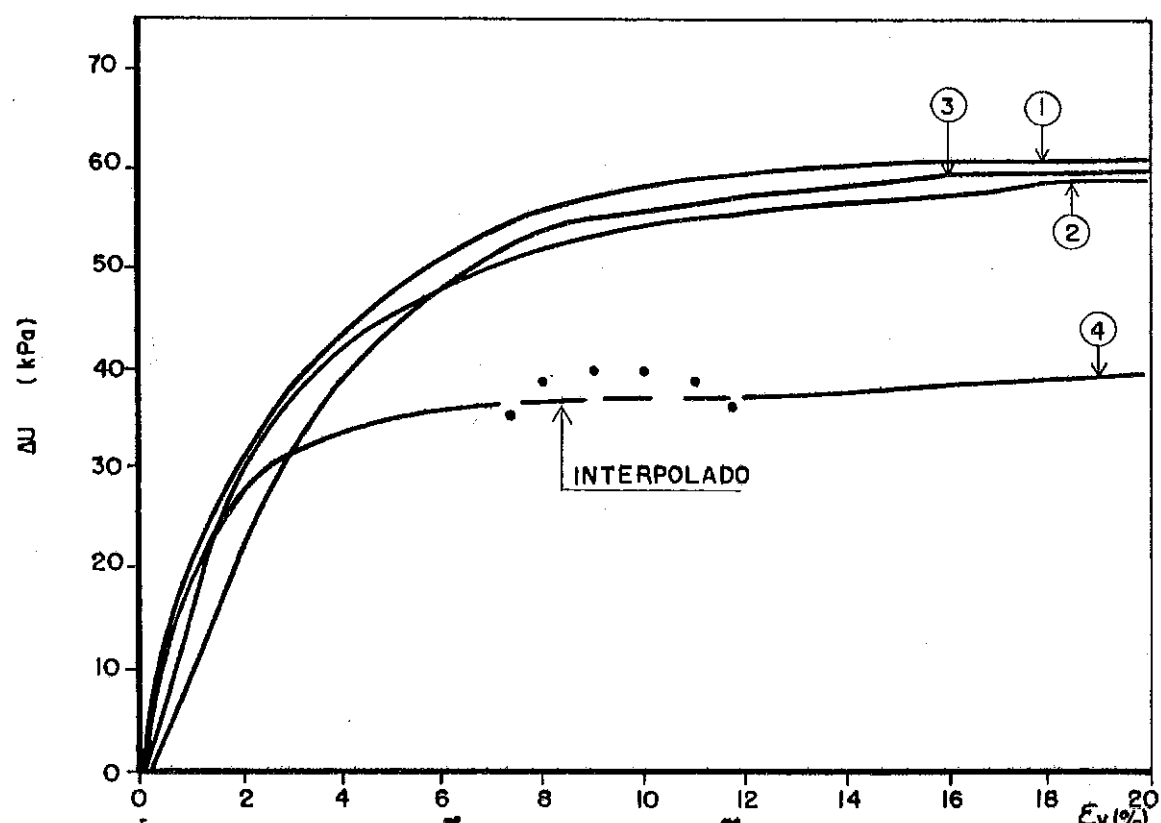
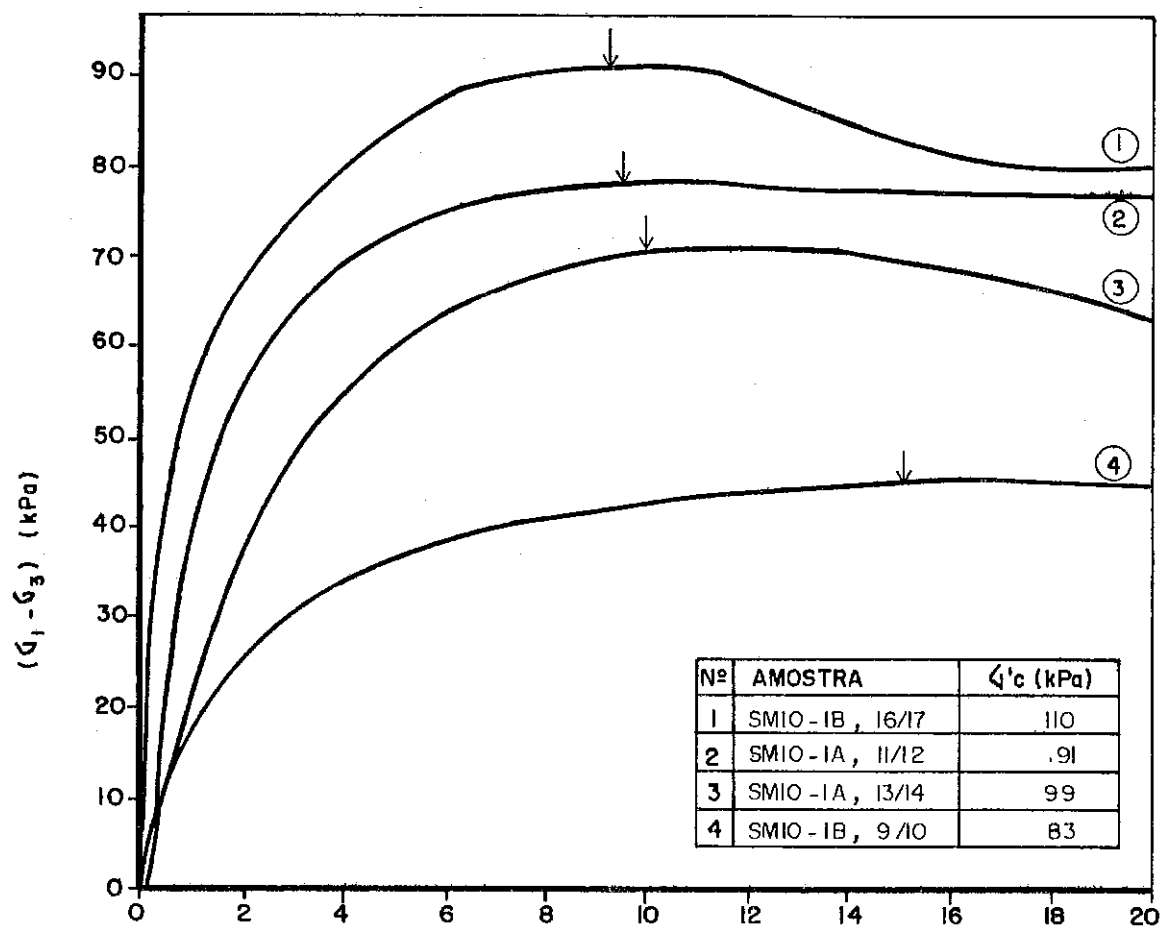


FIG. V I - SISTEMA ADOTADO NOS ENSAIOS TRIAXIAIS CTU
AMOSTRAS ADENSADAS COM $\sigma'_c = \sigma'_{vo}$ de campo.



**FIG. 2 - CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO E PORO-PRESSÃO
ENSAIOS TRIAXIAIS CIU - C
AMOSTRAS ADENSADAS COM $\zeta'_c = \zeta'_v$ de campo**

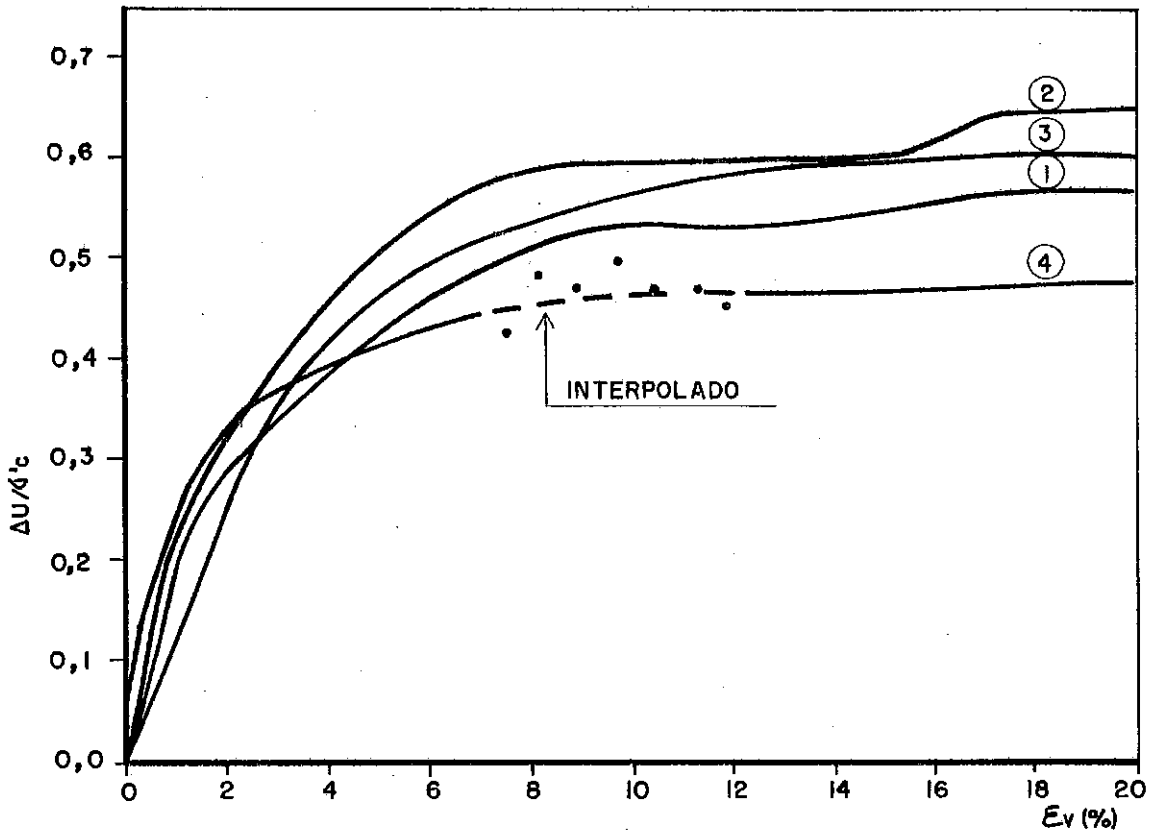
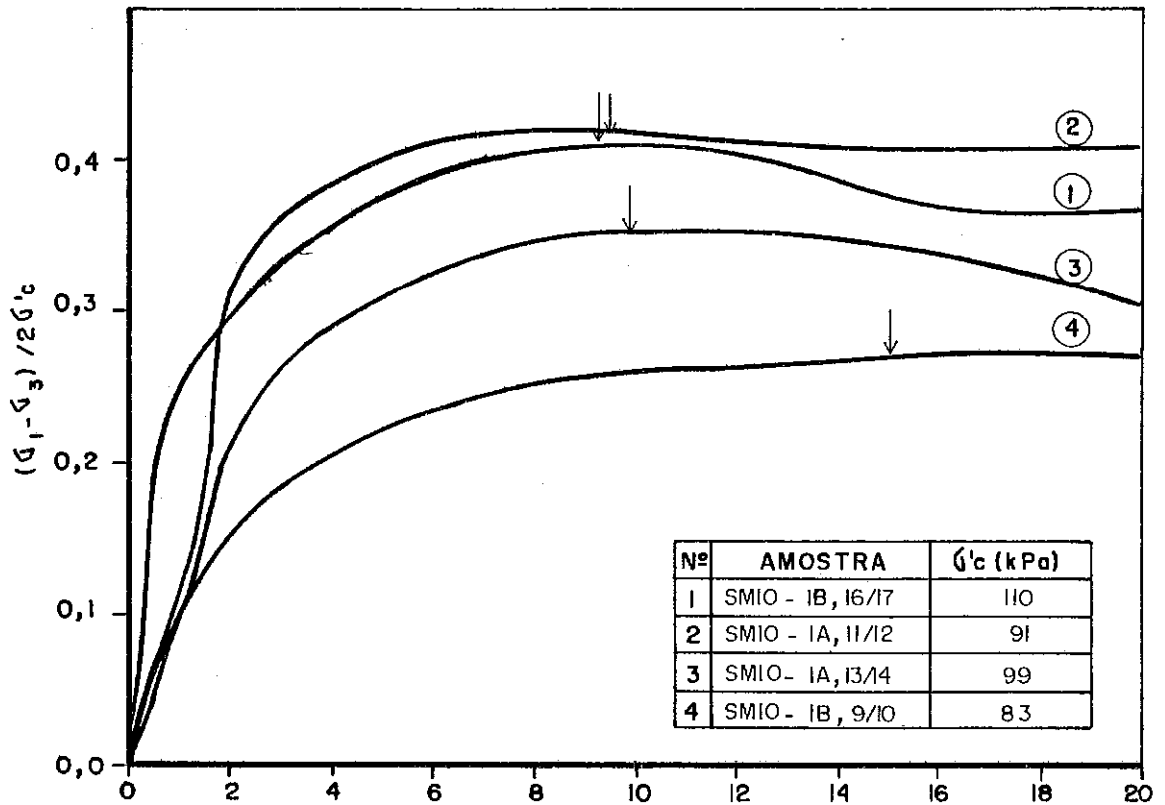


FIG. V.3 - CURVAS NORMALIZADAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO
E PORO - PRESSÃO
ENSAIOS TRIAXIAIS $\bar{C}TU - C$
AMOSTRAS ADENSADAS COM $\sigma'c = \sigma'vo$ de campo

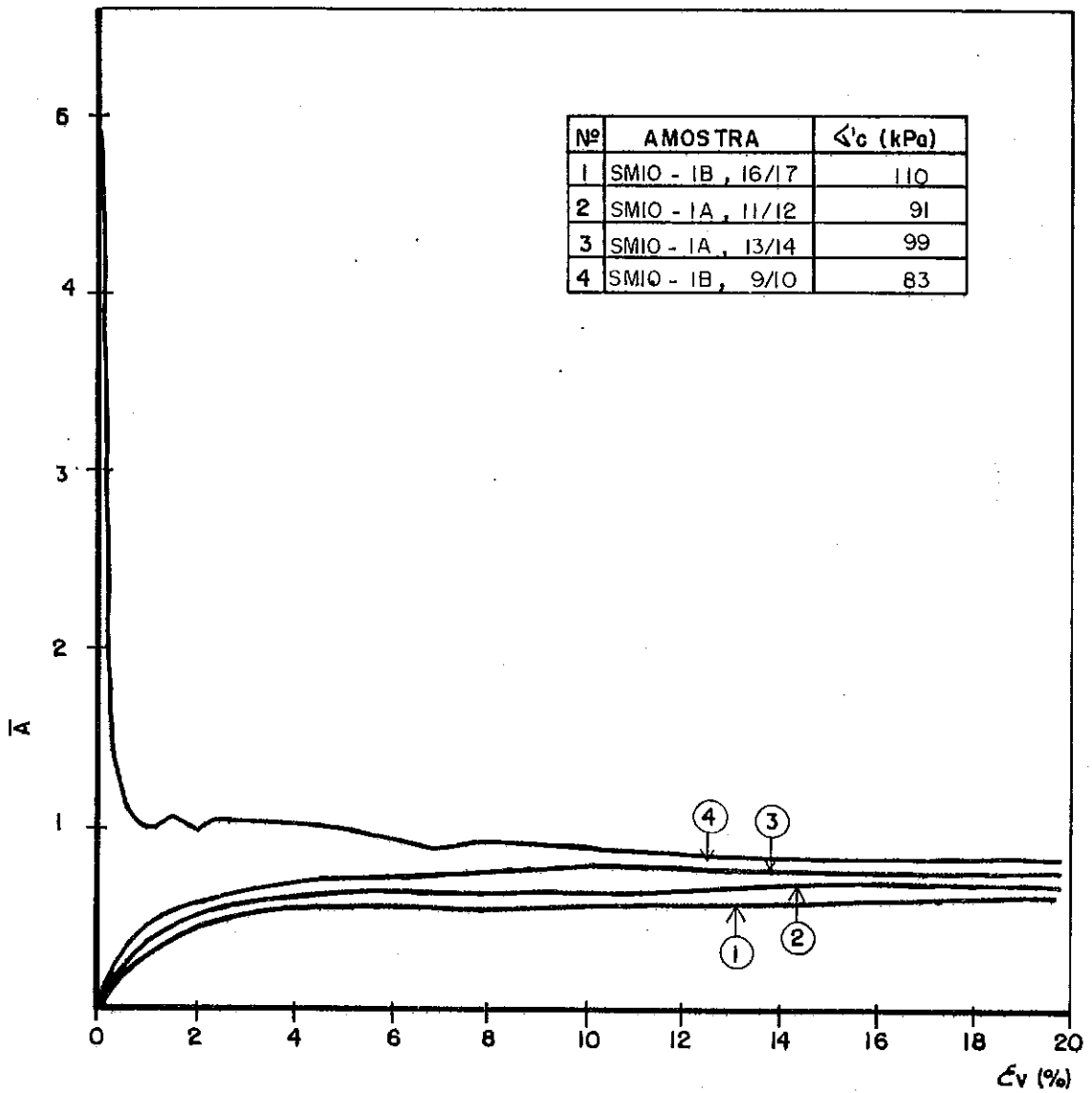


FIG.V.4 - RELAÇÃO ENTRE $\bar{A}$ E ϵ_v
 ENSAIOS TRIAXIAIS CIU-C
 AMOSTRAS ADENSADAS COM $\sigma'_c = \sigma'_{vo}$ de campo

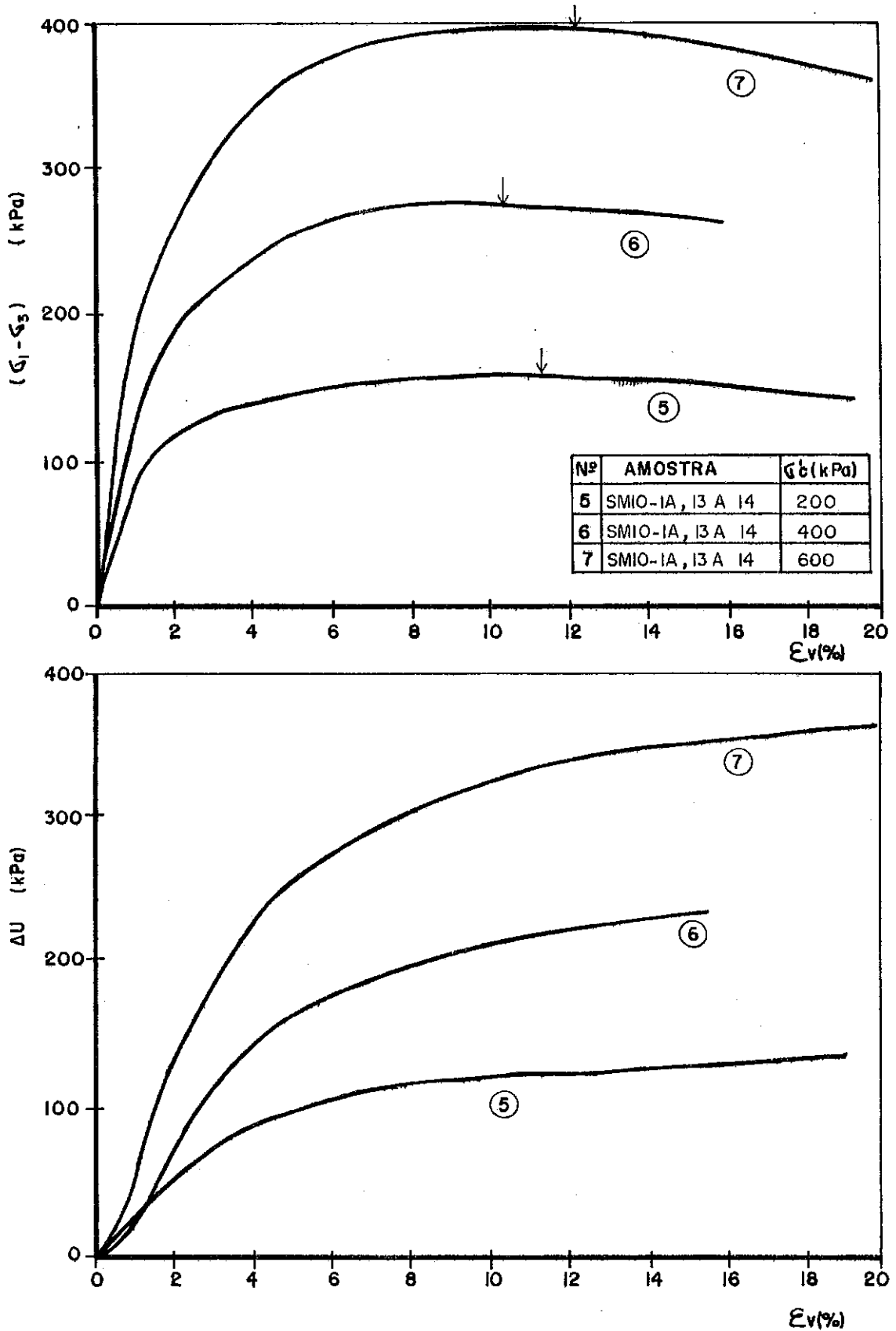


FIG. V.5 - CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO E PORO-PRESSÃO
 ENSAIOS TRIAXIAIS CIU - C
 AMOSTRAS NORMALMENTE ADENSADAS ($\sigma'_c > \sigma'_{vo}$
 de campo)

