

COMPORTAMENTO DE SOLOS COLAPSÍVEIS DA
REGIÃO DE BOM JESUS DA LAPA - BAHIA

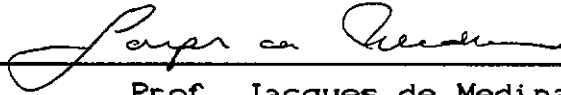
Marcos Barreto de Mendonça

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
EM ENGENHARIA CIVIL.

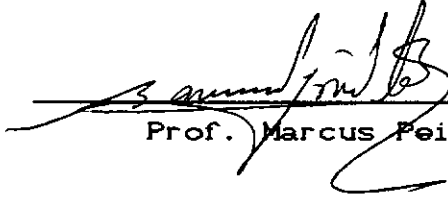
Aprovada por:



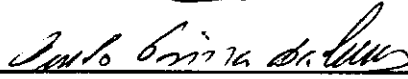
Prof. Claudio Fernando Mahler
(Presidente)



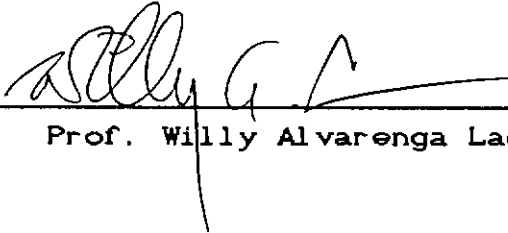
Prof. Jacques de Medina



Prof. Marcus Feigas Pacheco



Prof. Paulo Teixeira da Cruz



Prof. Willy Alvarenga Lacerda

MENDONÇA, MARCOS BARRETO DE

Comportamento de Solos Colapsíveis da Região
de Bom Jesus da Lapa - Bahia [Rio de Janeiro]
1990.

xi, 270 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc.,
Engenharia Civil, 1990).

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro,
COPPE.

1. Solos Colapsíveis I. COPPE/UFRJ II. Título
(série).

Como emurchece toda flor, e toda idade
juvenil cede à senil - cada andar da vida
floresce, qual a sabedoria e a virtude,
a seu tempo , e não há de durar para sempre.
A cada chamado da vida o coração
deve estar pronto para a despedida e para
novo começo, com ânimo e sem lamúrias,
aberto sempre para novos compromissos.
Dentro de cada começar mora um encanto
que nos dá forças e nos ajuda a viver.

Devemos ir contentes, de um lugar a outro,
sem apegar-nos a nenhum como a uma pátria:
não nos quer atados, o espírito do mundo
- quer que crescamos, subindo andar por andar.
Mal a um tipo de vida nos acomodamos
e habituamos, cerca-nos o abatimento.

Só quem se dispõe a partir e ir em frente
pode escapar a rotina paralisante.
É bem possível que a hora da morte ainda
de novos planos ponha-nos na direção:
para nós, não tem fim o chamado da vida...
Saúda, pois, e despede-te, coração!

(Andares, Hermann Hesse)

AGRADECIMENTOS

- Ao Prof. Claudio Fernando Mahler pela orientação e amizade.

- Ao Prof. José Henrique Feitosa Pereira, de quem partiram valiosas e determinantes sugestões que possibilitaram o traçado do caminho seguido para o desenvolvimento desta pesquisa, pelo constante apoio e estímulo para o prosseguimento deste trabalho e pela amizade. A sua esposa Paula pelo apoio, compreensão e amizade.

- Ao Prof. Francisco José Casanova pelas sábias discussões e sugestões oportunas desenvolvidas ao longo desta pesquisa.

- Ao Prof. Marcus Peigas Pacheco pelas discussões e estímulo.

- Ao CEPED por todo o apoio dispensado para viabilizar as viagens e estadias no Município de Bom Jesus da Lapa, nas etapas de visita ao perímetro de irrigação Formoso "A".

- Aos funcionários do CEPED pela assistência prestada durante a etapa de obtenção de dados de ensaios e durante a estadia no Município de Bom Jesus da Lapa.

- Aos funcionários Eng^{os}. Sérgio Iório, Maria de Fátima Cavalcanti e Maria da Glória M. R. dos Santos, ao técnico Luis Mário e ao colega Edwin Alvaro Zuleta Iturri pelo auxílio imprescindível durante a execução dos ensaios realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos da COPPE/UF RJ.

- Ao Físico José Roberto da Rocha Bernardo e ao

técnico Reinaldo Antônio Sales Ribeiro pela atenção prestada durante a utilização do microscópio eletrônico de varredura, a qual fizeram com enorme zelo e paciência.

- Ao Jacinto pela atenção e pelo trabalho desempenhado na ampliação de fotografias e na elaboração dos slides.

- Aos gerentes do laboratório de Mecânica dos Solos da COPPE/UFRJ, Eng^{os}. Eduardo Nazareth Paiva e Hércio Gonçalves de Souza pela valiosa cooperação nos seus campos de atividade.

- A todos os funcionários do Laboratório de Mecânica dos Solos da COPPE/UFRJ por todo e qualquer apoio e estímulo recebidos durante o curso de mestrado.

- A Pós-Graduação da UnB por permitir a utilização de suas instalações durante uma etapa de desenvolvimento desta pesquisa.

- A Miriam Barreto de Mendonça pelo cuidadoso trabalho desempenhado na elaboração dos desenhos.

- Aos colegas Paulo José Brugger e Laura Borma pela leitura desta dissertação.

- A UERJ pela minha formação universitária.

- Ao CNPq pelo apoio financeiro.

- Aos colegas, professores, amigos e familiares, pelas sugestões, discussões, apoio, estímulo, enfim, por todo e qualquer auxílio que permitiram o vencimento de obstáculos para a realização final deste trabalho.

- A todos os supra citados pelo convívio amistoso durante o curso de mestrado.

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

COMPORTAMENTO DE SOLOS COLAPSÍVEIS DA
REGIÃO DE BOM JESUS DA LAPA - BAHIA

MARCOS BARRETO DE MENDONÇA

Dezembro de 1990

Orientador: Prof. Claudio Fernando Mahler

Programa: Engenharia Civil

Estuda-se o comportamento de solos colapsíveis dos canais de irrigação do projeto Formoso "A", do Município de Bom Jesus da Lapa, no Estado da Bahia.