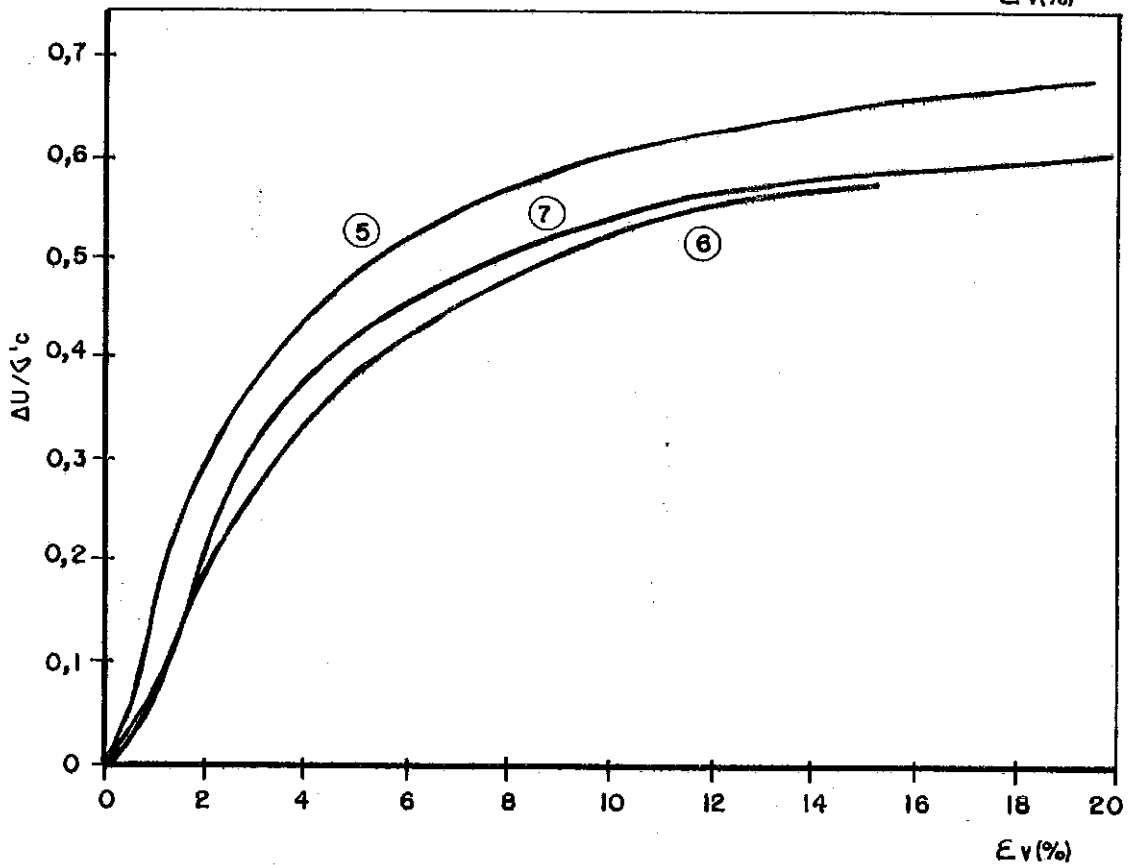
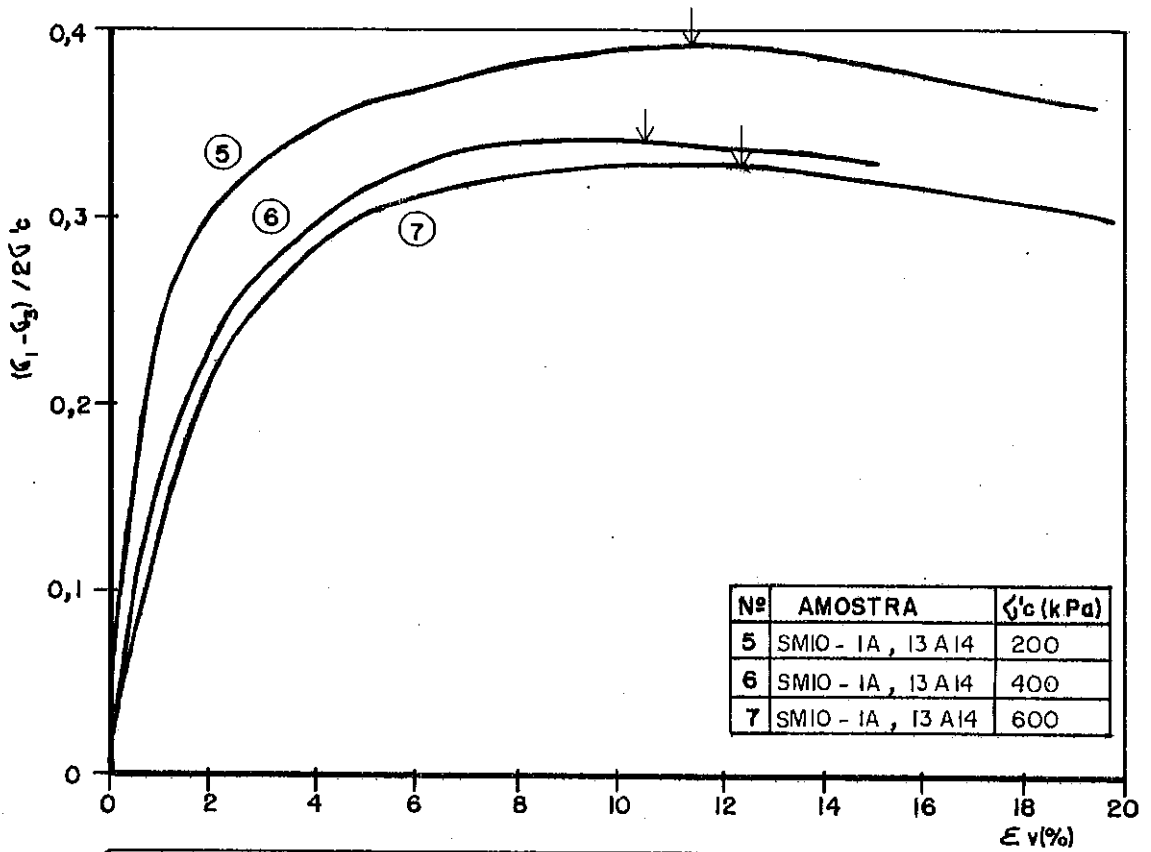


FIG. V.6 - CURVAS NORMALIZADAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO E PORO-PRESSÃO
ENSAIOS TRIAXIAIS CTU - C
AMOSTRAS NORMALMENTE ADENSADAS ($\sigma'_c > \sigma'_{vo}$ campo)

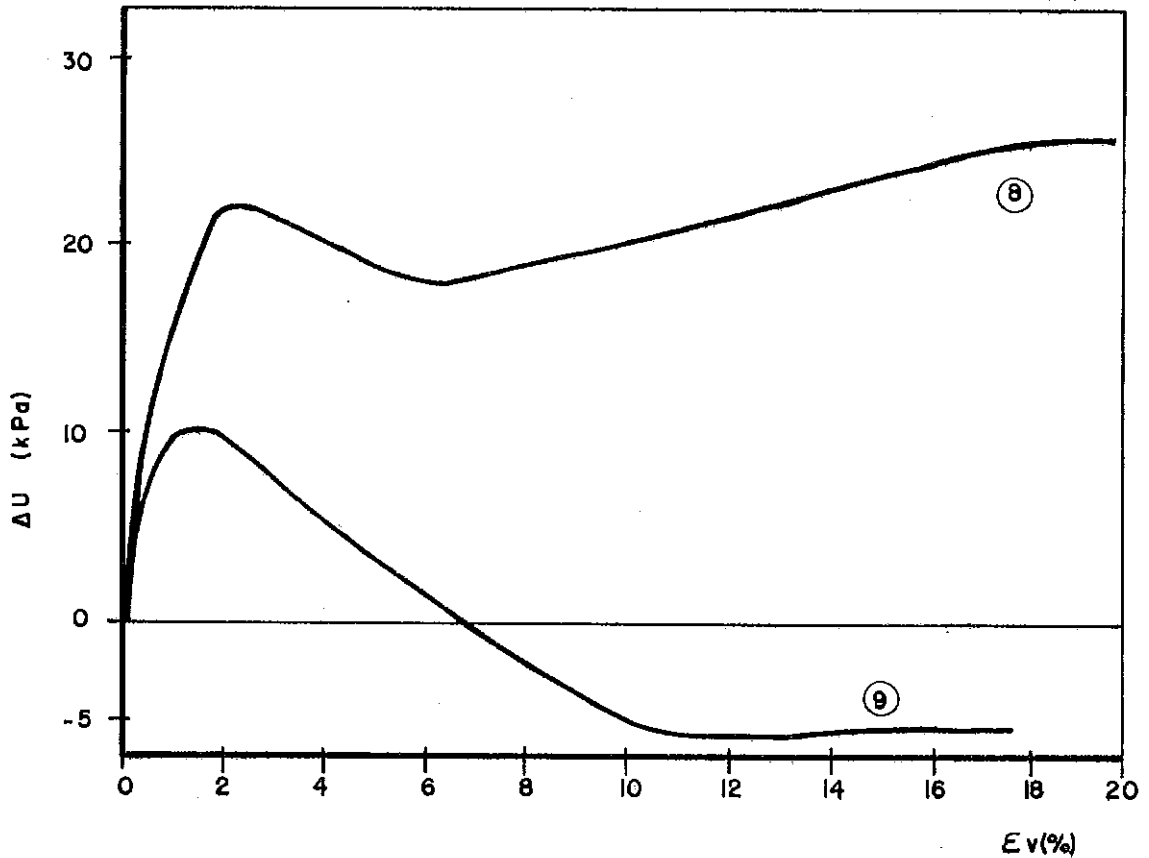
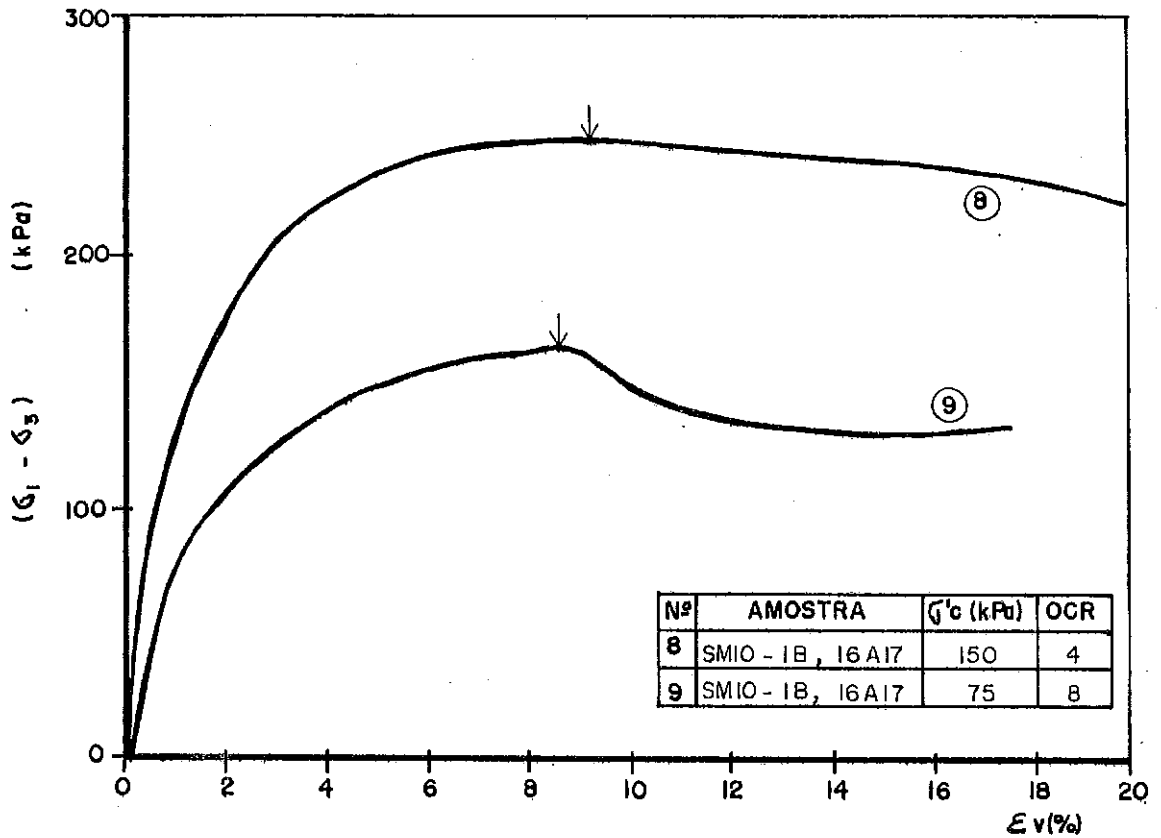


FIG.V.7 - CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO E PORO-PRESSÃO
 ENSAIOS TRIAXIAIS CTU - C
 AMOSTRAS PRÉ-ADENSADAS ($\bar{\sigma}'_c > \bar{\sigma}'_{vo}$ de campo)

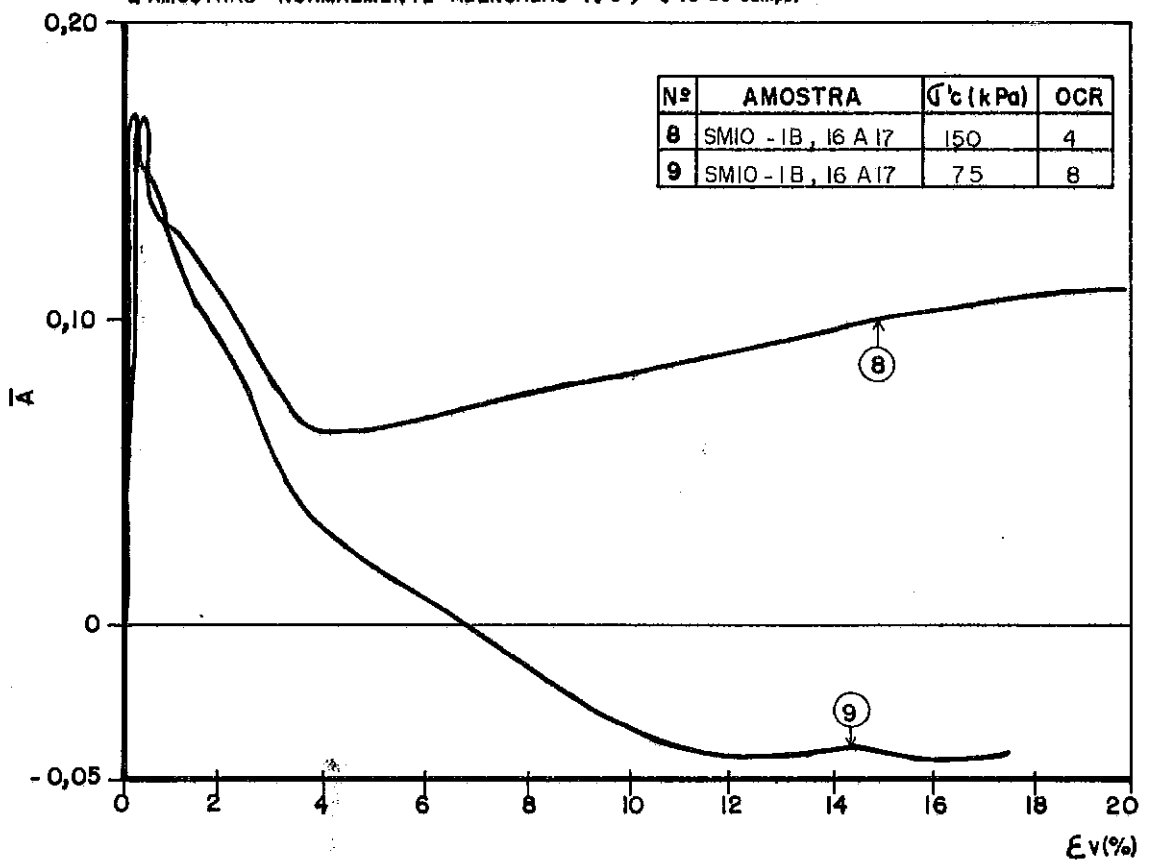
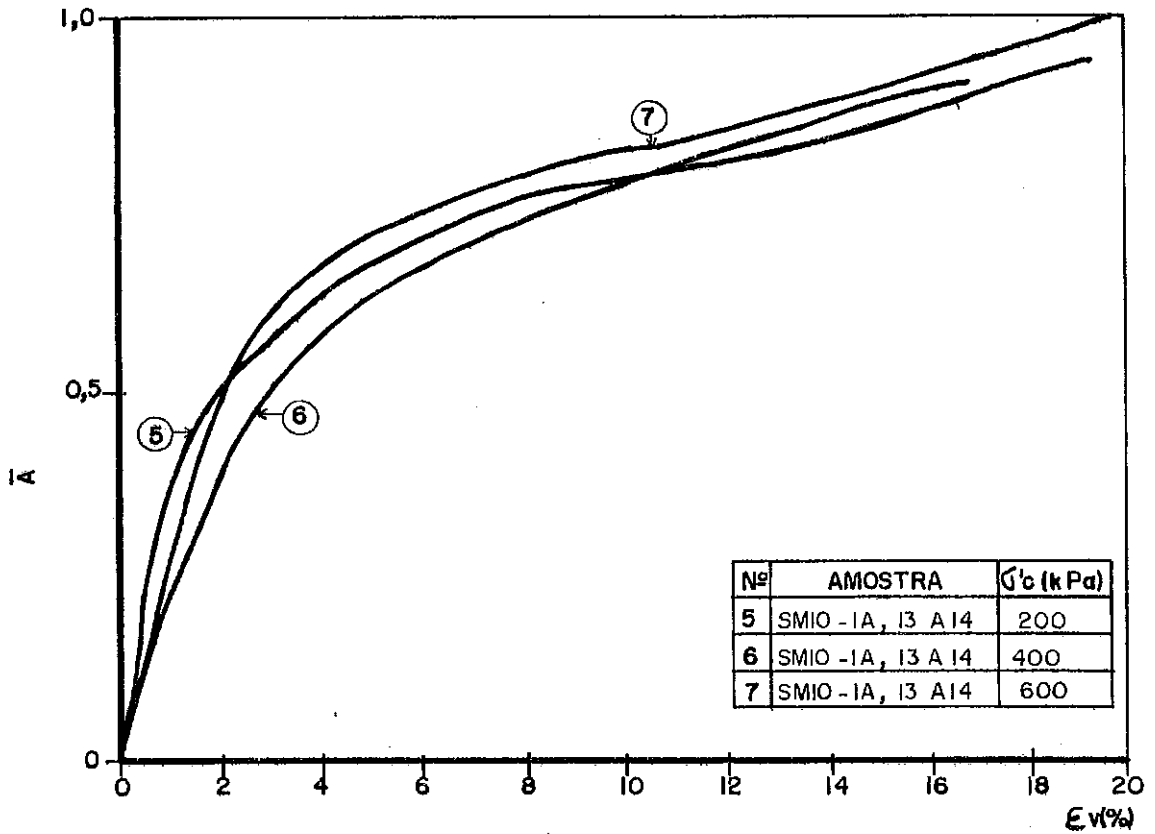


FIG. V.8 - RELAÇÃO ENTRE $\bar{A}$ E ϵ_v
ENSAIOS TRIAXIAIS CTU - C

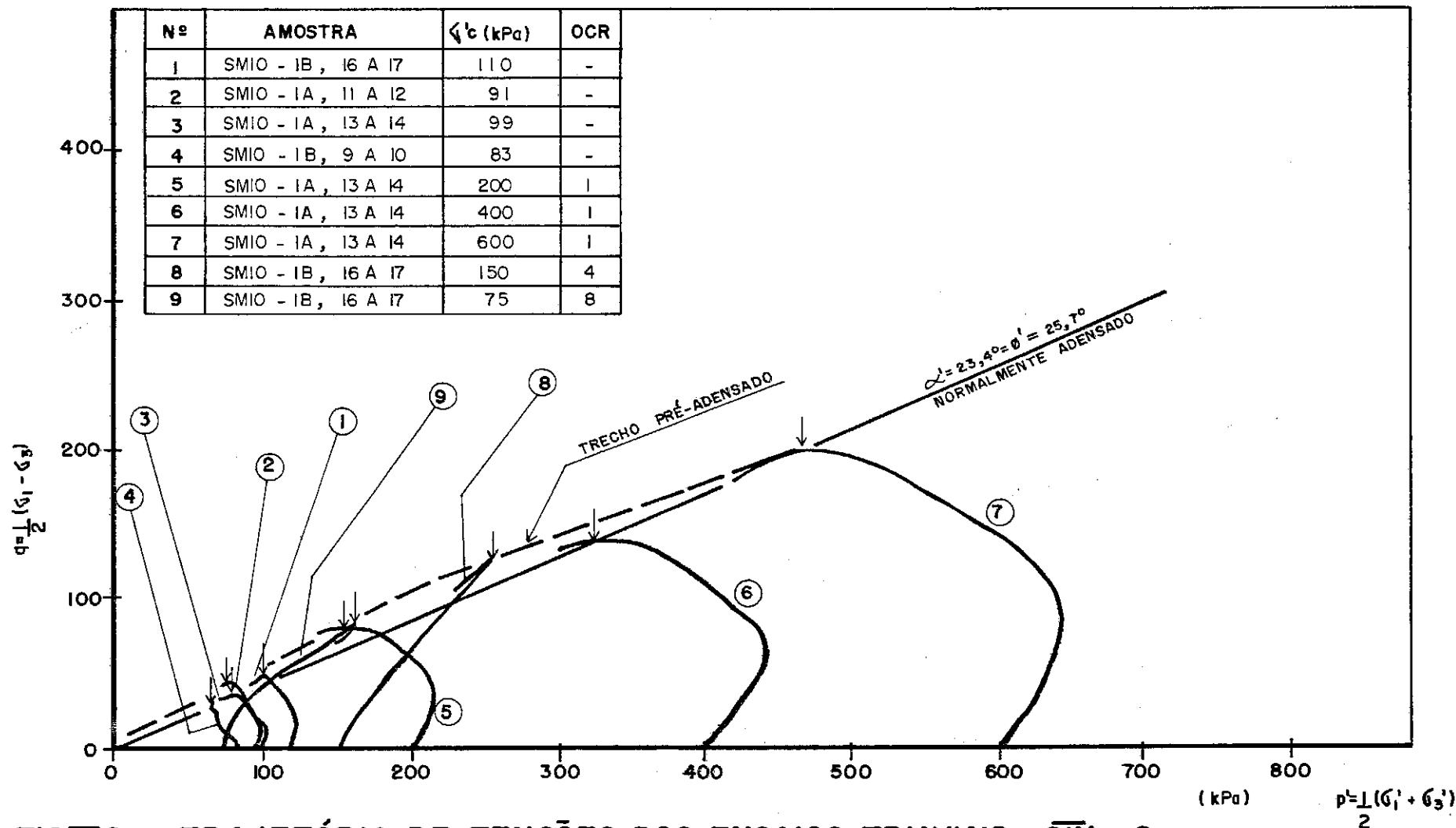


FIG.V.9 - TRAJETÓRIA DE TENSÕES DOS ENSAIOS TRIAXIAIS $\bar{\sigma}'_c$ - C
AMOSTRAS NORMALMENTE E PRÉ-ADENSADAS

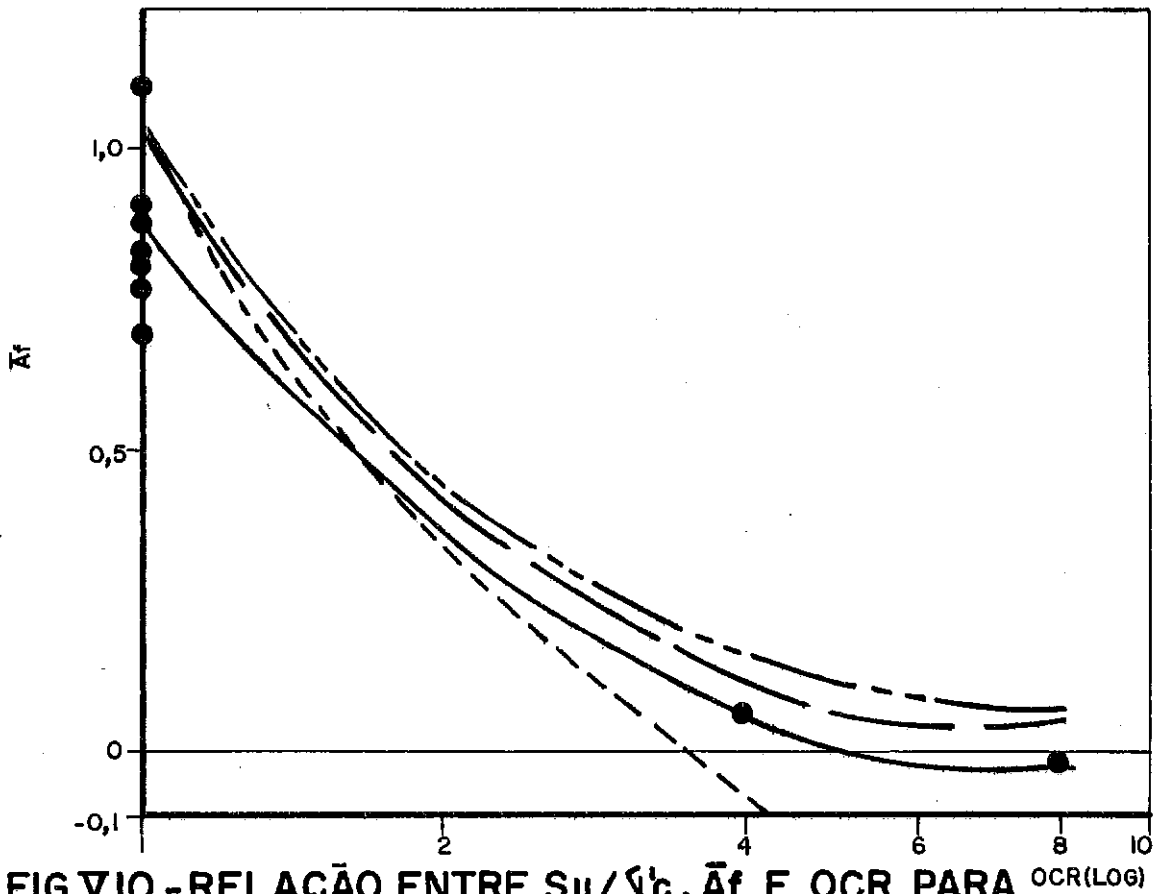
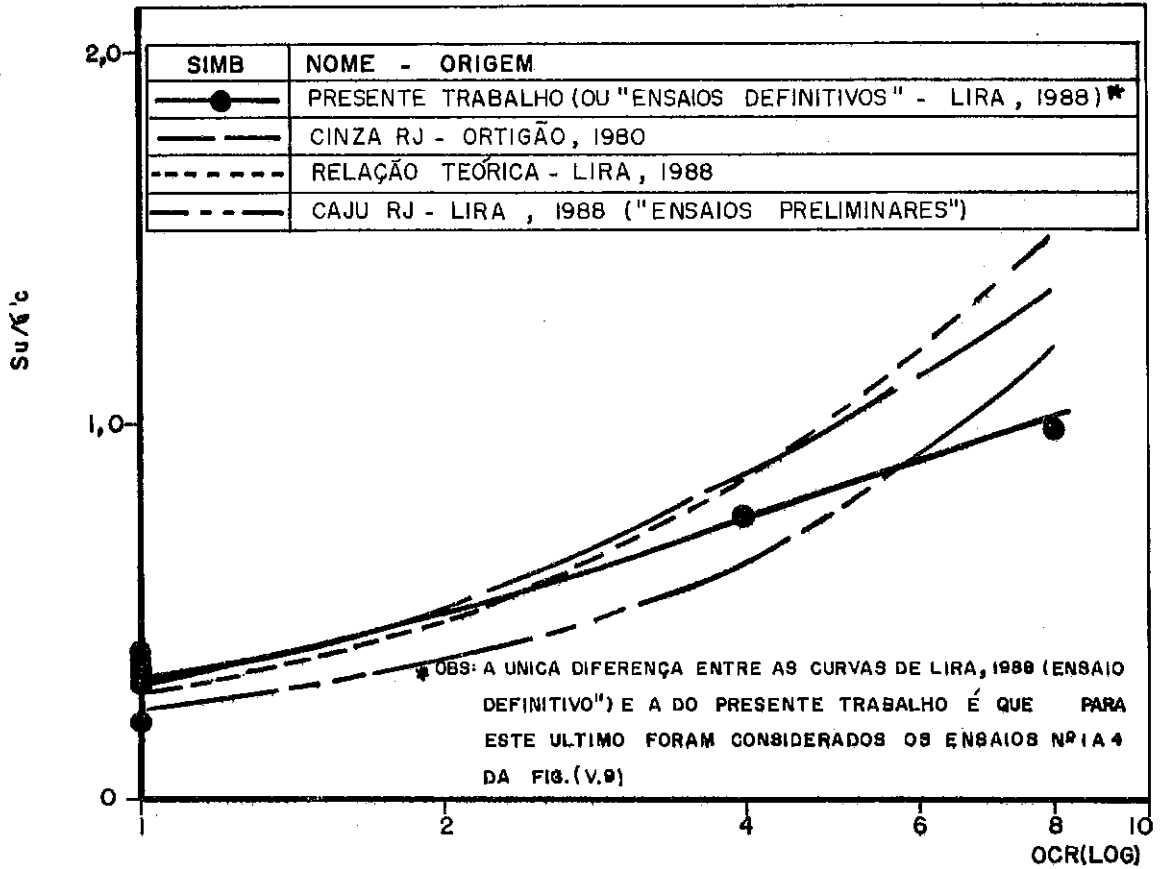


FIG.V.10 - RELAÇÃO ENTRE S_u/σ'_{vc} , $\bar{A}_f$ E OCR PARA VÁRIOS AUTORES
ENSAIOS TRIAXIAIS CTU-C ($\sigma'_{vc} > \sigma'_{vo}$ de campo)

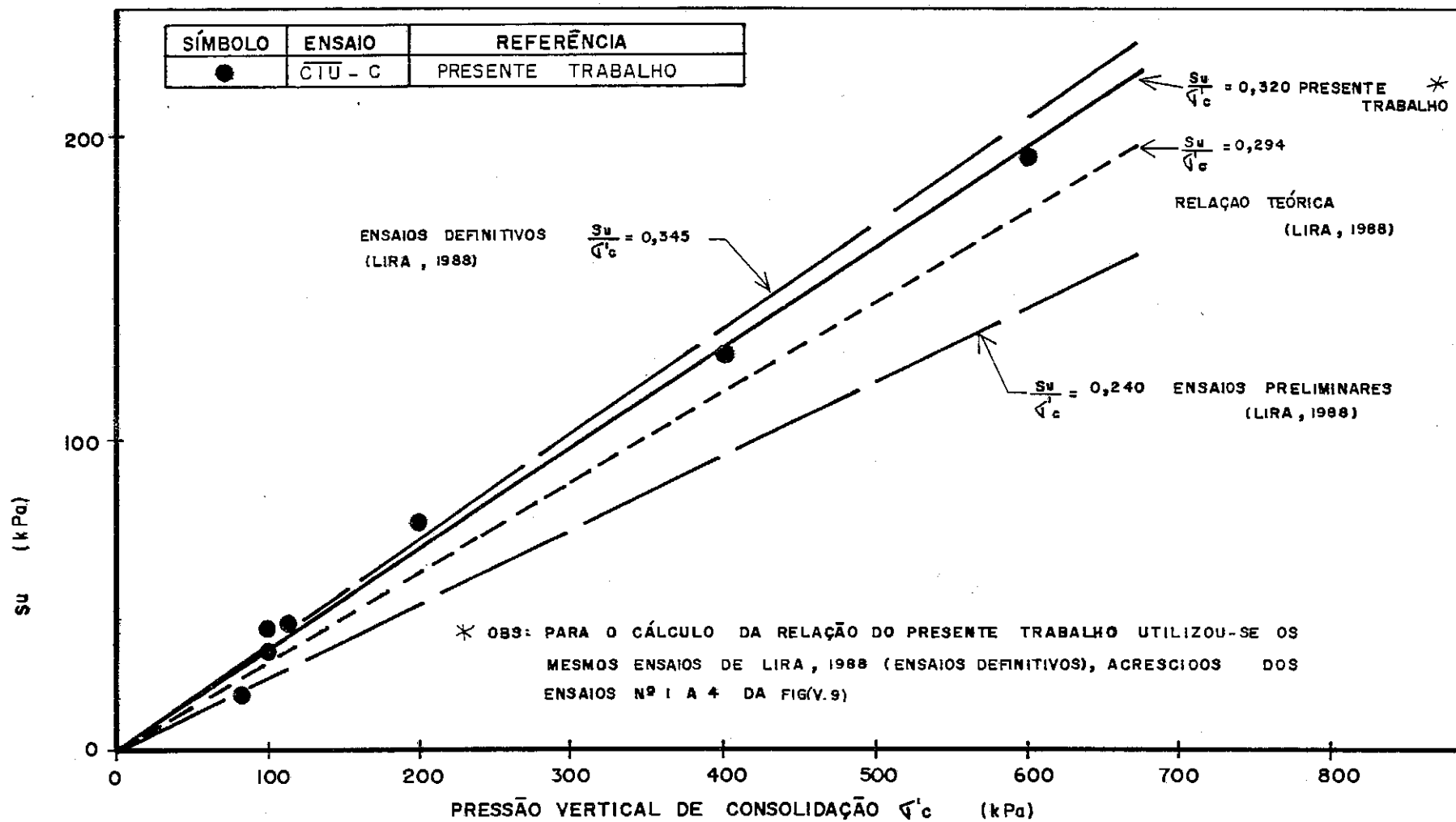


FIG.V.II - RELAÇÃO ENTRE S_u E σ'_c EM AMOSTRAS NORMALMENTE ADENSADAS PARA DIFERENTES AUTORES. ENSAIOS TRIAXIAIS CIU - C

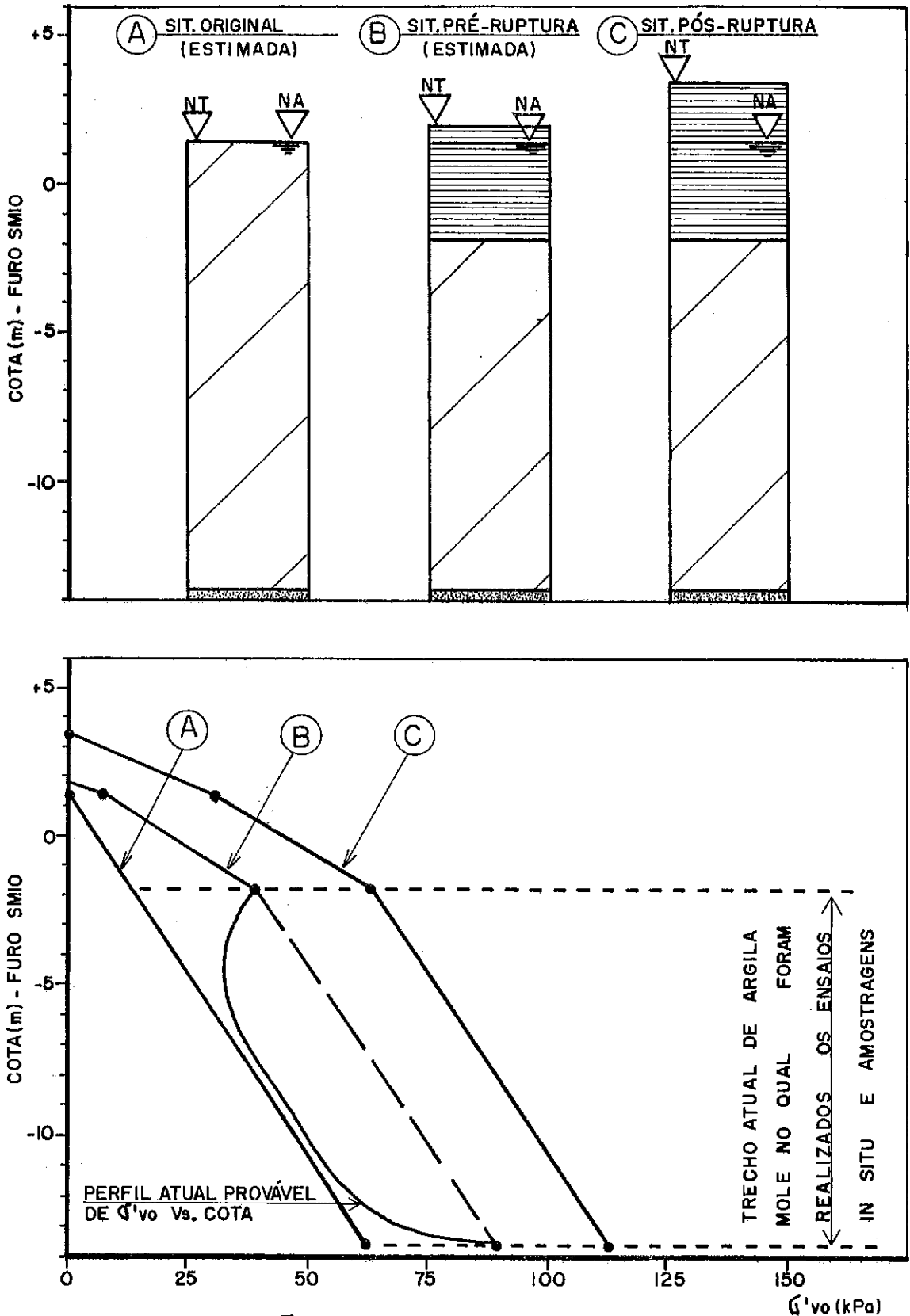
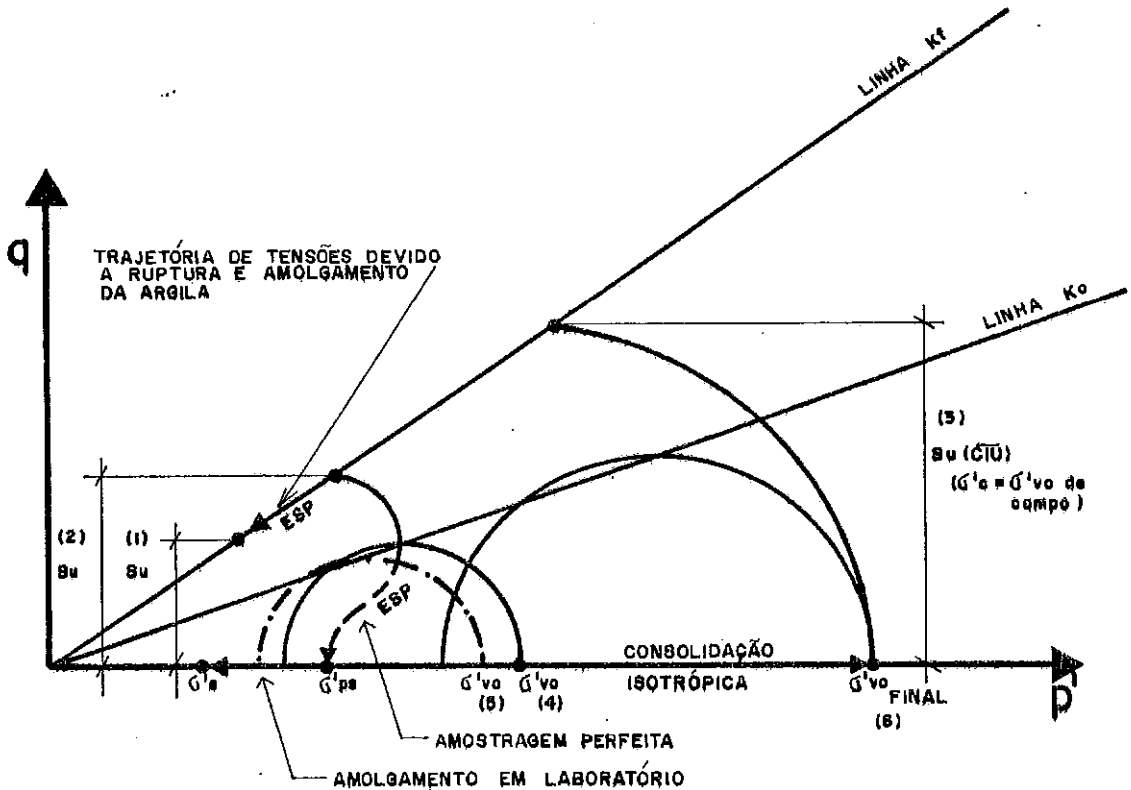


FIG. 12 - VARIAÇÃO DO PERFIL GEOTÉCNICO E TENSÃO EFETIVA VERTICAL AO LONGO DO PERÍODO DE TEMPO DO DEPÓSITO-FURO SMIO



OBSERVAÇÕES:

- (1) ESTA RESISTÊNCIA EQUIVALE ÀQUELA OBTIDA NOS ENSAIOS DE PALHETA COM A AMOSTRA AMOLGADA.
- (2) ESTA RESISTÊNCIA EQUIVALE ÀQUELA OBTIDA NOS ENSAIOS DE PALHETA COM A AMOSTRA INDEFORMADA.
- (3) RESISTÊNCIA NÃO DRENADA MÁXIMA OBTIDA NOS ENSAIOS TRIAXIAIS $\bar{\sigma}_U$ DO TRABALHO, CONSIDERANDO TER OCORRIDO TODO O ADENSAMENTO DA ARGILA.
- (4) TENSÃO EFETIVA VERTICAL ATUAL DESTA PROFUNDIDADE DA ARGILA (ENTRE AS SITUAÇÕES A E B DA FIGURA V.12).
- (5) TENSÃO EFETIVA VERTICAL INICIAL DESTA PROFUNDIDADE DA ARGILA (SITUAÇÃO A DA FIGURA V.12).
- (6) TENSÃO EFETIVA FINAL DESTA PROFUNDIDADE DA ARGILA APÓS TODO O ADENSAMENTO DO ATERRO (SITUAÇÃO C DA FIGURA V.12).