Faz-se, de início, a revisão bibliográfica da ocorrência e características geotécnicas dos solos colapsíveis em geral. A seguir, analisam-se os aspectos físicos da região em causa - sua geologia, pedologia, climatologia, etc. Estas informações propiciam a explicação das características estruturais e mecânicas dos solos colapsíveis. Descrevem-se os ensaios de laboratório realizados no CEPED, Bahia, e na COPPE/UFRJ, e faz-se a análise crítica dos mesmos. Apresentam-se as soluções de engenharia para a construção do canal atendendo às condições de solo e clima. Apresentam-se conclusões quanto à obra em causa e ao problema da colapsibilidade dos solos em geral.

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

BEHAVIOUR OF COLLAPSIBLE SOILS FROM THE
BOM JESUS DA LAPA REGION - BAHIA

MARCOS BARRETO DE MENDONÇA

December, 1990

Thesis Supervisor: Prof. Claudio Fernando Mahler

Department: Civil Engineering

A study of the geotechnical characteristics of collapsible soils from the irrigation channels of Formoso "A" project, Bom Jesus da Lapa country, State of Bahia, is presented.

A bibliographic survey on collapsible soils and their characterisation is made at first. Then, physical aspects of the region - geology, pedological types of soils, climate, etc. - are described. This kind of information helps to understand structural features and mechanical properties of collapsible soils under study. Laboratory testing was performed at CEPED, Bahia, and at COPPE/UFRJ. A critical analysis of testing results is presented. Engineering solutions for the channel construction with regard to these soils and climate are shown. Conclusions refer both to the construction features and to collapsible soils characteristics.

ÍNDICE

	página
CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO.....	001
CAPÍTULO II - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	005
II.1 - Conceito de Colapso.....	005
II.2 - Processos de Formação dos Solos Colapsíveis..	006
II.3 - Estrutura dos Solos Colapsíveis.....	012
II.4 - O Processo de Colapso.....	017
II.4.1 - O Mecanismo.....	017
II.4.2 - Aspectos Reológicos.....	020
II.5 - Ensaio e Quantificação do Colapso.....	022
II.5.1 - Amostragem do Solo.....	023
II.5.2 - Ensaio de Caracterização.....	026
II.5.3 - Ensaio Físico-Químico e Difração de Raios-X.....	027
II.5.4 - Microscopia.....	027
II.5.5 - Ensaio Oedométrico.....	028
II.5.6 - Ensaio de Resistência ao Cisalhamento.....	035
II.5.7 - Ensaio de Campo.....	036
II.6 - Métodos de Identificação da Característica Colapsível.....	038
II.6.1 - Critérios Baseados nos Índices Físicos e Limites de Atterberg.....	039
II.6.2 - Critério Baseado no Teor de Finos.....	043
II.6.3 - Identificação por Ensaio Oedométrico.....	044
II.6.4 - Critério Baseado em Ensaio Químico.....	046
II.6.5 - Identificação por Ensaio de Campo.....	047
II.7 - A Colapsibilidade para Obras de Engenharia...	048
II.7.1 - Agentes Desencadeadores do Colapso.....	048

II.7.2 - Classificação Corrente da Colapsibilidade para Obras de Engenharia.....	049
II.7.3 - Soluções Aplicadas a Solos Colapsíveis.....	053
CAPÍTULO III - INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA DOS SOLOS....	059
III.1 - Introdução.....	059
III.2 - O Perímetro de Irrigação Formoso "A".....	059
III.2.1 - Localização da Obra.....	059
III.2.2 - Descrição Sumária do Projeto.....	061
III.3 - Aspectos Climáticos, Geológicos e Pedológicos.....	063
III.3.1 - Aspectos Climáticos.....	063
III.3.2 - Aspectos Geológicos.....	064
III.3.3 - Aspectos Pedológicos.....	066
III.4 - Ensaio Geotécnicos.....	069
III.4.1 - Ensaio de Laboratório.....	069
III.4.1.1 - Ensaio de Caracterização.....	071
III.4.1.2 - Ensaio de Microscopia Eletrônica.....	080
III.4.1.2.1 - Introdução.....	080
III.4.1.2.2 - A Microscopia Eletrônica de Varredura.	081
III.4.1.2.3 - Pré-Tratamento das Amostras.....	082
III.4.1.2.4 - Obtenção das Superfícies de Observação	083
III.4.1.2.5 - Tratamento da Amostras.....	084
III.4.1.2.6 - Observação das Superfícies das Amostras.....	085
III.4.1.2.7 - Fotografias.....	086
III.4.1.3 - Ensaio de Difração de Raios-X.....	091
III.4.1.4 - Ensaio Físico-Químicos.....	092
III.4.1.5 - Ensaio Oedométricos.....	102
III.4.1.6 - Ensaio de Resistência ao Cisalhamento..	141

III.4.1.6.1 - Programação dos Ensaios.....	141
III.4.1.6.2 - Apresentação dos Resultados.....	147
CAPÍTULO IV - ANÁLISE DOS RESULTADOS DA INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.....	162
IV.1 - Introdução.....	162
IV.2 - Análise dos Aspectos Climáticos, Geológicos e Pedológicos.....	162
IV.3 - Análise dos Resultados dos Ensaios de Microscopia Eletrônica, Difração de Raios-X, e Físico-Químicos.....	164
IV.4 - Análise dos Resultados dos Ensaios de Caracterização.....	170
IV.5 - Análise dos Resultados dos Ensaios Oedométricos.....	172
IV.5.1 - Aspectos Gerais.....	172
IV.5.2 - Aspectos Reológicos.....	173
IV.5.3 - Correlações.....	180
IV.6 - Análise dos Resultados dos Ensaios de Resistência ao Cisalhamento.....	208
CAPÍTULO V - ANÁLISE CRÍTICA DOS PROCEDIMENTOS ADOTADOS PARA PREVER OU IDENTIFICAR A COLAPSIBILIDADE DOS SOLOS.....	211
V.1 - Análise Crítica dos Ensaios de Laboratório e Recomendações.....	211
V.2 - Análise dos Critérios de Identificação.....	220
V.3 - Análise das Classificações que Relacionam o Colapso do Solo com suas Consequências para as Obras de Engenharia.....	227

CAPÍTULO VI - SOLUÇÕES ADOTADAS PARA AS OBRAS DE ENGENHARIA DO PERÍMETRO DE IRRIGAÇÃO FORMOSO "A".....	234
VI.1 - Introdução.....	234
VI.2 - Canais de Irrigação.....	236
VI.3 - Obras de Apoio.....	238
CAPÍTULO VII - PRINCIPAIS CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES E TEMAS PROPOSTOS PARA FUTURAS PESQUISAS.....	246
VII.1 - Principais Conclusões e Recomendações.....	246
VII.2 - Temas Propostos para Futuras Pesquisas.....	251
RELAÇÃO DOS SÍMBOLOS UTILIZADOS.....	253
BIBLIOGRAFIA PESQUISADA.....	256
APÊNDICE - CALIBRAÇÃO DA EXPANSÃO DAS CÉLULAS TRIAXIAIS.....	270

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

A História é, em grande parte, a busca do desenvolvimento, com a transposição de todas as limitações e obstáculos que se lhe antepõem. O Homem vem, então, procurando ajustar-se ao ambiente, à natureza, para desta poder colher o necessário e o útil para a realização de seus objetivos. Logo, o estudo da natureza, desde o início, ocupou a mente do homem, como elemento de enorme importância para o desenvolvimento.

Como resultado desse processo, a Geotecnia, ante a complexidade da constituição dos solos e da distribuição dos depósitos naturais que o integram, veio propiciar ao Homem maiores conhecimentos e, conseqüentemente, melhores aproveitamentos dos solos notadamente nas regiões mais densamente ocupadas e de maior interesse econômico.

Encontram-se os depósitos naturais de solos colapsíveis localizados em regiões de características ambientais diversas, porém, predominantemente, em regiões áridas e semi-áridas, escassamente ocupadas, que apresentam, sob as condições naturais, um potencial de desenvolvimento muito limitado. Daí decorre uma escassez de pesquisas em torno do comportamento desses solos, o que se agrava com a falta de interesse e de incentivos econômicos, contrastando com as regiões mais promissoras ou mais desenvolvidas.

Entretanto, os recentes avanços da técnica nos

sistemas de movimentação de grandes volumes de água para essas regiões menos favorecidas pela natureza, tornando viável irrigação abundante, vem mudando para melhor esta situação. Regiões antes inaproveitáveis, têm sido ocupadas com vantagens econômicas apreciáveis, abrindo novos caminhos ao desenvolvimento agropecuário e industrial.

Este desenvolvimento vem permitindo a formação de complexos industriais e urbanos e proporcionando oportunidades de concretização de outros projetos que exigiam para a sua implantação grande quantidade de água. Com o assentamento das obras que se fizeram necessárias, constatou-se o problema geotécnico da colapsibilidade dos solos, que provocava recalques excessivos devido a sua inundação ou à ação conjunta da inundação com o acréscimo de tensões nos solos. Este problema viria a impulsionar os estudos em torno dos solos colapsíveis em várias regiões do mundo.

No Brasil, vêm se fazendo estudos orientados no mesmo sentido de aproveitamento destas áreas quase perdidas, principalmente na região Nordeste. Apesar da constatação do problema da colapsibilidade no Brasil, os estudos a seu respeito vem se procedendo vagarosamente.

A execução do perímetro de irrigação Formoso "A" vem a ser um exemplo típico desse processo. Esse empreendimento, que está situado no município de Bom Jesus da Lapa, no oeste do Estado da Bahia, de cunho altamente social, tem como objetivo o assentamento de 1742 colonos com suas respectivas famílias, ocupando cada família cerca de 4,5ha e mais 58 microempresários agrícolas, cada um

explorando 30ha brutos. A iniciativa desse empreendimento é da CODEVASF - Companhia de Desenvolvimento do Vale do São Francisco. A sua execução, porém, se deparou com o problema da colapsividade dos solos da região, para o qual se fez necessária uma extensa investigação geológico-geotécnica.

O desenvolvimento deste trabalho visa, principalmente, elucidar o comportamento colapsível desses solos mediante a análise dos resultados de ensaios realizados e atentar para os problemas dos procedimentos convencionalmente adotados para o tratamento da colapsibilidade.

Esta dissertação é constituída de sete capítulos e um apêndice.

O capítulo II é dedicado a uma revisão bibliográfica a respeito dos solos colapsíveis.

No capítulo III é apresentada a investigação geotécnica realizada pelo CEPED (Centro de Pesquisas e Desenvolvimento - Governo do Estado da Bahia) e, na COPPE/UFRJ, incluindo os procedimentos e resultados dos ensaios de caracterização geral, oedométricos, triaxiais, difração de raios-X, microscopia eletrônica de varredura e físico-químicos.

No capítulo IV são analisados os resultados apresentados no capítulo anterior, visando a determinação do processo de formação do solo, o mecanismo do colapso, e diversos aspectos mecânicos relacionados com a colapsibilidade do solo.

O capítulo V objetiva criticar os procedimentos adotados para identificar e quantificar a colapsividade,

propostos pela literatura técnica e/ou observados durante a pesquisa.

No capítulo VI são descritas as soluções adotadas para a execução dos canais e obras de apoio do perímetro de irrigação Formoso "A" e suas respectivas justificativas, diante do problema da colapsibilidade.

O capítulo VII expõe as principais conclusões e recomendações.

Finalmente, no apêndice são descritas as calibrações das expansões das células triaxiais.

CAPÍTULO II
REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

II.1 - Conceito de Colapso.

O colapso é o fenômeno observado em alguns solos não saturados que apresentam brusca redução de volume quando se lhes aumenta a umidade, podendo ser, também, necessário modificar-lhes o estado de tensões solicitantes. Deve-se entender por brusca ou súbita a redução de volume a velocidade muito maior do que a de adensamento de solo argiloso saturado.

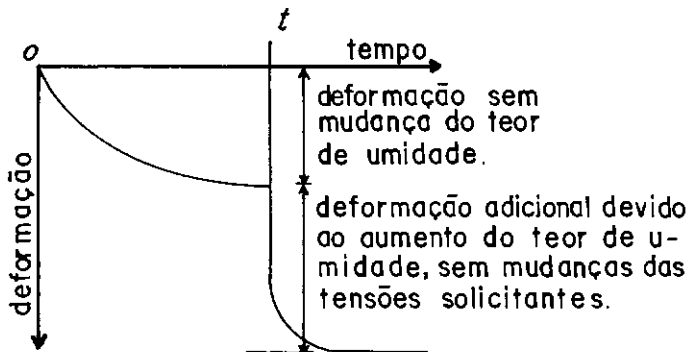


Figura II.1 - Conceito Básico de Colapso

O solo no qual se dá esse fenômeno se caracteriza por apresentar uma estrutura macroporosa meta-estável, onde partículas de grandes dimensões são mantidas em suas posições pela presença de algum vínculo (material e/ou

tensão) cuja atividade é susceptível a uma redução total ou parcial. Esse vínculo confere uma resistência adicional temporária ao deslizamento relativo dessas partículas maiores do solo. A forma com que se dá o colapso depende tanto das características inerentes ao solo, quanto do modo de variação da umidade e da carga aplicada.