FIG.V.13 - TRAJETÓRIAS DE TENSÕES EFETIVAS IN SITU E NO LABORATÓRIO DA ARGILA DO CAJU

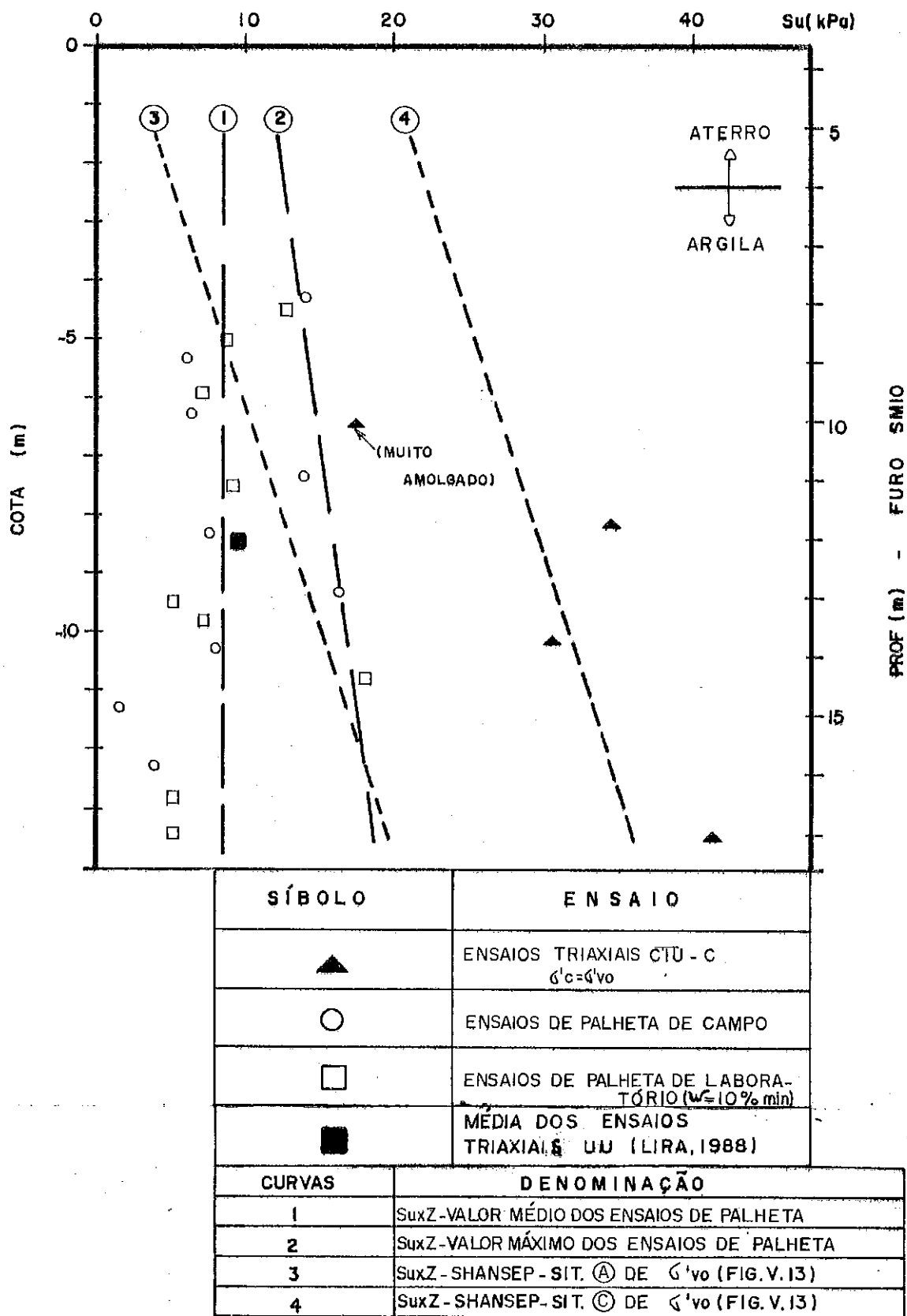


FIG.V.14 - COMPARAÇÃO DE RESULTADOS ENTRE RESISTÊNCIA NÃO DRENADA OBTIDA ATRAVÉS DOS ENSAIOS IN SITU E EM LABORATÓRIO.

CAPÍTULO VI

ANÁLISES DE ESTABILIDADE

CAPÍTULO VI

ANÁLISES DE ESTABILIDADE

VI.1 - INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta as análises de estabilidade efetuadas de forma a simular a ruptura ocorrida no Caju. Ao final são tecidos alguns comentários com relação aos resultados obtidos, e hipóteses são assumidas procurando-se explicar as diferenças encontradas. Inicialmente será dada uma breve revisão bibliográfica sobre o assunto.

VI.2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A análise de estabilidade de aterros sobre depósitos de argila mole pode ser feita em termos de tensões totais (método $\phi_u = 0$), ou em termos de tensões efetivas. O método baseado nas tensões totais leva em conta a resistência não drenada S_u no cálculo final do fator de segurança, enquanto que a análise via tensões efetivas simula a ruptura através dos parâmetros C' e ϕ' , tendo-se que prever, neste caso, as pressões geradas durante a construção do aterro, através de análises computacionais baseadas na teoria da elasticidade.

Alguns autores recomendam, face à sua simplicidade, análises de estabilidade via tensões totais. (BISHOP e BJERRUM [12], BJERRUM [18] e LADD e FOOT [66]). Em geral esta análise fornece resultados mais condizentes com a realidade quando as condições de campo correspondem às de laboratório, ou seja,

quando as tensões cisalhantes que tendem a causar a ruptura do solo são aplicadas sob condições não-drenadas. A análise em tensões efetivas é mais difícil e demorada, podendo levar a resultados incorretos quando as pressões neutras são inadequadamente estimadas, principalmente nos casos em que o depósito apresenta camadas drenantes não detectadas na fase de exploração. LADD [63], citado em COUTINHO [30], também considera ser a análise de estabilidade via tensões totais a mais apropriada na verificação da estabilidade de construção, em etapas, de aterros sobre solos moles.

VI.2.1 - Análises em Tensões Totais

Embora haja uma boa aceitação e precisão de resultados pela metodologia $\phi_u = 0$, esta só deve ser recomendável, segundo LADD [61], à utilização em solos nos quais já exista uma experiência passada e se tenha o conhecimento dos efeitos de perturbação por amostragem, e modo de ruptura in situ, já que estes efeitos tendem a influenciar o valor da resistência não drenada utilizada na análise. BISHOP e BJERRUM [12] concluíram ser possível no cálculo da estabilidade a utilização da resistência S_u determinada a partir dos ensaios de palheta de campo ou triaxial UU, embora algum tempo depois BJERRUM [15], através do estudo de inúmeros casos históricos de aterros levados à ruptura, tenha chegado a conclusão de que o ensaio de palheta tende a superestimar o valor do S_u obtido. Este autor propôs uma correção deste valor com base num parâmetro adimensional que variava em função do I_P do solo, e que levava em consideração a ruptura progressiva e a

anisotropia na resistência assim calculada. Entretanto esta correção recomendada não se correlacionava com a história de tensões existente nos distintos extratos argilosos, já que a curva proposta era válida para qualquer que fosse o solo. Segundo LACASSE [59], para uso prático o fator de correção de Bjerrum deveria levar em consideração uma curva representativa para as argilas "realmente" pré-adensadas, ou seja, aquelas em que o OCR existente tivesse se originado em função de causas mecânicas, e não por cimentação ou "envelhecimento". Recentemente AAS et al [1] expandiu os resultados de Bjerrum de forma a se levar em conta a história de tensões no fator de correção a ser empregado.

Em pesquisas com argilas do Brasil, COUTINHO [30] e ORTIGÃO [95], de acordo com os resultados das análises de estabilidade efetuadas na ruptura dos aterros experimentais de Jurtunafba e Sarapuí, respectivamente, constataram não ser necessária a correção proposta por BJERRUM [15], ao se utilizar a resistência média do ensaio de palheta de campo de período anterior à construção do aterro. O motivo da não utilização desta correção nos solos "nacionais" ainda está sendo pesquisado, estando tal ocorrência hipoteticamente associada, segundo ORTIGÃO [96], ao teor de matéria orgânica ou mineralogia de nossas argilas.

Com base nas informações oriundas da bibliografia chega-se a conclusão que a análise em tensões totais, com o uso apropriado da resistência não drenada, é a ferramenta mais útil no cálculo da estabilidade a curto prazo de aterros sobre solos moles. A avaliação exata e criteriosa da resistência S_u a ser

empregada faz-se necessária, visto que, segundo WROTH [124], esta resistência é uma medida do comportamento e não uma propriedade intrínseca do solo, podendo vir a assumir distintos valores conforme seja a metodologia de ensaio realizada. TAVENAS e LEROUÉIL [115] ao discutirem a avaliação da resistência S_u a ser adotada na análise, concluem ser necessária a utilização de métodos empíricos baseados em casos reais de ruptura de aterros experimentais, que venham a "calibrar" regionalmente o valor de resistência a ser adotada, de tal forma que nesta já sejam levadas em consideração os efeitos de anisotropia, ruptura progressiva, etc.

VI.2.2 - Métodos de Análise de Estabilidade

Com relação ao método de análise a ser empregado, inúmeras possibilidades podem ser adotadas, desde métodos expeditos baseados em ábacos adimensionais, até métodos mais sofisticados no qual a utilização do computador se faz necessária. Os métodos de análise de estabilidade podem ser divididos conforme abaixo:

- (1) Ábacos ou fórmulas de capacidade de carga;
- (2) Métodos de equilíbrio limite;
- (3) Método dos elementos finitos;
- (4) Método baseado no cálculo variacional.

Os ábacos tendem a ser de fácil aplicação, embora restritos em termos práticos já que, na maioria dos casos,

torna-se difícil simular complexas situações de materiais e geometrias.

Os métodos de equilíbrio limite baseam-se na divisão da região estudada em inúmeras fatias, vindo a ser muito utilizados na prática atual, já que possuem uma grande divulgação no meio geotécnico. A existência de vários programas computacionais também contribui para isto.

O método dos elementos finitos é o que permite maior flexibilidade na simulação de complexas geometrias e distintas propriedades de materiais, podendo, inclusive, serem levados em conta as relações tensão-deformação dos solos envolvidos, a anisotropia, as heterogeneidades, e as variáveis distribuições de poro-pressão existentes. Embora seja o método que permita satisfazer todos os requisitos necessários à perfeita solução de um problema de estabilidade, segundo DE CAMPOS [33], a sua utilização está sujeita a inúmeros dados de entrada que nem sempre são conhecidos ou possíveis de se obter (face aos fatores econômicos).

As técnicas de cálculo variacional vem recentemente sendo combinadas com as formulações dos métodos de equilíbrio limite, numa tentativa de se determinar a posição real da superfície crítica de ruptura. Tais técnicas estão, entretanto, ainda restritas a casos de solos homogêneos.

Maiores detalhes sobre os métodos sucintamente discutidos podem ser encontrados em DE CAMPOS [33].

VI.3. MÉTODO DE ANÁLISE ADOTADO

O método de análise adotado foi o do equilíbrio limite, que considera a massa de solo subdividida em inúmeras fatias e analisa o somatório das forças estabilizantes e instabilizantes através do equilíbrio de momentos, forças horizontais e forças verticais, dependendo do tipo de método de equilíbrio limite utilizado. Estudos sobre a aplicação destes métodos e verificação da acurácia dos resultados dos mesmos tem sido realizados por vários pesquisadores atualmente, entre os quais WRIGHT [123].

As análises de estabilidade efetuadas no presente trabalho utilizaram-se do método de Janbu Simplificado (JANBU [53]), através do programa computacional PCSTABLE (SIEGEL [105]) desenvolvido na Universidade de Purdue. Este método apresenta resultados que podem diferir em até 15% dos valores de fator de segurança fornecidos pelos métodos mais rigorosos, entre os quais citam-se o método de Morgenstern e Price ou o método de Sarma. Entretanto quando a superfície de ruptura analisada é rasa e alongada a diferença entre os resultados com os métodos mais rigorosos tende a diminuir.

No método de Janbu Simplificado a resultante das forças entre as fatias é horizontal, sendo adotado um fator de correção empírico fo para levar em consideração as tensões cisalhantes desenvolvidas nestas regiões. O fator de segurança é obtido através do equilíbrio de forças em ambas as direções, ou seja, horizontal e vertical.

O programa PCSTABLE é aplicável à análise de superfícies não circulares sob distintas condições de carregamento e resistências, através de micro-computador do padrão PC/XT ou AT. As características principais deste programa são:

- (1) Analisa até 20 camadas diferentes de solos;
- (2) Os parâmetros de resistência e poro-pressão de cada camada não variam com a profundidade;
- (3) Podem ser definidas várias superfícies piezométricas representativas do nível d'água existente na análise (variável ou não);
- (4) Pode ser considerada em cada camada a anisotropia em termos de resistência, em qualquer direção entre -90° e $+90^{\circ}$ com um máximo de 10 direções para cada solo;
- (5) Podem ser simuladas cargas externas distribuídas ou pontuais sob diferentes ângulos, além do efeito de terremoto;
- (6) Utiliza-se do sistema Internacional de unidades, embora seja possível usar o sistema Inglês.

Com relação às características de seleção e construção das superfícies potenciais pode-se dizer que:

- (1) As superfícies são construídas da esquerda para a direita em segmentos iguais de reta cujo tamanho é previamente definido. O início e término ocorre em regiões demarcadas pelo usuário, podendo ser, inclusive, especificada uma cota mínima limite de passagem de superfícies. As superfícies que não se enquadram nestas especificações são eliminadas;
- (2) Podem ser definidos retângulos, linhas ou pontos de passagem obrigatória da superfície potencial de ruptura. Nesta análise a base da superfície é composta por ligações entre os retângulos (ou linhas, etc.) especificados, enquanto que os extremos são formados por segmentos de reta de tamanho definido que são gerados a partir do primeiro e último retângulo;
- (3) Pode ser definida uma região preferencial de análise através de duas superfícies limites (trechos superior e inferior), que tendem a eliminar as superfícies potenciais de ruptura situadas fora da faixa desejada.

Nas análises realizadas no presente trabalho foram definidas 200 superfícies para cada caso estudado, tendo sido computado um tempo médio de 5 minutos para cada caso.

VI.4 - DADOS PARA A ANÁLISE

VI.4.1 - Geometria

A geometria adotada nas análises de estabilidade está apresentada nas figuras (VI.1) e (VI.2), respectivamente a cada linha de sondagem realizada.

A situação topográfica de ruptura foi estimada com base nos dados de campo descritos no capítulo II.

VI.4.2 - Propriedades da Argila Mole

A resistência não drenada utilizada na retroanálise de estabilidade é a obtida com os ensaios de palheta de campo, já que haviam perfis de resistência ao longo de todo o depósito.

Procurou-se com uma análise paramétrica de valores de resistência no aterro e fundação, obter-se a resistência média S_u despertada na argila no momento da ruptura. Este valor deveria ser comparado à média dos resultados dos ensaios de palheta realizados, para a mesma região de análise considerada (região de passagem das superfícies potenciais de cisalhamento). Este trecho de estudo teve de ser arbitrariamente demarcado para ambas as linhas de sondagem, visto que não se obteve resultados com os indicadores de superfície de ruptura. Alguns aspectos, entretanto, tiveram de ser levados em consideração, a saber:

- (1) O trincamento principal do aterro do Calu, que orientou a localização no aterro das superfícies potenciais de ruptura estudadas;
- (2) O afloramento da argila mole no setor esquerdo do eixo de deslizamento, que orientou a localização no pé do aterro das superfícies estudadas;

(3) Os trechos de resistência S_u mínima em cada perfil vertical dos ensaios de palheta de campo, que orientaram a localização dos retângulos de passagem obrigatória das superfícies analisadas.

Com relação ao item (3) cabe ressaltar a que esta escolha foi efetuada em função da hipótese de que, ao ter ocorrido o acidente, a superfície crítica teve como orientação estes trechos de resistência inferior, característicos de solos moles amolgados ou antigas superfícies de deslizamento. Segundo LEONARDS [70] existe a possibilidade de se encontrar em depósitos de argila mole camadas pouco espessas de inclinação paralela aos planos de acamamento da argila, nas quais a resistência é consideravelmente inferior às demais regiões circunvizinhas, e que tendem a controlar a ocorrência, profundidade e extensão da ruptura. No presente trabalho estas camadas estariam provavelmente associadas à antigas superfícies de deslizamento. A região preferencial de passagem das superfícies críticas, delimitada com base no que foi exposto, encontra-se apresentada nas figuras (VI.1) e (VI.2).

Os valores médios ponderados utilizados como comparação às resistências médias S_u obtidas nas retroanálises foram calculados a partir dos resultados dos ensaios de palheta de campo, e tiveram como base os valores mínimos de resistência existentes ao longo da faixa preferencial de passagem das superfícies potenciais. A metodologia adotada para o cálculo destes valores médios foi de:

$$S_u \text{ (ensaios)} = \frac{S_u(1) L(1) + \dots + S_u(n) L(n)}{L(1) + \dots + L(n)} \quad (VI.1)$$

onde:

$S_u(n)$ = resistências não drenadas mínimas do ensaio de palheta, na região preferencial de passagem

$L(n)$ = comprimento entre cada furo de sondagem, no qual atua a resistência $S_u(n)$

Os valores médios ponderados situaram-se numa mesma ordem de grandeza dos valores calculados com base numa média simples, como será visto a seguir:

Linha de sondagem	S_u (simples)	S_u (ponderado)
1	7,5 kPa	6,8 kPa
2	5,8 kPa	6,1 kPa

Os valores de S_u foram calculados com base somente nos resultados dos ensaios de palheta convencionais, descritos no capítulo IV, que tendem a obter resistências predominantemente ao longo da direção vertical. A anisotropia, apesar de ser possível de ser considerada nas análises computacionais, não o foi, já que estes dados não eram disponíveis. Por outro lado, COLLET [27] obteve para argila de Sarapuí resultados de $S(h)/S(v)$ (resistência no plano horizontal dividida pela equivalente ao plano vertical) próximos de 1, o que denota um comportamento isotrópico de resistência na argilas da Baixada Fluminense (e hipoteticamente no Calu).

Nas análises computacionais variou-se o S_u da fundação de 5 a 40 kPa, tendo sido adotado o valor de 14,3 ³ kN/m para o peso específico aparente total da argila.

VI.4.3 - Propriedades do Material do Aterro

As propriedades do material do aterro, em termos de peso específico, foram avaliadas através dos ensaios descritos no capítulo II. Entretanto deve-se observar que os valores utilizados representam a média do trecho de aterro mais superficial, sendo o erro introduzido com esta consideração de difícil avaliação.

Em função da elevada heterogeneidade das características do aterro e da enorme dificuldade de retirada de amostras "indeformadas" deste, optou-se por um estudo paramétrico no qual adotou-se um valor constante de ângulo de atrito para o aterro (estimado em 35°), e valores variáveis de coesão, conforme fosse a hipótese de análise estudada. Observa-se entretanto que em função do fissuramento do material aterrado, cujas trincas permaneceram abertas durante toda a fase de estudo, que deve existir uma certa parcela de coesão no aterro em questão.