Devido à ocorrência do colapso em uma massa de solo origina-se uma nova estrutura que, usualmente, confere ao solo novas propriedades mecânicas, verificando-se, em geral, um aumento de compressibilidade e um decréscimo de resistência ao cisalhamento.

NUÑEZ (1975) e VILAR et alli (1981) mencionam, também, o fenômeno de colapso que ocorre nos solos ao se atingir um determinado nível de tensões, verificando-se uma variação na relação tensão-deformação.

II.2 - Processos de Formação dos Solos Colapsíveis.

A origem de um solo colapsível está intimamente relacionada com a sua formação geológica e os fatores climáticos regionais. A maior parte dos solos colapsíveis são formados em regiões de clima árido e semi-árido. Quanto ao processo de formação desses solos, os pesquisadores têm identificado como principais, os descritos a seguir:

a- Eólico

Sob a ação do vento, são depositados, principalmente, grãos de areia e/ou silte, formando um material com alto índice de vazios, baixo peso específico, baixa coesão e uma boa drenagem. Após a deposição desse

material, podem ocorrer processos de intemperismo localizado como a formação de um filme de argila envolvendo os grãos maiores anteriormente depositados, e/ou uma deposição de partículas mais finas. No período chuvoso, essa formação é normalmente inundada pela água das chuvas, e no período de estiagem essa água intersticial é submetida à evaporação, o que gera tensões capilares, que provocam o escoamento do fluido em direção aos estreitos espaços nos contatos entre os grãos. Juntamente com o fluido intersticial, são levados, também, sais solúveis, partículas de argila e/ou silte provenientes da decomposição da formação original ou da deposição inicial. Com a continuação do ressecamento do solo, os sais e as partículas finas promovem a formação de uma "solda" (cimentação) nos contatos entre os grãos. Estudos de microscopia eletrônica mostraram que essas partículas de argila, que se constituem num suporte ou "pontes" entre os grãos maiores, se apresentam em estado floculado (DUDLEY, 1970). Mantendo-se em baixos teores de umidade, os agentes cimentantes conferem ao solo uma resistência à compressão e cisalhamento que pode chegar a valores bastante elevados. CASAGRANDE (1932), em JENNINGS e KNIGHT (1957), demonstrou que a fração fina do solo age como vínculos entre as partículas maiores. Quando ocorre uma nova deposição de material ou uma sobrecarga qualquer, provocando um acréscimo de tensões na massa de solo, ocorre uma leve consolidação do mesmo, devido, preponderantemente, a consolidação dos vínculos entre os grãos maiores, mantendo, ainda, a estrutura macroporosa.

O clima árido favorece bastante a formação de tais solos, pois apresentam uma extensa estação seca e um período chuvoso intenso em curto espaço de tempo.

O loess é o principal exemplo de solo colapsível de formação eólica encontrado em diversas regiões do mundo, apresentando grãos maiores de dimensões da ordem dos siltes. Nesse solo encontram-se, facilmente, cristais de calcita e dolomita, não se constituindo em agentes cimentantes, os quais são representados pelas partículas de argila (DUDLEY,1970 e POPESCU,1986) e calcáreo (THORTON e ARULANANDAN,1975 e VILLAR et alli, 1981). GUORUI(1988), através de análise microestrutural, estudou o processo de evolução do loess no continente chinês e concluiu que este pode ser dividido em estágios desde a "loessização" do solo até sua degeneração, correlacionando-os com as variações das características geológicas e condições climáticas. Para cada estágio foram observadas variações quanto ao comportamento colapsível.

Existem, ainda, solos com comportamento colapsível de origem eólica formados por cinzas vulcânicas, as quais possuem uma crosta com matéria orgânica ou óxido de ferro. Esse material pode também se apresentar misturado ao silte, e, de acordo com os dados apresentados por DUDLEY(1970), quanto maior a proporção de silte, maior a magnitude do colapso.

b- Residual

Solos residuais colapsíveis originam-se da desintegração e alteração da rocha sã, sendo formados por

sólidos de dimensões que compreendem matacões, pedregulhos, areia, silte, colóides e, em alguns casos, matéria orgânica. Com um avançado grau de intemperismo e em boas condições de drenagem, a lixiviação dos materiais finos e solúveis, usualmente, dá origem a uma estrutura com um alto índice de vazios. Essa estrutura é muito similar àquela resultante da formação eólica. Geralmente, na parte superior desses solos, encontram-se menores pesos específicos devido ao processo de eluviação (CLEMENCE e FINBARR, 1981). A profundidade do perfil desse solo vai depender das condições climáticas e topográficas do local.

JENNINGS e KNIGHT (1957) observaram, em Transval (província do nordeste da África do Sul), solos colapsíveis de origem eólica ou residual, que apresentavam fração de partículas menores que 2μ composta basicamente por óxido de ferro.

c- Transportados pela ação da água

Este item inclui os depósitos aluviais e aqueles formados por corrida de lama, usualmente denominados *mud flow*, provocada por uma enxurrada característica de regiões que apresentam curtos períodos de precipitação intensa alternados por longos períodos de estiagem.

Esses depósitos sofrem evaporação antes de uma nova deposição e nunca se tornam saturados, constituindo-se num material mal consolidado, com alto índice de vazios e baixo peso específico, com considerável teor de argila. "A quantidade de argila tem uma forte relação com o comportamento desses solos" (CLEMENCE e FINBARR, 1981).

Como exemplo, pode-se citar BULL (1964) em CLEMENCE e FINBARR (1981), cujas pesquisas mostraram que a subsidência máxima devido ao colapso ocorre quando o teor de argila se situa por volta de 12% do total de sólidos, que abaixo de 5% ocorre uma baixa subsidência, e que acima de 30% a argila expande.

Segundo DUDLEY (1970), outros fatores influenciam o colapso de tais solos, valendo ser citado que estruturas com maiores poros recalcam mais do que aquelas com o mesmo índice de vazios, mas com poros menores; quanto maior o índice de vazios, maior o recalque; quanto mais seco o solo, maior o recalque.

d- Material compactado

Deve-se compreender que a colapsibilidade não está limitada a solos de baixo peso específico, já que alguns autores (e.g. JENNINGS e BURLAND, 1962, CLEMENCE e FINBARR, 1981 e VILAR et alli, 1981) citam casos de colapso em solos compactados. De acordo com BARDEN e SIDES (1969), citado por VILAR et alli (1981), tal fenômeno deve estar associado à estrutura floculada e macroporosa das argilas, quando compactadas com um teor de umidade abaixo da ótima.

JENNINGS e KNIGHT (1957) citam, também, o caso de aterros fofos, como uma situação de características colapsíveis.

Na tabela II.1 estão apresentados alguns exemplos de ocorrências de solos colapsíveis em território brasileiro descritos na literatura.

Referência	Localidade	Tipo de solo
• VARGAS (1973).	• Regiões sul e centro-sul.	• solo argiloso originado de basalto; solo arenoso originado de arenito.
• GEHLING et alli (1982).	• Planalto meridional do Estado do Rio Grande do Sul.	• solo argiloso originado de rochas vulcânicas da Formação Serra Geral (basalto e riolito) e de arenito da Formação Tupancireta.
• BENVENUTO (1982).	• Município de Manga - extremo norte do Estado de Minas Gerais.	• solo arenoso ou solo argiloso sedimentares da Formação Vazante.
• ARAGÃO e MELO (1982).	• Município de Petrolina - Est. de Pernambuco - margem esquerda do Rio São Francisco.	• solo arenoso fino a médio, siltoso e pouco argiloso.
• CAMAPUM DE CARVALHO et alli (1982).	• Distrito Federal.	• solo argiloso.
• FERREIRA et alli (1986).	• Municípios de Ilha Solteira e Primavera - Est. de São Paulo - margens da Bacia do Rio Paraná.	• solo arenoso fino, pouco argiloso, de origem aluvionar e/ou coluvionar dos arenitos da Formação Bauru.
• RIANI e BARBOSA (1989).	• Município de Parnaíba - Estado do Piauí.	• solo arenoso fino a grosso, siltoso ou solo arenoso de origem eólica.
• FERREIRA e TEIXEIRA (1989).	• Municípios de Petrolina, Nova Petrolândia, Nova Rodelas, Santa Maria da Boa Vista - Est. de Pernambuco - margens do Rio São Francisco.	• solo arenoso ou solo areno-siltoso.
• SIGNER et alli (1989).	• Estado de Pernambuco - margens do Rio São Francisco.	• solo arenoso.

Tabela II.1 - Exemplos de ocorrência de solos colapsíveis em território brasileiro.

II.3 - Estrutura dos Solos Colapsíveis.

Neste item são apresentadas as estruturas de solos colapsíveis de acordo com o agente que promove a resistência adicional temporária do material.

a- Tensões Capilares

Quando o solo sofre o processo de secagem, a água remanescente fica retida nos estreitos espaços dos contatos grão a grão (figura II.2), fazendo desenvolver tensões capilares (poropressão negativa). Essas tensões capilares mantêm a estrutura porosa, atribuindo-lhe uma considerável resistência à deformação e cisalhamento, promovida por uma tensão efetiva maior que a tensão total, $\sigma' = \sigma - u$, onde σ' é a tensão efetiva, σ é a tensão total e u é a poropressão.

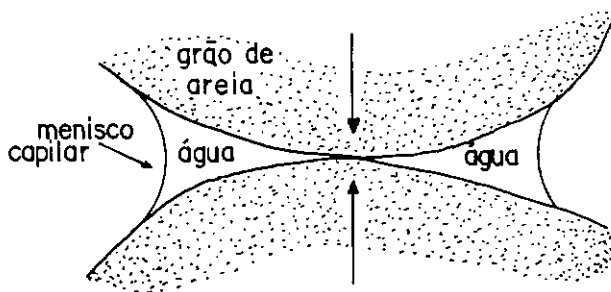


Figura II.2- Arranjo dos grãos de areia mantidos pela tensão capilar. (apud DUDLEY, 1970)

b- Vínculos de silte

Grãos de areia podem se apresentar conectados por

vínculos de silte (figura II.3). Neste caso, o responsável pela estrutura metaestável são as tensões capilares entre os grãos de silte e entre o grão de silte e o de areia.

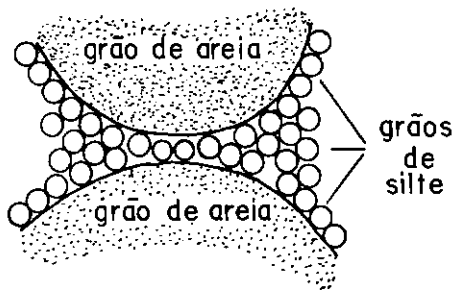


Figura II.3 - Arranjo esquemático dos grãos de areia com vínculo de siltes. (apud DUDLEY, 1970)

c- Vínculo de argila

Os vínculos de argila podem ser formados por dois processos: autogênese ou transporte. Esses processos conferem propriedades distintas às respectivas estruturas, como é descrito a seguir.

Os vínculos de argila formados por autogênese podem derivar, segundo DUDLEY (1970), do processo de intemperismo sobre o feldspato, formando, ao redor do mesmo, uma fina camada de argila, onde o arranjo das partículas é afetado pela estrutura cristalina dos grãos maiores (figura II.4). Tal estrutura apresenta uma considerável resistência sob a condição de baixo teor de umidade.

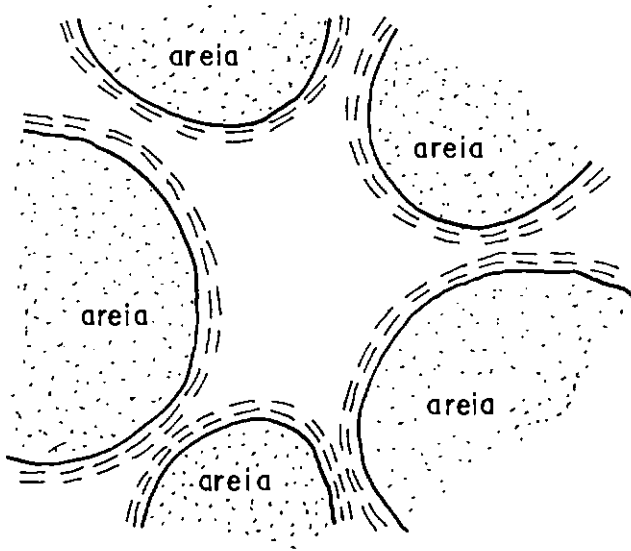


Figura II.4-Arranjo esquemático dos grãos de areia com vínculos de argila formados por autogênese. (apud DUDLEY, 1970)

Com uma chuva de baixa intensidade, que não provocasse a lixiviação total das partículas de argila, estas poderiam ficar dispersas no fluido intersticial, no qual o movimento Browniano as manteria uniformemente distribuídas. Com a evaporação do fluido, as partículas seriam carregadas para o estreito espaço entre os grãos maiores. Essas partículas de argila se arranjariam no estado floculado, devido à alta concentração de íons dissolvidos, provocada pela evaporação. Resulta daí, uma estrutura onde os grãos maiores são mantidos no local por um suporte formado por partículas de argila - contrafortes de argila (*clay buttresses*) - (figura II.5), onde podem existir, também, tensões capilares. Nesse processo de formação, as argilas podem se agrupar de forma diferente,

dando origem a agregados de partículas no estado floculado, tendo comportamento similar aos grãos de silte, já citado.