As várias hipóteses estabelecidas nas análises, para a linha de sondagem n. 1 e n. 2, estão na tabela (VI.1). Procura-se, basicamente, obter-se o valor da coesão do aterro que leva a resultados de Su equivalentes àqueles médios in situ dos ensaios de palheta, na condição crítica de estabilidade.

Com relação a utilização das resistências do aterro de forma integral ou parcial, algumas contribuições foram dadas na bibliografia, como aquelas apresentadas por BJERRUM [15], CHIRAPUNTU e DUNCAN [25] e a nível nacional por ORTIGÃO [95] e COUTINHO [30].

Segundo BJERRUM [15], a utilização da resistência do aterro só deve ser aplicada integralmente quando não há possibilidade da ocorrência de um fissuramento longitudinal no momento da ruptura. A razão deste trincamento estaria associado, segundo CHIRAPUNTU e DUNCAN [25], à diferença de rigidez entre o solo de fundação e o aterro.

COUTINHO [30] e ORTIGÃO [95] realizaram análises de estabilidade onde o fissuramento nulo, parcial e total foi simulado, respectivamente nos aterros experimentais de Juturnaíba e Sarapuí. Em ambos os casos a ruptura foi melhor explicada ao se considerar o fissuramento parcial, embora a discrepância observada em se utilizar a resistência integral tenha sido de ordem inferior a 10%. COUTINHO [30] com base em seus resultados acredita não ser necessário considerar a ocorrência deste fissuramento na análise, já que o erro induzido é de pequena monta.

Tendo em vista as considerações acima, adotou-se no presente estudo a resistência integral do aterro.

VI.5 - RESULTADOS OBTIDOS

A geometria adotada nas análises de estabilidade é apresentada nas figuras (VI.1) e (VI.2). Nestas pode-se observar a situação topográfica atual, a posição das sondagens, os retângulos de passagem utilizados na análise e as típicas superfícies de ruptura obtidas, equivalentes ao fator de segurança mínimo de cada caso estudado. Ao todo analisaram-se 36 casos, cujos resultados em termos de FS vs. Su e Su vs. C' são apresentados nas figuras (VI.3) e (VI.4), para as linhas de sondagem n. 1 e n. 2 respectivamente.

Na figura (VI.5) encontra-se apresentado um croquis esquemático do desenvolvimento da superfície de ruptura e das resistências mobilizadas.

VI.6 - ANÁLISE DOS RESULTADOS

VI.6.1 - Linha de Sondagem N. 1^o

Analisando os resultados apresentados é possível se observar que a resistência S_u mobilizada ao longo da superfície crítica, obtida na retroanálise, é consideravelmente superior à obtida através dos ensaios de palheta de campo. Algumas hipóteses e observações com base nisto podem ser dadas, a saber:

(1) De acordo com a figura (VI.3) nota-se que para se obter valores de resistência S_u na retroanálise iguais aos valores médios *in situ*, calculados com base nos resultados dos ensaios de palheta, é necessário que se tenha valores de coesão no aterro muito superiores a 50 kPa, valor este acima do esperado conforme experiência recente (ORTIGÃO [95] e GOUTINHO [30]). Acredita o autor que a parcela mobilizada de coesão seja da ordem de 0 a 20 kPa, em função dos resultados dos trabalhos acima descritos. Nesta faixa de valores a resistência S_u mobilizada seria da ordem de 3,5 vezes superior àquela obtida pela média dos ensaios de palheta;

(2) A direção da linha de sondagem n. 1^o não é, na realidade, paralela ao eixo real do deslizamento. A razão disto já

foi discutida e tal fato, sem dúvida, contribui para a discrepância mencionada no item (1);

(3) A razão da diferença entre os resultados obtidos na retroanálise e na média *in situ* dos ensaios, ao se considerar uma parcela coesiva mobilizada no aterro da ordem de 0 a 20 kPa, poderia estar associada a não representatividade do valor médio obtido para cada superfície analisada, já que para o cálculo deste foram utilizados poucos valores de ensaios de palheta (aprox. 5 a 6). Como existe uma grande variabilidade de S_u no depósito é de supor que entre cada uma das sondagens possam existir valores muito distintos de resistência, que se fossem computados na média final dos ensaios de palheta levariam a um resultado próximo daquele obtido na retroanálise. Esta hipótese é apresentada na figura (VI.5), na qual se observa que existem trechos de S_u "indeformado" não computados na análise e que, como só se utilizou dos valores mínimos, é de se esperar que se tenha um resultado de S_u bem inferior ao equivalente da retroanálise;

(4) A segunda hipótese supõe que como os ensaios de palheta foram realizados em período pós-ruptura, os valores obtidos são, na realidade, as resistências amolgadas do depósito. A queda de S_u do valor original para o obtido estaria numa relação próxima à média da sensibilidade calculada para a argila, que é de $2 \pm 1,4$, dado este coerente com a discrepância calculada entre o valor mobilizado de retroanálise e a média da resistência dos ensaios de palheta.

VI.6.2 - Linha de Sondagem n. 2^o

Também neste caso observa-se que o valor de resistência obtida na retroanálise é bem superior àquele calculado com base na média dos ensaios de campo. Algumas observações, portanto, se fazem necessárias:

- (1) Nesta seção para se obter valores idênticos de S_u mobilizados, tanto na retroanálise quanto nos ensaios de campo, é necessário que se tenha valores de coesão no aterro próximos a 50 kPa. Ao se considerar uma parcela coesiva neste de 0 a 20 kPa, a razão entre as resistências será de 2,5 vezes;
- (2) Com relação a esta diferença também cabem aqui as mesmas observações dadas em (2), (3) e (4) do item VI.6.1;
- (3) Outro fator que também tenderia a induzir resistências superiores obtidas na retroanálise é o efeito tri-dimensional da ruptura, importante nesta seção analisada. Ao se supor esta hipótese é de se esperar que o S_u obtido numa análise plano deformação seja superior àquele realmente mobilizado in situ, já que, no caso 3D há de se considerar a resistência adicional ao longo da extremidade curva. Assim, ao se efetuar uma retroanálise bi-dimensional o resultado será o de valores de S_u superiores aos reais. Segundo AZZOUZ et al [9] a superestimativa de valores de fatores de segurança calculados pode ser em torno de 10% chegando, em alguns casos, de 20 a 30%. Logo, ao se

considerar que as diferenças de Su da análise e dos ensaios in situ se situem nesta ordem de grandeza, conclue-se que tal fato, isoladamente, não explica as discrepâncias encontradas no presente trabalho:

(4) A diferença entre o valor obtido pela retroanálise e pela média dos ensaios de campo foi inferior nesta linha de sondagem. É possível que isto esteja relacionado a estimativa do perfil topográfico original do aterro que, para esta seção, foi mais simples de se realizar, já que as movimentações ocorridas neste caso foram de ordem bem inferior;

(5) Observa-se que os resultados de Su mobilizados, ou obtidos por retroanálises, situam-se numa faixa de valores superior àquela encontrada por ORTIGÃO [95] para a argila de Sarapuí, cuja média é de aproximadamente 10 kPa. Com base nos resultados do capítulo anterior, pode-se supor que a origem desta diferença estaria associada ao adensamento da camada de argila do Calu, face aos antigos aterramentos.

VI.7 - RECOMENDAÇÕES PROPOSTAS

Com base nas análises dos resultados apresentados neste e em outros capítulos, algumas recomendações para a análise de aterros sobre solos moles similares ao do Calu serão brevemente descritas:

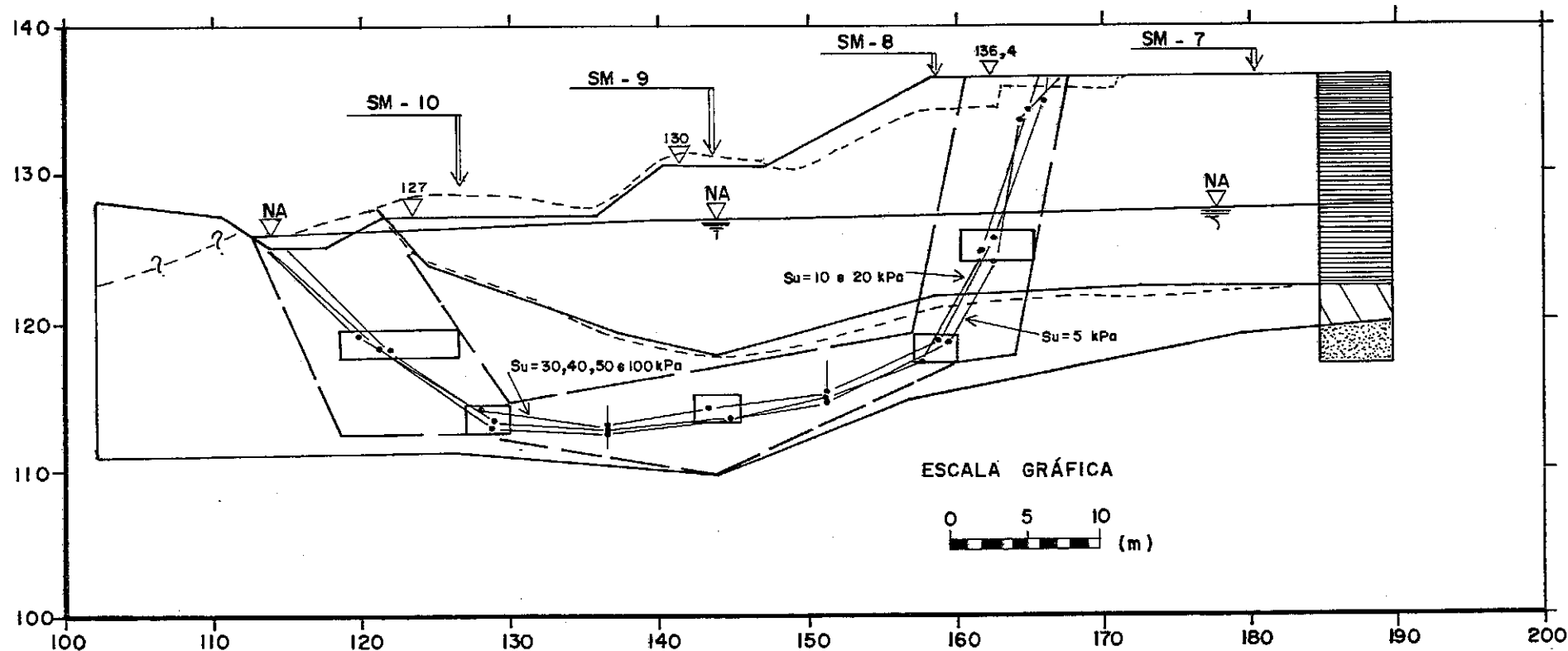
- (1) Deverá ser adotado nas análises de estabilidade uma certa parcela coesiva para o material do aterro, que, em princípio, atuará integralmente ao longo do corpo do mesmo;
- (2) Poderá ser realizado um poço de inspeção neste aterro procurando-se obter, se possível, amostras representativas para os ensaios de cisalhamento direto, de forma a se estimar os valores de C' e ϕ' a serem utilizados nas análises;
- (3) As sondagens deverão ser realizadas de forma a serem menos espaçadas que no presente caso, procurando-se estimar com melhor acurácia a resistência não drenada a ser utilizada nas análises de estabilidade;
- (4) Com relação ao item (3), caso existam trechos nos quais a resistência é distintamente inferior aos demais, deve-se procurar analisar as superfícies por estas regiões, já que, hipoteticamente, são estas que localizadamente iniciam e orientam a ruptura;
- (5) Os ensaios laboratoriais que visem a obtenção da resistência não drenada só deverão ser utilizados com vistas a uma comparação aos valores obtidos nos ensaios in situ, já que, no momento atual, as camadas mais moles (e importantes) ainda oferecem dificuldades à amostragem, não podendo em muitos casos serem recuperadas. Neste caso o ensaio de palheta é mais adequado à obtenção de S_u do que

os ensaios laboratoriais. Além disso deverão ser utilizados equipamentos que permitam uma leitura contínua das características mecânicas e oedométricas do depósito estudado. No presente trabalho tentou-se realizar, através de um pré-furo no aterro, um ensaio com o piezocone da COPPE (detalhes do equipamento em SOARES et al [114]), porém, face às dificuldades impostas pela região, tornou-se inviável a realização deste;

- (B) As análises de estabilidade deverão ser realizadas, preferencialmente, via tensões totais.

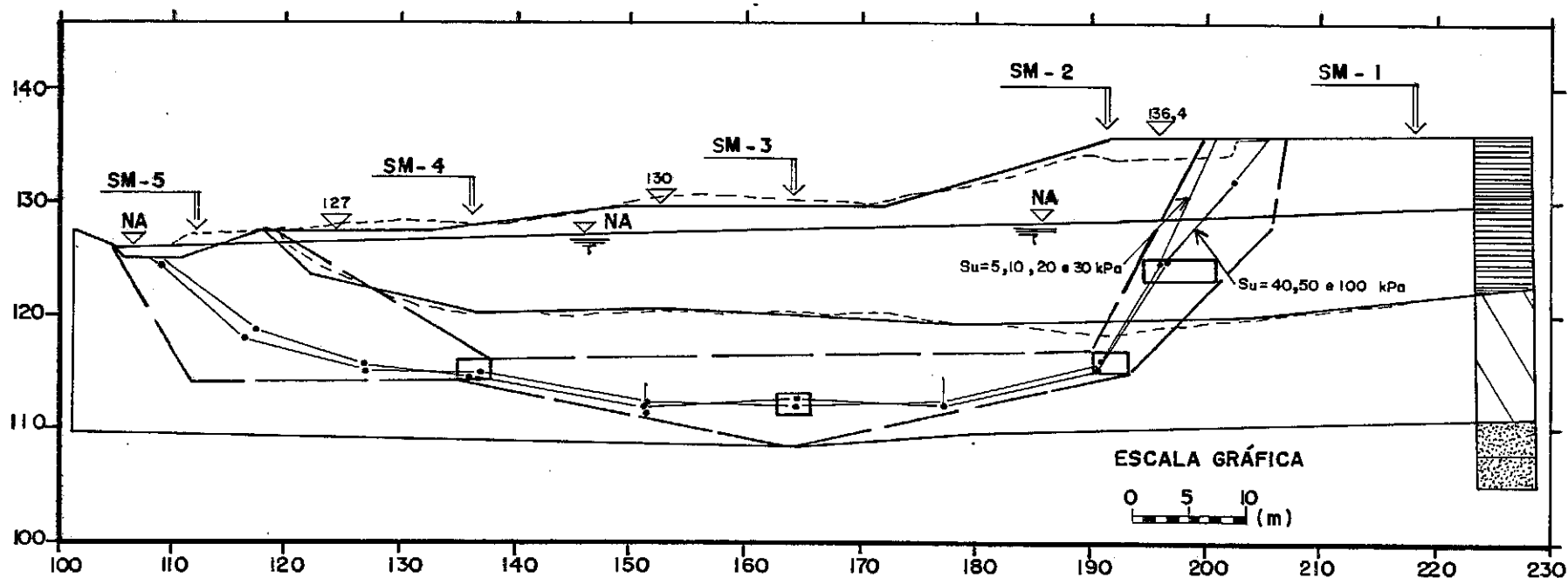
HIPÓTESE	FUNDAÇÃO	ATERRO		LS
	Su (kPa)	C' (kPa)	ϕ' (°)	
1	5, 10, 20, 30, 40	0		
2	"	10	35	⁰ N.1
3	"	20		
4	"	50		
5	5, 10, 20, 30	0		
6	"	10	35	⁰ N.2
7	"	20		
8	"	50		

TABELA VI.1 - HIPÓTESES ADOTADAS NAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE



OBS: AS COORDENADAS CARTESIANAS SÃO ARBITRADAS PARA UTILIZAÇÃO NA ANÁLISE DE ESTABILIDADE, SERVINDO APENAS COMO REFERÊNCIA DE NÍVEL E DISTÂNCIA.

FIG. VI.1 - ESQUEMA GRÁFICO UTILIZADO NAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE LINHA DE SONDAGEM Nº 1



OBS: AS COORDENADAS CARTESIANAS SÃO ARBITRADAS PARA UTILIZAÇÃO NA ANÁLISE DE ESTABILIDADE, SERVINDO APENAS COMO REFERÊNCIA DE NÍVEL E DISTÂNCIA.

- CONVENÇÕES:
- RETÂNGULOS DE PASSAGEM
 - LIMITE DAS SUP. ESTUDADAS
 - ATERRO - SIT. ATUAL
 - ATERRO - SIT. ANTERIOR(ESTIM.)
 - SUPERFÍCIES CRÍTICAS TÍPICAS

FIG.VI.2 - ESQUEMA GRÁFICO UTILIZADO NAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE LINHA DE SONDAGEM Nº 2

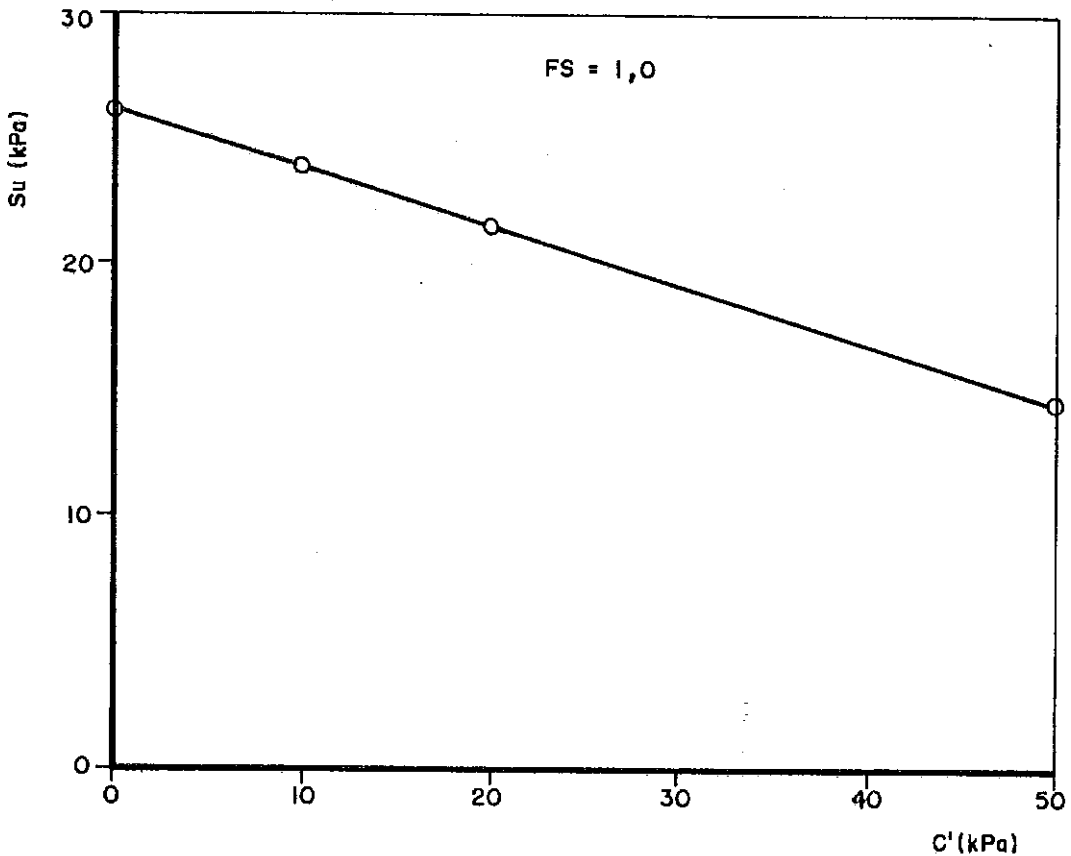
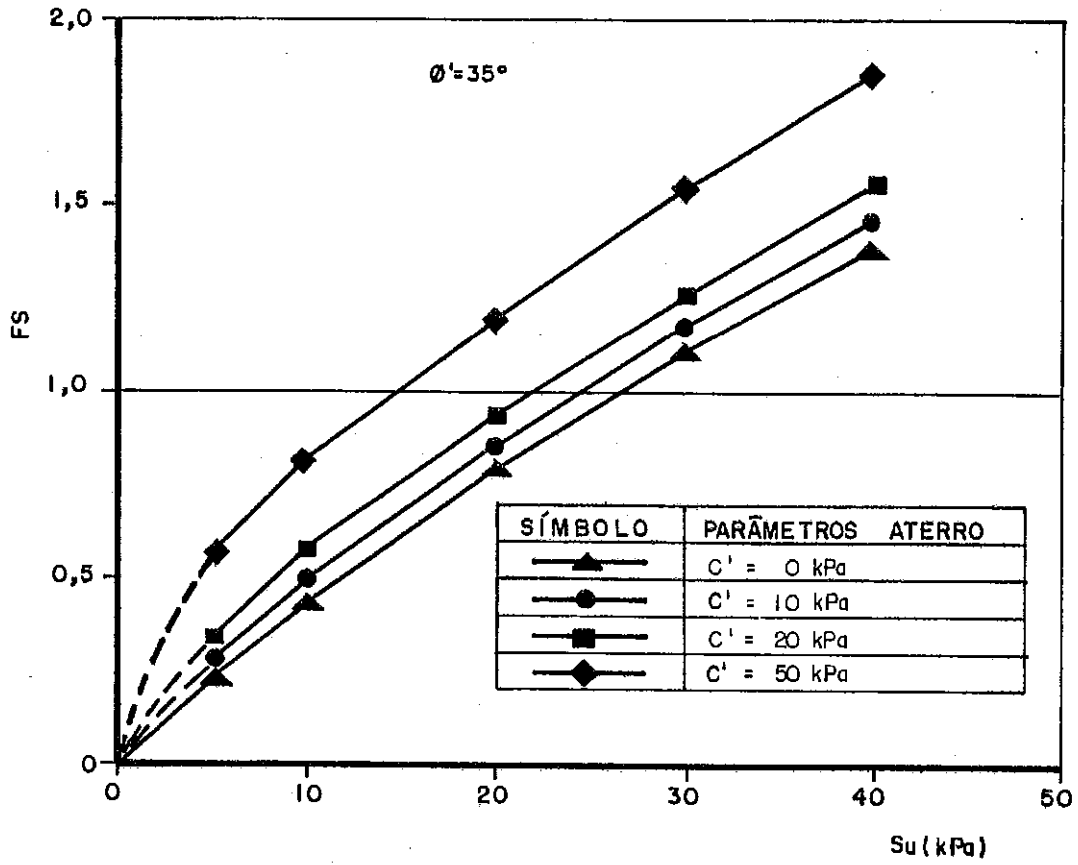