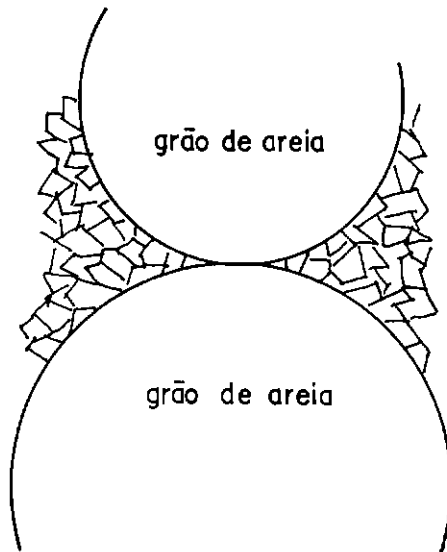


Figura II.5- Arranjo esquemático de grãos de areia com vínculo de argila resultante do processo de lixiviação. (apud DUDLEY, 1970).

No caso de corridas de lama, a concentração iônica é provavelmente alta e, mesmo com a ação constante de cisalhamento durante o movimento, o arranjo disperso das partículas não é preservado, fazendo com que estas se agrupem num arranjo floculado ao redor dos grãos maiores. Com o processo de evaporação, essas partículas vão se acumulando entre os grãos maiores, constituindo um vínculo de argila em estado floculado, com forças atrativas e uma considerável resistência estrutural (figura II.6).

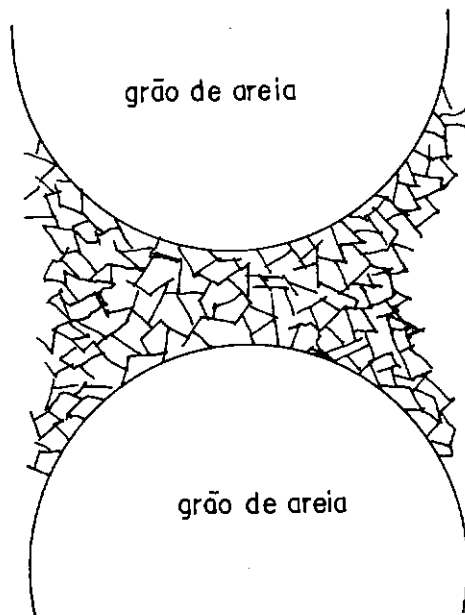


Figura II.6 - Arranjo esquemático de grãos de areia com vínculo de argila resultante de corrida de lama.(apud DUDLEY, 1970)

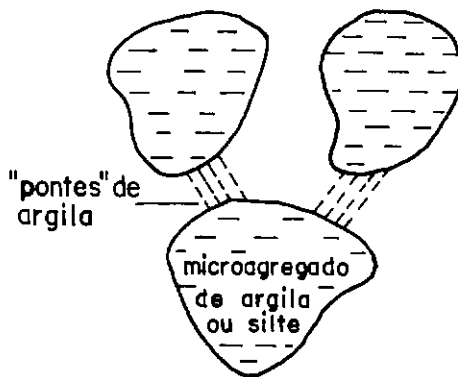


Figura II.7 - Arranjo esquemático de grãos de areia conectados por "pontes" de argila.(apud CLEMENCE E FINBARR, 1981)

Uma outra estrutura característica de solos colapsíveis apresenta agregados de argila constituindo-se

em grãos, os quais são conectados entre si por "pontes" de partículas de argilas - *clay bridges* - (figura II.7). Essas "pontes" de argila também são encontradas como conectores entre grãos maiores de silte ou areia.

Quando se têm partículas de dimensões de argila, deve-se salientar que, além das forças capilares, podem ser relevantes as forças de interação físico-química interpartículas.

Um outro fator, muito importante, que fornece uma resistência temporária à estrutura do solo, é a cimentação promovida por determinadas substâncias, principalmente o carbonato de cálcio (calcita), óxido de ferro (goetita, hematita), gibsita e sais (EL-SOHBY et alli, 1989).

II.4 - O Processo de Colapso.

II.4.1 - O Mecanismo.

Todo processo de colapso ocorre devido a uma diminuição da resistência ao cisalhamento localizada dos vínculos que mantêm a estrutura inicial dos solos colapsíveis, sendo necessário, em determinados casos, estar acompanhado de um acréscimo de sobrecarga, que aumenta as tensões tangenciais nos contatos entre as partículas. Tem se observado que a forma com que se dá a brusca destruição da estrutura original, com uma nova relação tensão-deformação, está intimamente relacionada com as características estruturais e o histórico de tensões do solo colapsível.

No caso em que o fator responsável pelo aumento

temporário da resistência à deformação é o efeito de capilaridade, a entrada de água na estrutura provoca a eliminação do menisco capilar ou sucção, reduzindo a tensão efetiva local e, conseqüentemente, a sua resistência ao cisalhamento. Como resultado, há um processo de "ruptura local", onde um grão desliza sobre o vizinho ocupando vazios da estrutura original. Este processo, numa maior escala, provoca um rápido decréscimo de volume do solo.

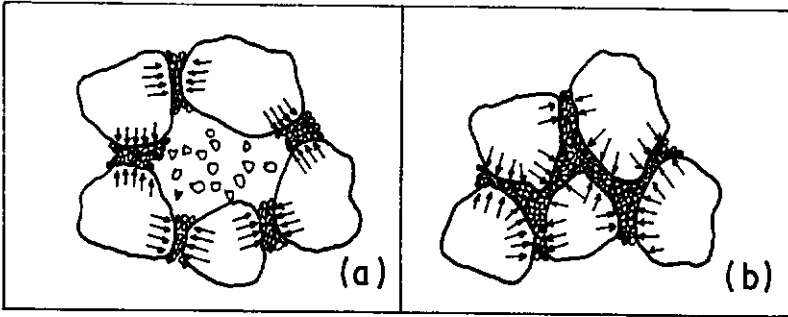


Figura II.8 - Estruturas do solo colapsível antes e depois da inundação propostas por JENNINGS e KNIGHT (1957).