FIG. VI.3 - CURVAS FS VS. Su E C' VS. Su
ANÁLISE DE ESTABILIDADE EM TENSÕES
TOTAIS. LINHA DE SONDAGEM Nº 1

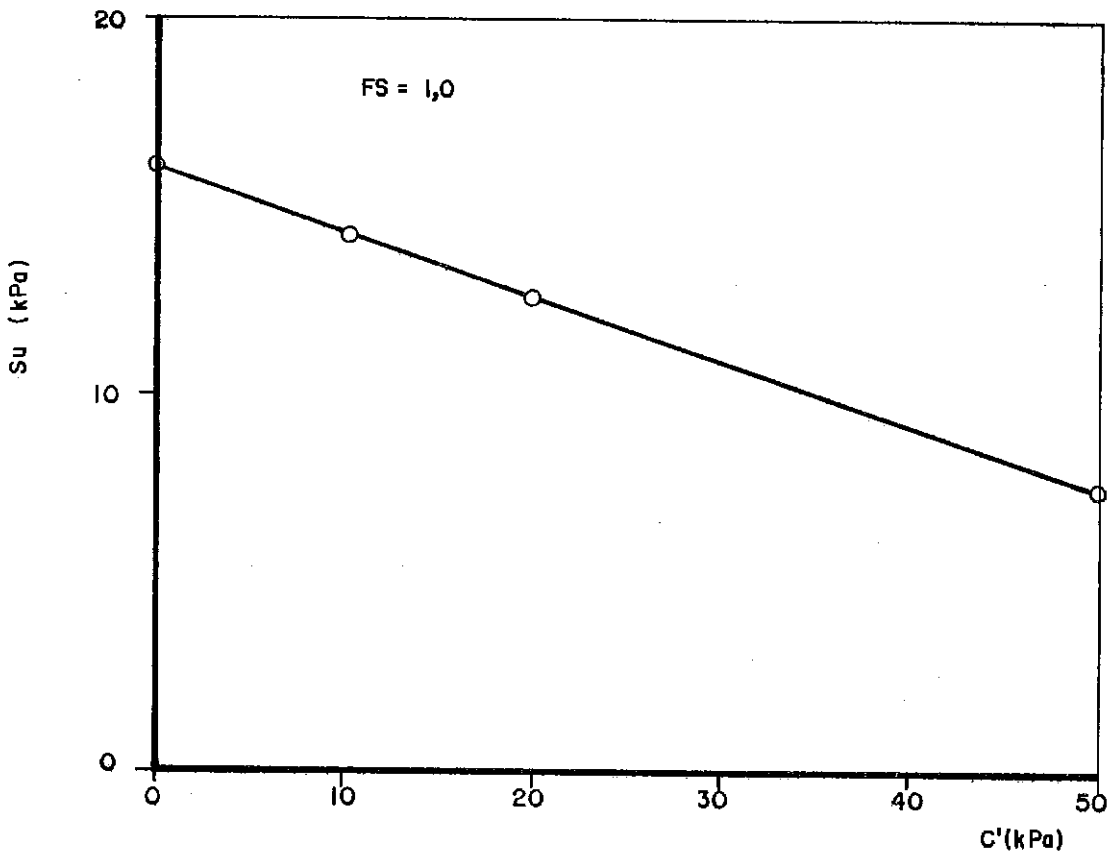
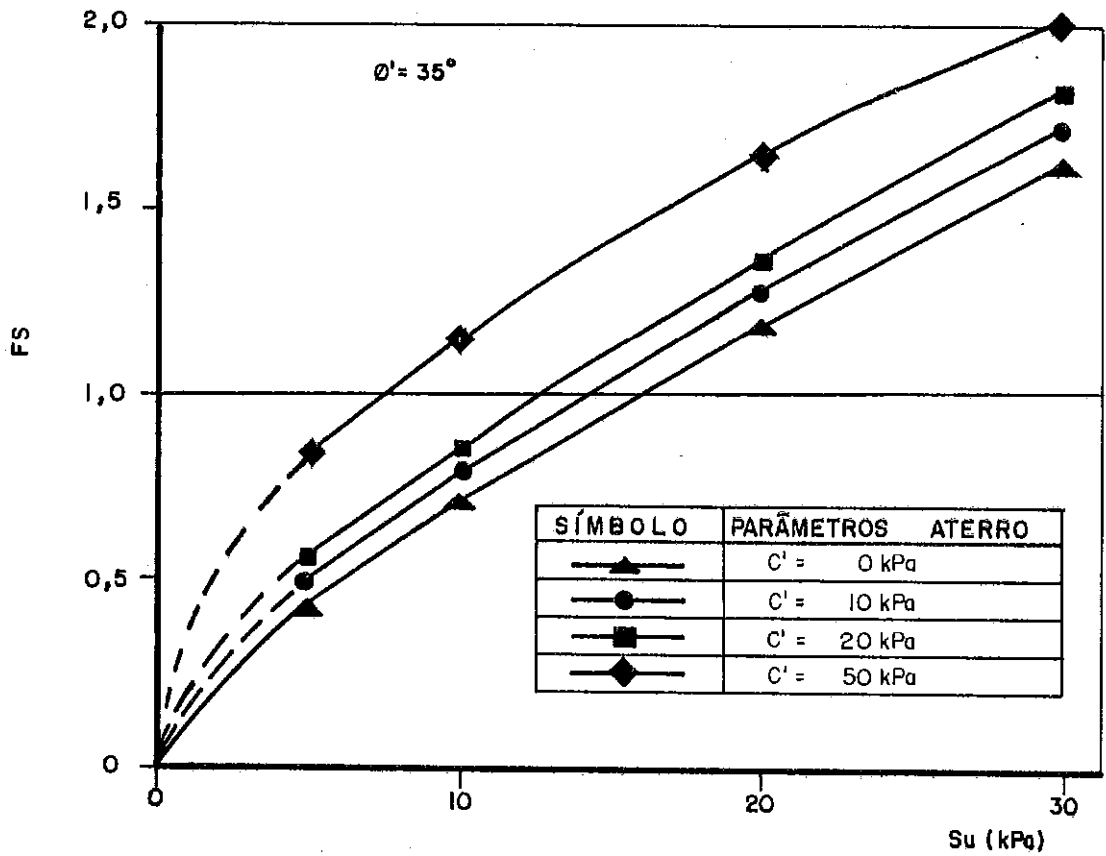


FIG. VI.4 - CURVAS FS VS. Su E Su VS. C'
ANÁLISE DE ESTABILIDADE EM TENSÕES
TOTAIS. LINHA DE SONDAGEM Nº 2

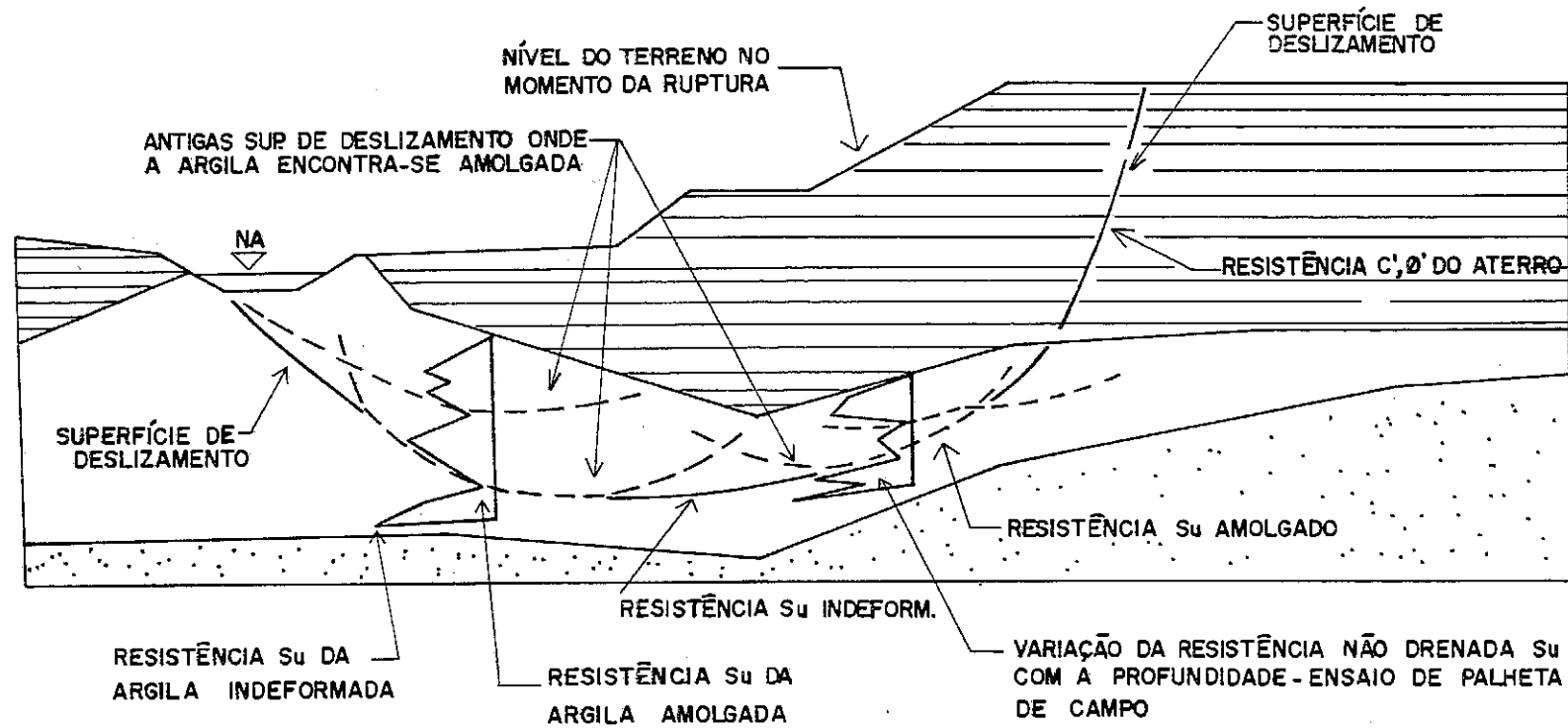


FIG. VI.5 - CROQUIS ESQUEMÁTICO DO DESENVOLVIMENTO DA SUPERFÍCIE DE RUPTURA E RESISTÊNCIAS MOBILIZADAS

CAPÍTULO VII

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISA

CAPÍTULO VII

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISA

VII.1 - CONCLUSÕES

A presente tese objetivou a caracterização e o conhecimento da argila do Cajú, sua comparação com outros depósitos argilosos já estudados e a explanação dos fatores envolvidos na ruptura ocorrida, como a forma de propagação da mesma, suas características dimensionais e as resistências mobilizadas na argila e no aterro, respectivamente, durante o cisalhamento.

As conclusões obtidas com a pesquisa são dadas a seguir:

(1) A ruptura teve origem em função do alteamento de um aterro de entulho sobre aquele antigo e já existente na região. Acredita-se que a superfície de cisalhamento originou-se localizadamente nos trechos amolgados e de menor resistência da fundação, que orientaram a direção da mesma. Associa-se estes trechos a antigos deslizamentos ocorridos no local;

(2) O recente aterro alteado tornou subadensado o depósito de argila, não tendo sido possível conhecer o real valor das tensões efetivas atuantes no mesmo. Acredita-se,

entretanto, ser este valor aproximadamente igual às tensões de pré-adensamento existentes. Associa-se o elevado amolgamento encontrado às deformações in situ da argila;

- (3) Ao se comparar o perfil original de resistência, obtido pela metodologia SHANSEP, e o perfil de resistência máxima dos ensaios de palheta, comprova-se ter havido um ganho de resistência não drenada no depósito, por adensamento;
- (4) Os resultados do ensaio de palheta comprovaram a elevada heterogeneidade mecânica da argila, através da variação errática de S_u ao longo da profundidade. Parte destes valores estava associada a curvas de deformação de características "amolgadas";
- (5) Os resultados dos ensaios de palheta de laboratório com velocidades diferentes não estiveram concordantes com o esperado, já que a dispersão entre os valores obtidos foi elevada. Atribui-se isto, principalmente, às heterogeneidades presentes em cada ponto da argila ensaiada;
- (6) As resistências médias ao longo da profundidade para os diversos resultados do ensaio de palheta encontram-se concordantes, embora a faixa de variação seja razoavelmente larga. Os ensaios triaxiais adensados com pressões equivalentes às tensões efetivas verticais finais in situ, considerando-se todo o adensamento da argila, apresentaram uma curva de resistência S_u vs. profundidade relativamente

superior à curva máxima ("indeformada") dos ensaios de palheta de campo, comprovando estar ainda o depósito argiloso em processo de adensamento, ou "subadensado";

(7) Os ensaios in situ são preferíveis neste depósito de argila, já que os ensaios laboratoriais não conseguem reproduzir o verdadeiro perfil errático de resistência S_u in situ. Atribui-se isto aos inúmeros subtrechos amolgados não amostráveis pela técnica corrente empregada;

(8) O amostrador de parede fina com diâmetro interno igual a 75mm não é adequado à utilização em argilas de consistência igual a do Calu;

(9) A metodologia SHANSEP parece não ser aplicável ao depósito de argila do Calu, já que observou-se tratar-se de argila não normalizável e comprovou-se, nos ensaios com distintos OCR, serem as tensões efetivas adotadas no adensamento isotrópico incapazes de eliminar totalmente a influência do amolgamento na amostra. No entanto obteve-se através da teoria dos estados críticos uma curva tédrica, que correlacionava S_u normalizado versus OCR, razoavelmente concordante com os resultados experimentais para OCR entre 1 e 4. Para um OCR igual a 8, entretanto, o resultado experimental esteve muito abaixo do que era de se esperar. Notou-se haver uma maior influência do amolgamento e heterogeneidades sobre os resultados de resistência do que sobre os correspondentes de poro-pressão;

(10) Os valores de resistência, ângulo de atrito, e trajetórias de tensões dos ensaios normalmente adensados encontram-se de acordo com o esperado para esta argila. Observou-se também ser o valor de $S_u / \phi'c$ (OCR=1) experimentalmente obtido para a argila do Caju, um pouco superior àqueles calculados para a argila de Sarapu'. Os resultados desta argila estiveram, no entanto, concordantes com a curva teórica da argila do Caju;

(11) As análises de estabilidade via tensões totais são preferíveis para depósitos argilosos semelhantes ao estudado no presente trabalho, onde os valores in situ de poro-pressão só podem ser conhecidos através da instalação de instrumentação adequada;

(12) A resistência média mobilizada na fundação é um somatório dos valores mínimos e amolgados com os valores máximos, referentes a trechos indeformados. Obtiveram-se valores médios, calculados com base nas resistências in situ (pós-ruptura), relativamente inferiores aos valores mobilizados pela retroanálise. Das duas hipóteses levantadas, a segunda, que relaciona esta queda de resistência à ruptura atual, parece ser a mais representativa do que ocorreu na realidade, embora não se possa descartar a outra hipótese apresentada;

(13) Houve a mobilização de uma certa parcela de resistência no corpo do aterro. Ao se adotar um ângulo de atrito de 35° para o mesmo, estima-se estar a parcela coesiva mobilizada com um valor entre 0 e 20 kPa;

- (14) A ruptura pode ser simulada através de uma retroanálise em estado plano de deformação, embora tal prática, no setor direito do eixo de deslizamento, venha a superestimar em até 30% os valores de S_u obtidos, face às características tri-dimensionais nesta região.

VII.2 - SUGESTÕES PARA PESQUISA

- (1) Estender os resultados da presente pesquisa com a utilização de ensaios mais sofisticados in situ, que melhor possam avaliar, ao longo de toda a seção longitudinal e transversal do depósito, a resistência não drenada e os subtrechos amolgados da argila. Entre os ensaios existentes sugere-se a utilização do ensaio de piezocone da COPPE;
- (2) Realizar análises de estabilidade tri-dimensionais com base nos valores obtidos em (1), de forma a comprovar efetivamente as hipóteses levantadas no presente trabalho;
- (3) Estudar através de ensaios laboratoriais (quando realizáveis) e abertura de poços in situ, as reais resistências do corpo do aterro. Um estudo com base estatística seria aconselhável, face às discrepâncias existentes;
- (4) Realizar ensaios de palheta de campo na argila do Caju utilizando-se de uma aparelhagem melhorada, como descrita em ORTIGÃO e COLLET [197], através da introdução de sapata

de proteção e rolamentos que possam tornar o equipamento praticamente isento de atritos. A utilização do padrão internacional para as dimensões da palheta e a adoção do formulário proposto por WROTH [124] para Su seria desejável;

- (5) Realizar ensaios de palheta também em região que não tenha sofrido qualquer perturbação dada pela ruptura atual, de forma se conhecer os valores de Su "originals".

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] AAS, G., LACASSE, S., LUNNE, T. e HOEG, K. "Use of In Situ Tests for Foundation Design on Clay", **ASCE Specialty Conf. IN SITU 88**, Blacksburg, pp. 1-30, (1986).
- [2] ALMEIDA, M.S.S., "The Undrained Behaviour of the Rio de Janeiro Clay in the Light of Critical State Theories", **Solos e Rochas**, Vol. 5, n. 2, Agosto, pp. 3-24, (1982).
- [3] ALMEIDA, M.S.S., LIRA, E.N.S., PAIVA, E.N. e SOUZA, H.G., "Sistemas Automáticos de Aquisição de dados e Software utilizados na COPPE", **Simp. sobre Novos Conceitos em Ensaios de Campo e Laboratório em Geotecnia**, Rio de Janeiro, Vol. 2, pp. 305-329, (1988).
- [4] ALMEIDA, M.S.S. e PARRY, R.H.G., "Tests With Centrifuge Vane and Penetrometer in a Normal Gravity Field", Cambridge University Eng. Department, **Technical Report, SOILS TR 141**, (1983).
- [5] ARAGÃO, C.J.G., "Propriedades Geotécnicas de Alguns Depósitos de Argila Mole da Área do Grande Rio", **Tese M.Sc.**, PUC-RJ, 154 p., (1975).
- [6] ASTM, "Standards for Vane Tests - Equipment & Procedures", Proc. of the Int. Symp. on Laboratory and Field Vane Shear Strength Testing, STP 1014, Tampa, (1987).

- [7] ATKINSON, J.H. e BRANSBY, P.L., **The Mechanics of Soil - An Introduction to Critical State Mechanics**, London, Mc.Graw-Hill, (1978).
- [8] AZZOUZ, A.S., BALIGH, M.M. E LADD, G.C., "Three - Dimensional Stability Analysis of Four Embankment Failures", **Proc. X ICSMFE**, Stockholm, Vol. 3, pp. 343-346, (1985).
- [9] AZZOUZ, A.S., BALIGH, M.M. e LADD., G.C., "Corrected Field Vane Strength for Embankment Design", **JGED**, ASCE, Vol.109, N.5, pp. 730-734, (1983).
- [10] BALIGH, M.M. e AZZOUZ, A.S., "End Effects on Stability of Cohesive Slopes", **JGED**, ASCE, Vol.101, N.6T11, pp. 1105-1117, (1975).
- [11] BENNET, G.B. e MECHAM, J.G., "The Use of Vane Borer on Foundation Investigation of Fill", **Proc. III Record Annual Meeting**, HRB, pp. 488-496, (1953).
- [12] BISHOP, A.W. e BJERRUM. L., "The Relevance of the Triaxial Test to the Solution of Stability Problems", **ASCE Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils**, Boulder, pp. 437-501, (1960).
- [13] BISHOP, A.W. e HENKEL, D.J., **The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test**, 2. Edição, Ed. Edward Arnold, London, 190p., (1962).