- (a) Estrutura do solo carregada antes da inundação
 (b) Estrutura do solo carregada após inundação.

Uma estrutura de solo colapsível com vínculos de argila, ao ser carregada sob umidade natural, se mantém sem uma mudança expressiva e o vínculo entre os grãos pode resistir à compressão sem permitir movimentos relativos dos grãos maiores. Nesse estágio a redução de volume se dá pela compressão dos finos entre os grãos maiores (figura

II.8a). "Enquanto o teor de umidade se mantém baixo, microforças de cisalhamento nas interfaces dos grãos maiores, resultante do carregamento, são resistidas, sem movimento apreciável dos grãos" (JENNINGS e KNIGHT, 1957). Mas, quando o solo ganha uma determinada umidade, os vínculos alcançam um estágio em que não resistem às forças de deformação e a estrutura colapsa (figura II.8b).

Dependendo do arranjo das partículas de argila, podem-se ter diferentes mecanismos de desencadeamento do colapso, como descritos a seguir :

- no caso de filme de argila (arranjo paralelo de partículas de argila bem próximas) envolvendo grãos maiores, a adição da água provoca uma separação dessas partículas e, conseqüentemente, uma perda de resistência desencadeando o mesmo processo de mudança de estrutura já citado.

- no caso de vínculos de partículas em arranjo floculado, a adição de água, além de aliviar as tensões capilares, reduz a concentração iônica no fluido, provocando um aumento das forças repulsivas e, conseqüentemente, a queda do efeito de suporte e coesão das partículas de argila. Resulta daí, a queda de resistência, responsável pelo colapso. DUDLEY (1970) sugere ser a resistência à deformação deste tipo de vínculo uma função da concentração de sais, índice de vazios da estrutura floculada e, provavelmente, a temperatura.

Alguns solos colapsíveis podem exibir características expansivas, quando umedecidos sob baixas tensões. Segundo alguns autores (JENNINGS e BURLAND, 1962;

DUDLEY,1970; VILAR et alli,1981), esse comportamento é explicado pela absorção de água por parte dos agregados de partículas de argila, sem o movimento de grãos maiores.

No caso de solos colapsíveis cujos vínculos são agentes cimentantes químicos, tais como, carbonatos, óxidos de ferro , gibsita, a entrada da água no solo promove o enfraquecimento dessas ligações e conseqüentemente o excesso de resistência ao cisalhamento entre os grãos desaparece.

II.4.2 - Aspectos Reológicos.

Quando o solo colapsível atinge as condições necessárias para o colapso, este se dá num curto espaço de tempo.

Segundo diversos autores, a velocidade de deformação no processo de colapso varia de acordo com a carga (VILAR et alli, 1981), teor de argila e de carbonatos (POPESCU, 1986), fluido intersticial (CLEMENCE e FINBARR, 1981), velocidade de entrada do fluido no solo (HOUSTON et alli, 1988) e permeabilidade do solo (JENNINGS e KNIGHT, 1975). A heterogeneidade dos solos colapsíveis pesquisados por esses autores, envolvendo essa gama de variáveis, conduziu a conclusões diferentes a respeito do comportamento reológico do processo de colapso.

Através de resultados de ensaios oedométricos em corpos de prova de loess de 6,35cm de diâmetro e 2,5cm de altura, BROWZIN (1981) dividiu, reologicamente, o fenômeno de colapso em dois processos : o colapso e o adensamento de "pós-colapso". O primeiro é caracterizado por uma rápida

deformação devido à quebra dos contatos entre as partículas e o segundo por um decréscimo de velocidade, onde ocorre a expulsão da água dos poros (adensamento). O final do primeiro processo é determinado pelo pico de velocidade. (figura II.9)

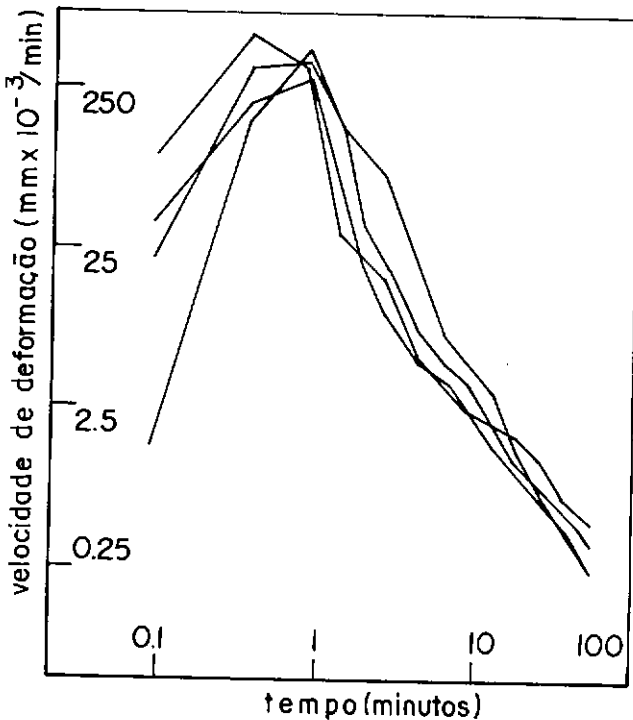


Figura II.9- Comportamentos reológicos do processo de colapso observados em *loess de Illinois, EUA*. (apud BROWZIN, 1981).

POPESCU (1986) também dividiu reologicamente o fenômeno de colapso em dois estágios, porém de forma diferente da anterior : no primeiro se processa o decréscimo de velocidade de deformações num determinado espaço de tempo, caracterizando-se como o estágio instável;

no segundo, a velocidade de deformação é constante num tempo muito maior que no primeiro, caracterizando-se como estágio estável (figura II.10).