- [14] BJERRUM, L., "Engineering Geology of Norwegian Normally Consolidated Marine Clays as related to Settlement of Buildings", 7th Rankine Lecture, **Geotechnique**, Vol. 17, pp. 81-118, (1967).
- [15] BJERRUM, L., "Embankments on Soft Ground", **ASCE Conf. on Perf. of Earth and Earth Supported Structures**, Vol. 2, pp. 1-54, (1972).
- [16] BJERRUM, L., "Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clay and Structurally Unstable Soils", **Proc. VIII ICSMFE**, Moscou, Vol. 3, pp. 111-159, (1973).
- [17] BJERRUM, L.; SIMONS, N. e TORBLAA, I., "The Effect of Time on the Shear Strength of a Soft Marine Clay", **Proc. of Brussels Conf. on Earth Pressure Problems**, Bruxelles, Vol. 1, pp. 148-158, (1958).
- [18] BLIGHT, G.E., "The Effect of Nonuniform Pore-Pressure Measurements on the Shear Strength of Soils" **ASTM-NRC, Symp. on Laboratory Shear Testing of Soils**, ASTM. STP NO 381, pp. 173-183, (1963).
- [19] BOZDZUK, M., "Effect of Sampling, Size, and Storage on Test Results for Marine Clay", **Sampling of Soil and Rock**, ASTM STP N.483, pp. 121-131, (1971).
- [20] BURLAND, J.B., "A Method of Estimating the Pore-Pressure and Displacements Beneath Embankments on Soft Natural Clay Deposits", **Proc. Roscoe Memorial Symp.**, Cambridge, pp. 505-536, (1971).

- [21] CADLING, L. e ODENSTAD, S., "The Vane Borer", **Proc. Royal Swedish Geotechnical Institute**, N.2, (1950).
- [22] CAPUTO, H.P., **Mecânica dos Solos e suas Aplicações**, Livros Técnicos e Científicos Editora, Rio de Janeiro, (1980).
- [23] CASAGRANDE, A., "The Determination of the Preconsolidation Load and Practice Significance", **Proc. I ICSMFE**, Massachussets, Vol.3, pp. 60-64, (1936).
- [24] CASAGRANDE, A. e FADUM, R.E., **Notes on Soil Testing for Engineering Purposes**, Soil Mechanics Series N. 8, Univ. of Harvard.
- [25] CHIRAPUNTU, S. e DUNCAN, J.M., "Cracking and Progressive Failure of Embakments ou Soft Clay Foundations", **Proc. Int. Symp. on Soft Clay**, Bangkok, pp. 453-470, (1977).
- [26] COATSWORTH, A. e HOBBS, N., "Three Case Studies for Short Term Stability of Soft Clay Deposits", Discussion, **Soil and Foundations**, Vol. 23, N.4, pp. 147-148, (1983).
- [27] COLLET, H.B., "Ensaio de Palheta de Campo em Argilas Mole da Baixada Fluminense", **Tese M.Sc.**, COPPE/UFRJ, 234p., (1978).
- [28] COSTA FILHO, L.M.; WERNECK, M.L.G. e COLLET, H.B., "The Undrained Strength of a Very Soft Clay", **Proc. IX ICSMFE**, Tóquio, Vol. 1, pp. 69-72, (1977).

- [29] COUTINHO, R.Q., "Características de Adensamento com Drenagem Radial de uma Argila Mole da Baixada Fluminense", **Tese M.Sc.**, COPPE/UFRJ, 208p., (1976).
- [30] COUTINHO, R.Q., "Aterro Experimental Instrumentado Levado à Ruptura Sobre Solos Orgânicos - Argilas Moles da Barragem de Juturnaíba", **Tese D.Sc.**, COPPE/UFRJ, 623p., (1986).
- [31] CRAWFORD, C.B., "Interpretation of the Consolidation Test", **JSMFD**, ASCE, Vol. 90, N. SM5, pp. 87-102, (1964).
- [32] DAVIES, M.G.R., ALMEIDA, M.S.S., CHEAH, H.C. e PARRY, R.H.G., "Studies with Centrifuge Vane and Penetrometer Apparatus in a Normal Gravity Field", **Proc. of the Int. Symp. on Lab. and Field Vane Shear Strength Testing**, ASTM, Tampa, (1987).
- [33] DE CAMPOS, T.M.P., "Análise de estabilidade: Métodos, Parâmetros e Pressões Neutras", **Aspectos Geotécnicos de Encostas**, Mesa Redonda no Clube de Engenharia, Tema V, (1985).
- [34] DUARTE, A.E.R., "Características de Compressão Confinada da Argila Mole do Rio Sarapuí, Km 7,5 da Rod. Rio-Petrópolis", **Tese M.Sc.**, PUC-RJ, 220 p., (1977).
- [35] DUNCAN, J.M. e SEED, H.B., "Corrections for Strength Test Data", **JSMFD**, ASCE, Vol. 93, N. SM5, pp. 121-137, (1967).

- [36] EDEN, W.J. e LAW, K.T., "Comparison of Undrained Shear Strength Results Obtained by Different Test Methods in Soft Clays", **Canadian Geotechnical Journal**, Vol. 17, pp. 368-381, (1980).
- [37] FLAATE, K., "Factors Influencing the Results of Vane Tests", **Canadian Geotechnical Journal**, Vol. 3, N.^o 1, pp. 18-31, (1986).
- [38] FLODIN, N. e BROMS, B., "Historical Development of Civil Engineering in Soft Clays", **Soft Clay Engineering**, Ed. Brand e Brenner, Elsevier, pp. 25-156, (1981).
- [39] FROES ABREU, S., **O Distrito Federal e seus Recursos Naturais**, Conselho Nacional de Geografia, Pub. n.^o 14, (1957).
- [40] GEOMECÂNICA, **Relatório RJ.3542/007**, Parque Boa Esperança - Gaju/RJ, (1986).
- [41] GEOMECÂNICA, **Relatório RJ.3542 - 1/010**, Parque Boa Esperança - Gaju/RJ, (1987).
- [42] GERSCOVICH, D.M.S., "Propriedades da Camada Ressecada do Depósito da Argila Mole de Sarapuí", **Tese M.Sc.**, PUC-RJ, (1983).
- [43] HANZAWA, H., "Three Case Studies for Short Term Stability of Soft Clay Deposits", **Soil and Foundations**, Vol. 23, N.^o 2, pp. 140-154, (1983).

- [44] HANZAWA, H. e KISHIDA, T., "Determination of In-Situ Undrained Strength of Soft Clay Deposits", **Soil and Foundations**, Vol. 22, N. 2, pp. 1-14, (1982).
- [45] HEAD, K.H., **Manual of Soil Laboratory Testing**, Vol.3, ELE Int. Limited, London, (1986).
- [46] HEINE, U.H.R.N., e CUNHA, R.P., **Laudo Técnico - Aterro a Jusante do Depósito de Veículos da Del. de Roubos e Furtos - Comunidade Boa Esperança - Caju/RJ, Diretoria de Geotécnica/DGDB**, (1986).
- [47] HEINE, U.H.R.N.; BAPTISTA, M.J.L.; LACERDA, W.A.; SALEM, J. e CUNHA, R.P., **Laudo de Vistoria D/SGE n. 480/86 - Comunidade Boa Esperança - Caju/RJ, Diretoria de Geotécnica/DGDB**, (1986).
- [48] HENKEL, D.J., "The Shear Strength of Saturated Remoulded Clays", **Proc. ASCE Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils**, Colorado, pp. 533-534, (1960).
- [49] HENKEL, D.J. e GILBERT, G.C., "The Effects of Rubber Membranes on the Measured Compression Strength of Clay Samples", **Geotechnique**, Vol. 3, pp. 20-29, (1952).
- [50] HENKEL, D.J. e SOWA, V.A., "The Influence of Stress History on Stress Paths in Undrained Triaxial Tests on Clay", **ASTM-NRC, Symp on Shear Testing of Soils**, ASTM STP N. 361, pp. 280-294, (1963).

- [51] HVORSLEV, M.J., **Subsurface Exploration and Sampling of Soils for Civil Engineering Purposes**, Waterways Exp. St. Wicksburg, Mississippi, (1949).
- [52] IPR, "Características Geotécnicas de Argilas Moles da Baixada Fluminense", **Relatório Parcial de Pesquisa**, IPR-DNER, (1976).
- [53] JANBU, N., "Application of Composite Slip Surface for Stability Analysis", **European Conf. on Stability of Earth Slopes**, Stockholm, Discussion, Vol. 3, (1954).
- [54] KANKARE, E., "Geotechnical Properties of the Clays at the Kimola Canal Area with Special Reference to the Slope Stability", **Ph.D. Thesis**, State Institute for Technical Research, Helsinki, (1969).
- [55] KENNEY, T.C., "Slide Behaviour and Shear Resistance of a Quick Clay Determined from a Study of the Landslide at Selnes, Norway", **Proc. of the Geotechnical Conference**, Oslo, Vol. 1, pp. 57-64, (1967).
- [56] KENNEY, T.C., e UDDIN, S., "Critical Period for Stability of an Excavated Slope in Clay Soils", **Canadian Geotechnical Journal**, Vol. 11, N.4, pp. 820-823, (1974).
- [57] KIMURA, T. e SAITOH, K., "Effect of Disturbance due to Insertion on Vane Shear Strength of Normally Consolidated Cohesive Soils", **Soil and Foundations**, Vol. 23, N. 2, pp. 113-124, (1983).

- [58] KISHIDA, T.; HANZAWA, H. e NAKANOWATARI, M., "Stability Analysis with the Simple and the Advanced $\phi = 0$ Method for a Failed Dike", **Soil and Foundations**, Vol. 23, N. 2, pp. 69-82, (1983).
- [59] LAGASSE, S., "Design Parameters of Clay from In-Situ and Laboratory Tests", **Anais do Simp. Sobre Novos Conceitos em Ensaios de Campo e de Laboratório em Geotecnia**, Rio de Janeiro, (Volume a ser publicado), (1988).
- [60] LAGERDA, W.A., "Stress - Relaxation and Creep Effects on Soil Deformation", **Ph.D. Thesis**, Univ. of California, Berkeley, (1976).
- [61] LADD, G.C., **Strength and Compressibility of Saturated Clays**, Curso Panamericano de Solos, Univ. Católica Andrés Bello, Caracas, (1967).
- [62] LADD, G.C., "Estimating Settlements of Structures Supported on Cohesive Soils", **MIT Soils Publications n. 272**, 99p., (1973).
- [63] LADD, G.C., **Stability Evaluation for Staged Construction**, MIT Special Summer Course 1.605 - Lecture 15, Massachusetts, (1985).
- [64] LADD, G.C. e LAMBE, T.W., "The Strength of Undisturbed Clay Determined from Undrained Tests", **ASTM-NRC, Symp. on Lab. Shear Testing of Soils**, ASTM STP N. 381, pp. 342-371, (1963).

- [65] LADD, G.C. e VARALLYAY, J., "The Influence of Stress Sistem on the Behaviour of Saturated Clays During Undrained Shear", **MIT Research Report R 65-11**, Soils Publication n. 177, 283p., (1965).
- [66] LADD, G.C. e FOOTT, R., "New Design Procedure for Stability of Soft Clays", **JGED**, ASCE, Vol. 100, N.^o GT7, pp. 763-785, (1974).
- [67] LAMBE, T.W. e WHITMAN, R.V., **Mecânica de Solos**, Editorial Limusa, México, 582 p., (1981).
- [68] LAMEGO, A.R., **O Homem e a Guanabara**, Conselho Nacional de Geografia, Pub. n. 5, (1984).
- [69] LAW, K.T., "Use of Field Vane Tests under Earth-Structures", **Proc. XI ICSMFE**, São Francisco, Vol. 2 pp. 893-898, (1985).
- [70] LEONARDS, G.A., "Investigation of Failures", 6th Terzaghi Lecture, **JGED**, ASCE, Vol. 108, N. GT2, pp. 185-248, (1980).
- [71] LEONARDS, G. A. e GIRAULT, P., "A Study of the One-Dimensional Consolidation Test", **Proc. V ICSMFE**, Paris, Vol. 1, pp. 213, (1961).
- [72] LEONARDS, G. A. e ALTSCHAEFFL, A. G., "Compressibility of Clay", **JSMFD**, ASCE, Vol. 90, N. SM5, pp. 133-155, (1964).

- [73] LEROUÉIL, S. e TAVENAS, F., "Pitfalls of Back - Analysis", **Proc. X ICSMFE**, Stockholm, Vol. 1, pp. 185-190, (1981).
- [74] LEROUÉIL, S.; TAVENAS, F.; SAMSON, L. e MORIN, P., "Pre-Consolidation Pressure of Champlain Clays, Part II, Lab. Determination", **Canadian Geotechnical Journal**, Vol. 20, N. 4, pp. 803-818, (1983).
- [75] LIMA, M. J. C. P., **Prospecção Geotécnica do Subsolo**, Livros Técnicos e Científicos Ed., Rio de Janeiro, 104 p., (1983).
- [76] LINS, A. H. P., "Ensaio Triaxiais de Compressão e Extensão na Argila Cinza do Rio de Janeiro em Botafogo", **Tese M.Sc.**, COPPE/UFRJ, (1980).
- [77] LIRA, E.N.S., "Sistema Automático de Aquisição de Dados para Ensaio Triaxial", **Tese M.Sc.**, COPPE/UFRJ, 118 P., (1988).
- [78] LO, K. Y., "An Approach to the Problem of Progressive Failure", **Canadian Geotechnical Journal**, Vol. 9, pp. 407-429, (1972).
- [79] LOWE, J. e JOHNSON, T.P., "Use of Back - Pressure to Increase Degree of Saturation of Triaxial Test Specimens", **ASCE Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils**, Colorado, pp. 819-838, (1980).

- [80] MARTINS, I.S. M., "Sobre uma Nova Relação Índice de Vazios e Tensão em Solos", **Tese M. Sc.**, COPPE-UFRJ, 220P., (1983).
- [81] MATSUI, T. e ABE, N., "Shear Mechanisms of Vane Test in Soft Clays", **Soil and Foundations**, Vol. 21, N. 4, pp. 69-80, (1981).
- [82] MITCHELL, R.J. e EDEN, W.J., "Measured Movements of Clay Slopes in the Ottawa Area", **Canadian Journal of Earth Science**, N. 9, pp. 1001-1013, (1972).
- [83] MORGENSTERN, N.R. e TCHALENKO, J.S., "Microstructural Observations on Shear Zones from Slips in Natural Clays", **Proc. of the Geotechnical Conference**, Oslo, Vol. 1, pp. 147-152, (1967).
- [84] MOSSINHO, M.R.M., e AMADO, L.S., **Considerações a Respeito do Neo-Cenozóico da Bacia de Guanabara**, Instituto de Geociências, UFRJ, (1972).
- [85] MOTTA, L.M.G., **Ensaio de Lab. em Mec. dos Solos**, Pub. da Esc. de Eng. da UFRJ, Rio de Janeiro, (1983).
- [86] NBR 6457, "Preparação de Amostras de Solo para Ensaio Normal de Compactação e Ensaio de Caracterização" **ABNT**, (1984).
- [87] NBR 6508, "Determinação da Massa Específica de Grãos de Solos", **ABNT**, (1984).

- [88] NBR 7180, "Determinação do Limite de Plasticidade dos Solos", **ABNT**, (1984).
- [89] NBR 7481, "Determinação Granulométrica dos Solos, **ABNT**, (1984).
- [90] NBR 8484, "Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos", **ABNT**, (1980).
- [91] NBR 7250, "Identificação e Descrição de Amostras de Solo Obtidas em Sondagens de Simples Reconhecimento dos solos", **ABNT**, (1982).
- [92] NOORANY, I. e SEED, B., "In - Situ Strength Characteristics of Soft Clays", **JSMFD**, ASCE, Vol. 91, N. SM2, pp. 49-80, (1965).
- [93] OLSON, R.E. e KIEFER, M.L., "Effect of Lateral Filter-Paper Drains on the Triaxial Shear Characteristics of Soils", ASTM-NRC, **Symp. on Lab. Shear testing of Soils**, ASTM STP N. 361, pp 482-491, (1963).
- [94] ORTIGÃO, J.A.R., "Contribuição ao Estudo de Propriedades Geotécnicas de um Depósito de Argila Mole da Baixada Fluminense", **Tese M.Sc.**, COPPE-UFRJ, 94 p., (1975).
- [95] ORTIGÃO, J.A.R., "Aterro Experimental Levado à Ruptura Sobre Argila Cinza do Rio de Janeiro", **Tese D. Sc.**, COPPE-UFRJ, 715 p., (1980).

- [96] ORTIGÃO, J.A.R., "Experiência com Ensaios de Palheta in Situ, em Terra e no Mar", **Anais do Simp. Sobre Novos Conceitos em Ensaios de Campo e de Laboratório em Geotecnia**, Rio de Janeiro, (Volume a ser publicado), (1988).
- [97] ORTIGÃO, J.A.R. e COLLET, H.B., "A Eliminação de Erros de Atrito em Ensaios de Palheta", **Solos e Rochas**, Vol. 9, N. 2, Agosto, pp. 33-45, (1986).
- [98] PERLOW, M. e RICHARDS, A. F., "Influence of Shear Velocity on Vane Shear Strength", **JGED**, ASCE, Vol. 103, N. GT1, pp. 19-32, (1977).
- [99] PILOT, G., "Study of Five Embankment Failures on Soft Soils", **Proc. on Perf. of Earth and Earth - Supported Structures.**, Vol. 1, Part 1, pp. 81-99, (1972).
- [100] PINTO, C.S., **Resistência ao Cisalhamento dos Solos**, Grêmio Politécnico - DLP, USP, São Paulo, (1979).
- [101] PUSCH, R., "Microstructural Changes in Soft Quick Clay at Failure", **Canadian Geotechnical Journal**, Vol. 7, N. 1, pp. 1 - 7, (1970).
- [102] ROY, M. e LEBLANC, A., "Facteurs influençant la Mesure au Scissomètre", **Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées**, n. 144, Jull - Août, (1986).

[103] SCHMERTMANN, J.M., **The Undisturbed Consolidation of Clay**,
Trans. American Soc. Civil Engineering, n. 120,
(1955).

[104] SEKIGUCHI, H. e SHIBATA, T., "Undrained Behaviour of Soft
Clay under Embankment Loading", III Int. Conf. on
Numerical Methods in Geomechanics, Aachen, pp. 717-
724, (1979).

[105] SIEGEL, R.A., "STABL User Manual", Joint Highway
Research Project N. 75 - 8, Purdue University, (1975).

[106] SIMONS, N.E., "The Influence of Stress Path on Triaxial
Test Results", ASTM - NRC, Symp. on Lab. Shear Testing
of Soils, ASTM STP N. 361, pp. 270 - 279, (1963).

[107] SKEMPTON, A.W., "The Colloidal Activity of Clays", Proc.
III ICSMFE, Switzerland, Vol. 1, pp. 57 - 61, (1953)

[108] SKEMPTON, A.W., "The Pore-Pressure Coefficient A and B",
Geotechnique, Vol. 4, N. 4, pp. 143 - 147, (1954).

[109] SKEMPTON, A.W., "Discussion on the Planning and Design
of the New Hong-Kong Airport, by Grace and Henry",
Institution of Civil Engineers, Vol. 7, pp 305-307,
(1957).

[110] SKEMPTON, A.W., "Long Term Stability of Clay Slopes",
Geotechnique, Vol. 14, N. 2, pp. 75-101, (1964).

- [111] SKEMPTON, A.W., "Residual Strength of Clay in Landslides, Folded Strata and the Laboratory", **Geotechnique**, Vol. 35, N. 1, pp. 3-18, (1985).
- [112] SKEMPTON, A.W. e NORTHEY, R.D., "The Sensitivity of Clays", **Geotechnique**, Vol. 3, pp. 30-63, (1952).
- [113] SLUNGA, E., "On the Increase in Shear Strength in Soft Clay under an Old Embankment", **Proc. VIII EGSMFE**, Helsinki, pp. 83-89, (1983).
- [114] SDARES, M.M.; LUNNE, T.; ALMEIDA, M.S.S. e DANZIGER, F.A.B., "Ensaio com Piezocone Coppe e Fugro em Argila Mole", **VIII Cong. Bras. de Mec. dos Solos e Eng. Fundações**, Vol. 11, pp. 75-87, (1986).
- [115] TAVENAS, F. e LEROUÉIL, S., "The Behaviour of Embankments on Clay Foundations", **Canadian Geotechnical Journal**, Vol. 17, N. 2, pp. 236-260, (1980).
- [116] TAYLOR, D.W., **Fundamentals of Soil Mechanics**, John Wiley and Sons, New York, 700 p., (1948).
- [117] TERZAGHI, K., "Principles of Soil Mechanics- Settlement and Consolidation", **Eng. News - Record**, November, pp. 874-878, (1925).
- [118] TERZAGHI, K. e PECK, R.B., **Soil Mechanics in Engineering Practice**, John Wiley and Sons, New York, (1967).

[118] VARGAS, "Aterros na Baixada de Santos", **Revista Politécnica**, Edição Especial, (1973).

[120] VEY, E. e SCHLESSINGER, L., "Soil Shear Tests by Means of Rotating Vanes", **Proc. 29th Annual Meeting**, HRB, pp. 533-544, (1949).

[121] VILELA, T.F., "Determinação dos Parâmetros de Resistência, Creep e de Relaxação de Tensões de uma Argila Mole do Rio de Janeiro", **Tese M.Sc.**, COPPE-UFRJ, (1978).

[122] VYALOV, S.S.; PEKARSKAYA, N.K. e MAXIMYAK, R.V., "On the Failure Process in Clayey Soils", **Proc. IV Asian Regional Conf. on Soil Mechanics and Foundation Eng.**, Vol. 1, pp. 96-97, (1971).

[123] WRIGHT, S.G., "A Study of Slope Stability and the Undrained Shear Strength of Clay Shales", **Ph.D. Thesis**, Univ. of California, (1969).

[124] WROTH, C.P., "The Interpretation of In-situ Soils Tests", **Geotechnique**, Vol. 34, N. 4, pp. 449-489, (1984)

APENDICE A
FOTOGRAFIAS

APENDICE A

FOTOGRAFIAS

As fotografias apresentadas foram tiradas 1 dia após o acidente, com exceção daquelas em que já consta a data. Para cada uma destas cabem as seguintes observações:

FOTO 1: Foto de 1/3/73 em região próxima àquela em estudo, caracterizando o Calu como área de despejo de aterros legais ou clandestinos.

FOTO 2: Foto de 5/3/82 da região na qual ocorreu a ruptura. Observa-se não existir, na ocasião, o 2.^o nível de aterramento.

FOTO 3: Foto recente da área, após a ruptura.

FOTO 4: Vista lateral na qual encontra-se bem delimitada as trincas existentes e o trecho de argila aflorada.

FOTO 5: Vista frontal de todo o aterro.

FOTO 6: Detalhe do setor esquerdo da superfície de ruptura. Observa-se que o desnível do caminho original foi de aproximadamente 1 a 2 m.

FOTO 7: Serviços de escavação do material argiloso aflorado.

FOTO 8: Parte do trincamento ocorrido no antigo nível aterrado da região.

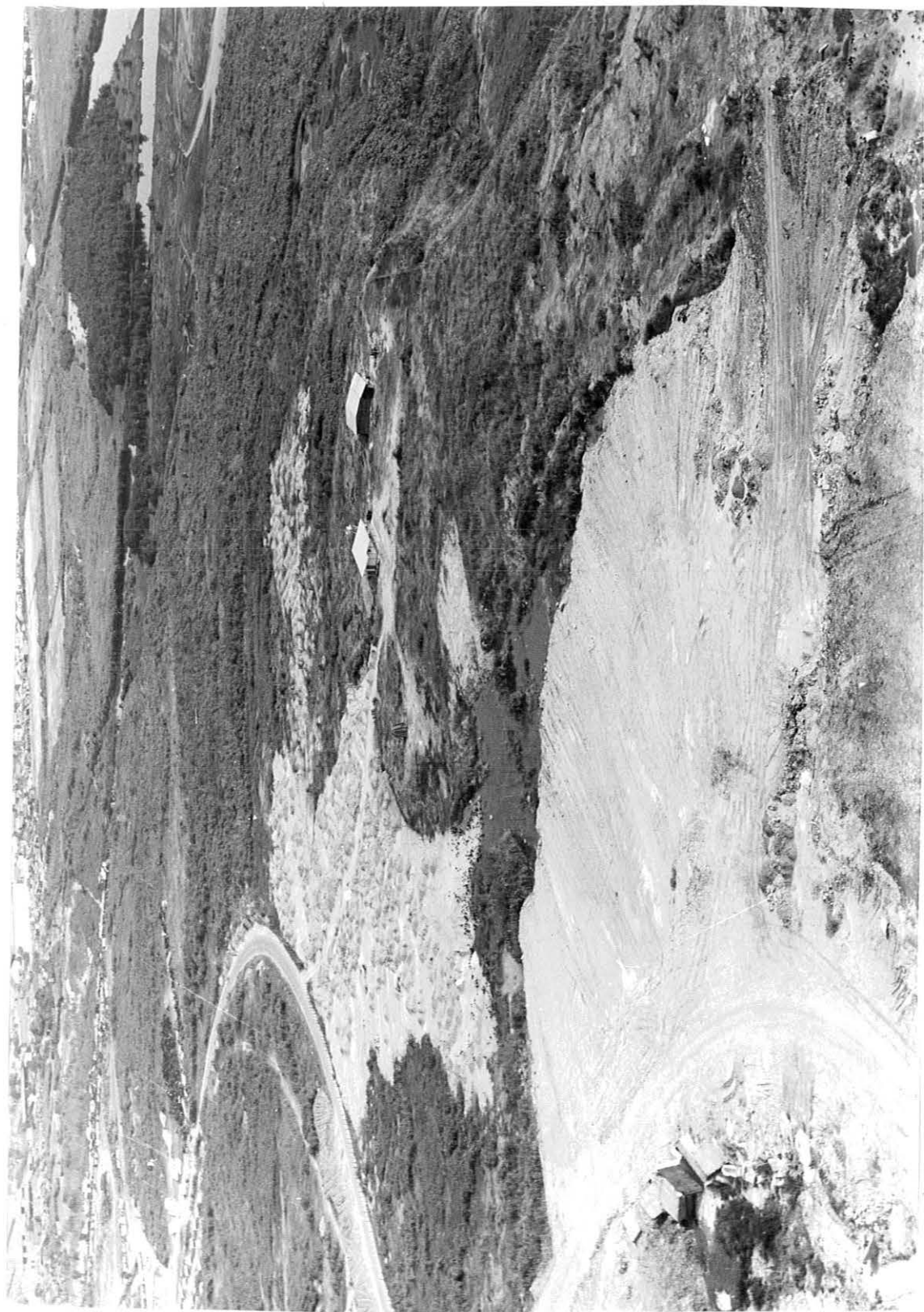


FOTO 1



FOTO 2

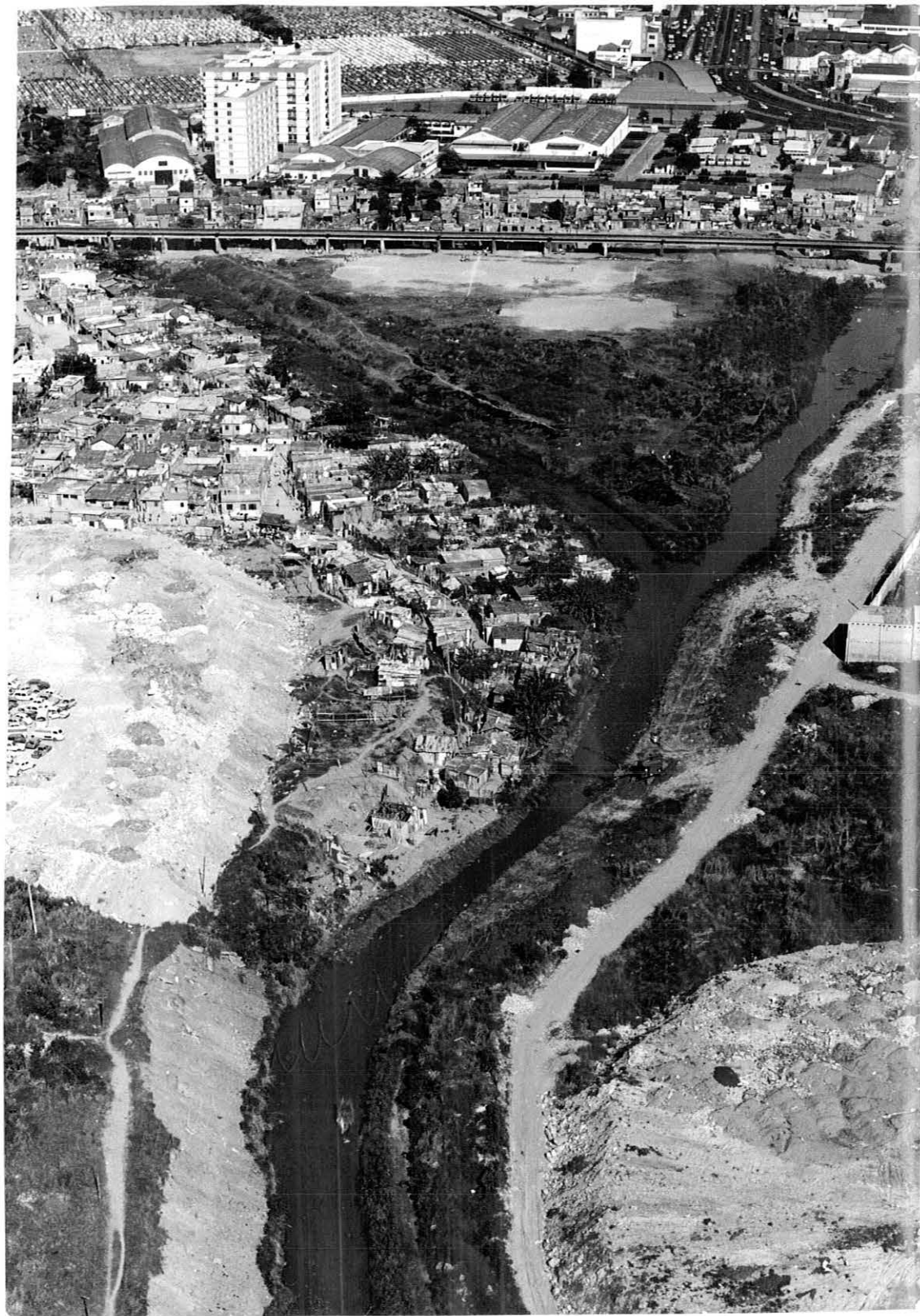


FOTO 3



FOTO 4



FOTO 5



FOTO 8



FOTO 7



FOTO 8

APENDICE B

**CALIBRAÇÃO DA MOLA DO ENSAIO
DE PALHETA DE LABORATÓRIO**

APÊNDICE B**CALIBRAÇÃO DA MOLA DO ENSAIO DE PALHETA DE LABORATÓRIO**

Encontra-se esquematicamente na figura (B.1) o sistema de calibração da mola utilizada nos ensaios de palheta de laboratório. Este sistema foi construído no laboratório da COPPE exclusivamente para este fim, utilizando-se da maquinaria pesada existente, como o torno e fresa, e empregando-se chapas de aço inoxidável.

O funcionamento deste sistema é razoavelmente simples, sendo basicamente dado por:

- (1) Introdução da aparelhagem do ensaio de palheta nas 3 chapas metálicas existentes na parte superior do sistema construído;
- (2) Ajuste da "falsa palheta", representada na figura (B.1) como uma peça cilíndrica com haste, no sistema de acoplamento de palheta do aparelho de laboratório. Este ajuste pode ser dado através de uma translação de todo o conjunto fixado às 3 chapas metálicas, ou através de movimentação no sentido vertical da "falsa palheta";
- (3) Aperto final dos parafusos existentes e início da calibração.

A calibração consistia da introdução de pesos padronizados de 50 e 100g no prato metálico representado à figura (B.1), e a

respectiva leitura da deformação induzida na escala existente no equipamento de ensaio de laboratório. O torque aplicado era então calculado por:

$$T = 7,37 \times P \quad (B.1)$$

sendo P = peso do prato + pesos no sistema de calibração.

A curva de calibração da mola encontra-se apresentada na figura (B.2), onde se observa que para uma deformação nula já havia um correspondente torque aplicado. Isto se deve à consideração atribuída ao "zero" da escala de deformação, que, neste caso, correspondia ao torque dado pelo peso isolado do prato e fio utilizados. Obteve-se um valor de constante (X) para a mola n. 2 praticamente semelhante àquele dado pelo fabricante, a saber:

$$X \text{ (medido)} = 0,0164 \text{ Kgf.cm/grau}$$

$$X \text{ (fabricante)} = 0,0170 \text{ Kgf.cm/grau}$$

Utilizou-se do valor de medido, no cômputo de todas as resistências S_u do ensaio de palheta de laboratório apresentadas no capítulo IV.

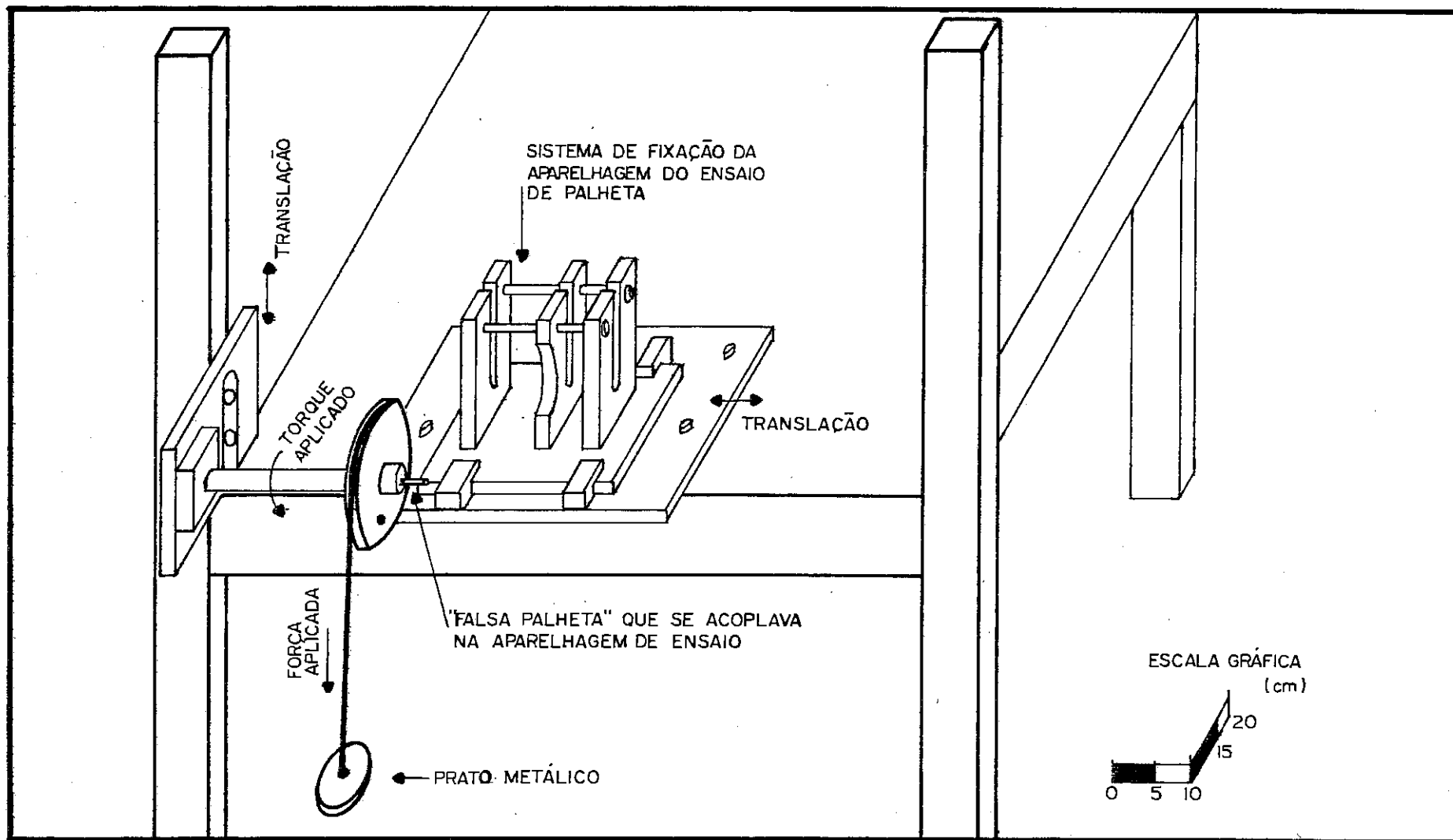
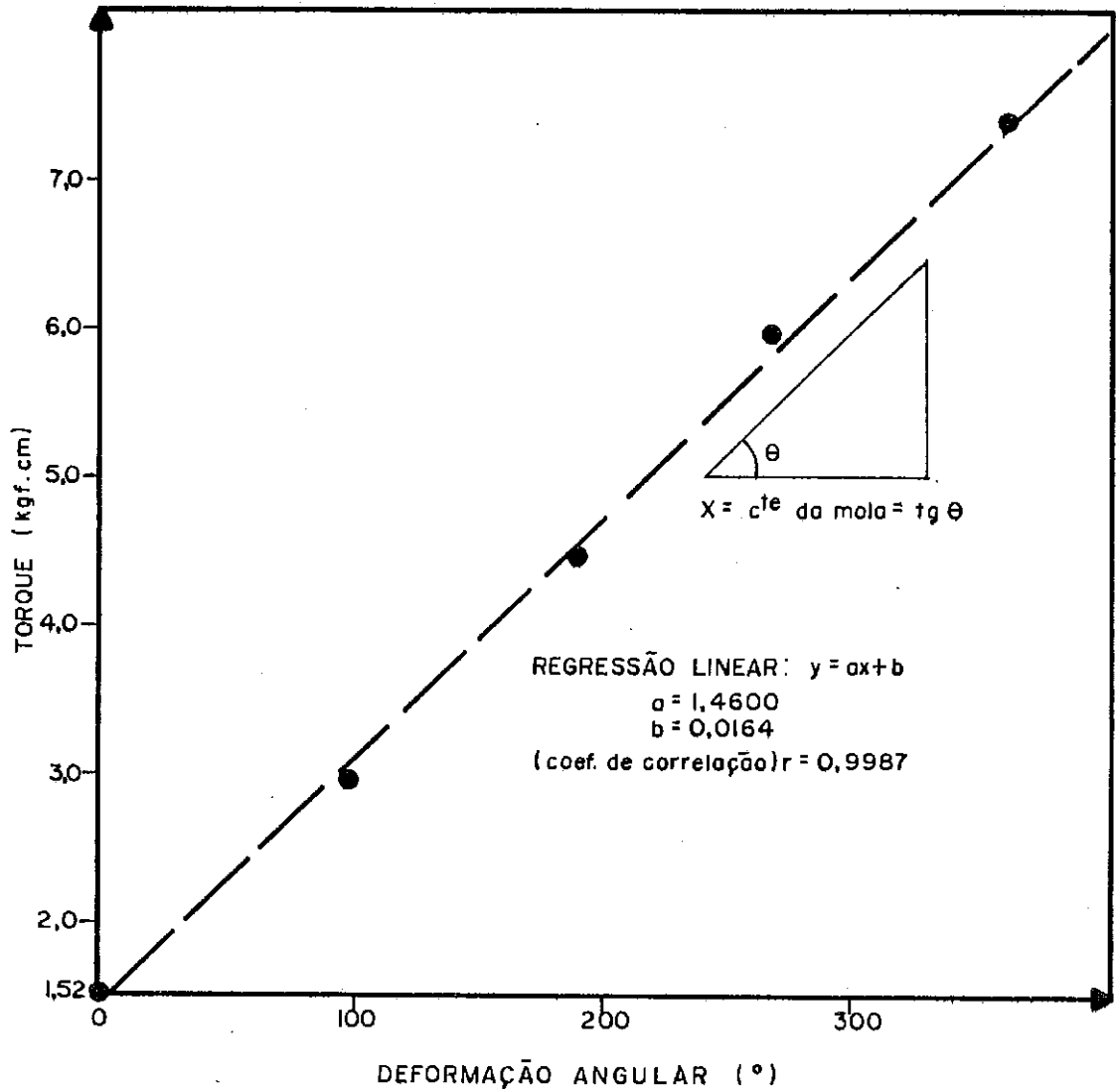


FIG. B.1 – SISTEMA DE CALIBRAÇÃO DA MOLLA UTILIZADA ENSAIO DE PALHETA DE LABORATÓRIO



**FIG. B. 2 - CURVA DE CALIBRAÇÃO DA MOLA Nº 2
 ENSAIO DE PALHETA DE LABORATÓRIO**