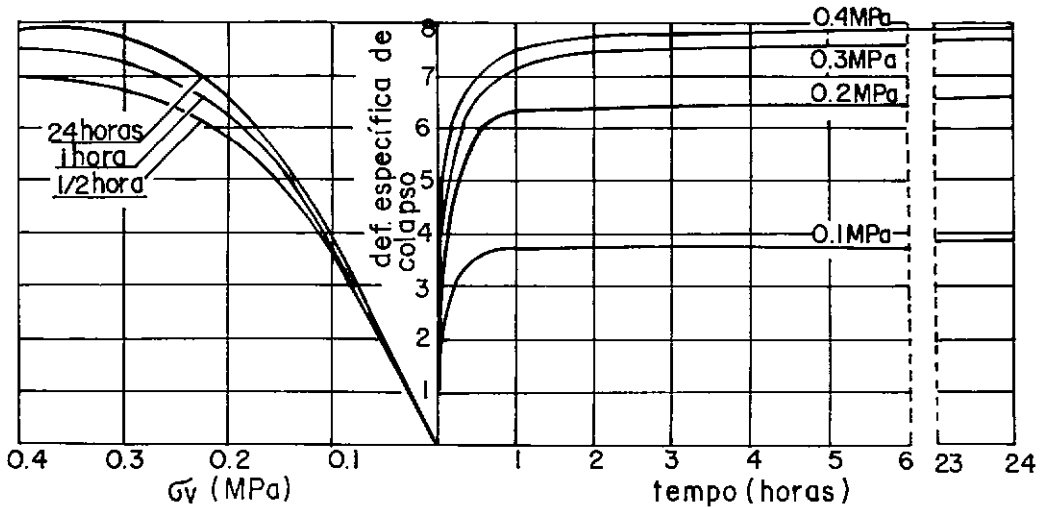


Figura II.10 - Comportamento reológico do processo de colapso observado por POPESCU, 1986.

A diferença mais forte entre os dois comportamentos observados pelos dois autores é a inexistência (ou desconsideração) do primeiro processo detectado por BROWZIN (1981), cujo tempo de duração variou de 0,5 a 9 minutos.

II.5. - Ensaio e Quantificação do Colapso.

O engenheiro geotécnico deve ser capaz de identificar se um determinado solo pode colapsar (ver item II.6) e estimar a magnitude do colapso que pode ocorrer, ou seja, obter informações a respeito do potencial de colapsabilidade de um solo. Bibliografias específicas

contêm uma variedade significativa de ensaios geotécnicos para solos colapsíveis, incluindo geralmente o processo de amostragem como um fator considerável para a perfeita avaliação do colapso obtido.

II.5.1 - Amostragem do solo.

As amostras indeformadas de solo colapsível podem ser obtidas de duas formas: cravando-se um amostrador ou esculpindo-se um bloco de amostra.

Diante da necessidade de se estudar o colapso, através de ensaios oedométricos, de resistência ao cisalhamento e de microscopia, com a maior acurácia possível, é essencial obter amostras com o mínimo de amolgamento possível. Alguns autores (DUFFY et alli, 1986; HOUSTON et alli, 1988; MILOVIC, 1988 e DAY, 1990) apresentam estudos sobre o efeito de amolgamento do solo colapsível devido sua amostragem em campo.

DUFFY et alli (1986), estudando solos do estado do Arizona (EUA), compararam os pesos específicos secos (γ_s) das amostras obtidas pelos processos acima citados com os obtidos pelo método do frasco de areia ("sand cone test"). Conclui-se que o solo obtido por cravação do amostrador (diâm.:61mm) superestimava o γ_s natural, que apresentava um valor bem próximo ao do γ_s obtido para o bloco de amostra. Consequentemente, as amostras obtidas pelo primeiro método apresentaram colapso menor que aquelas determinadas pelo segundo método.

Este mesmo efeito, em relação ao peso específico do solo, foi verificado por MILOVIC (1988) que analisou as

conseqüências em ensaios de compressão não confinados realizados em *loess* da Iugoslávia, classificados como silte ou argila de baixa a média plasticidade (CL-CI) (figura II.11). Foram utilizados tubos de parede fina para obtenção de amostras por cravação.

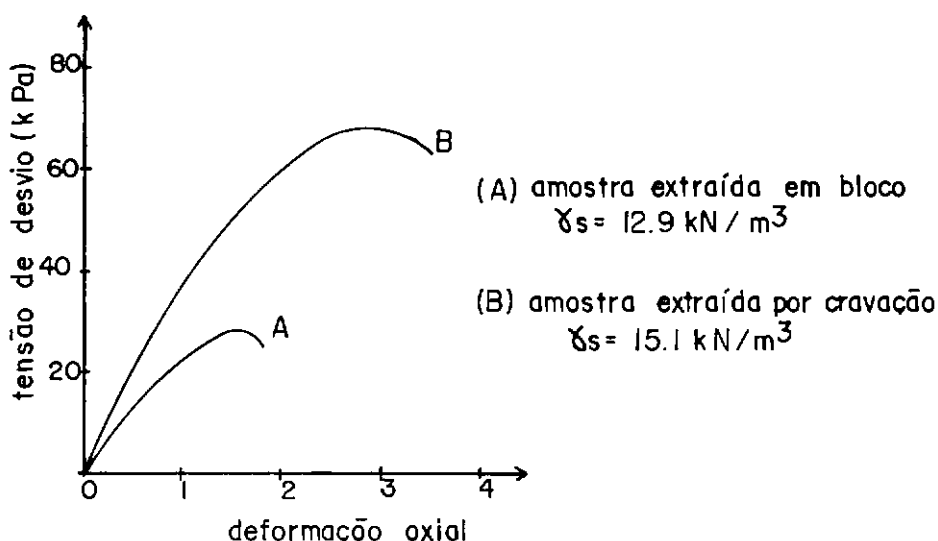
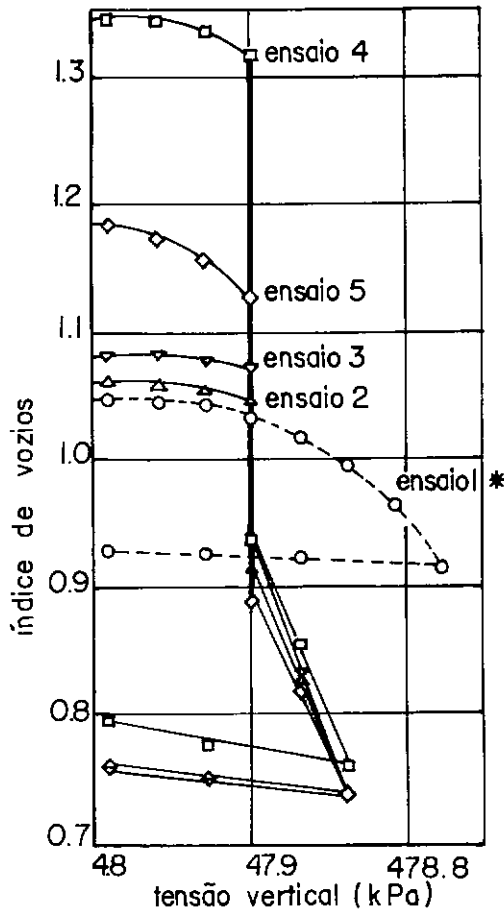


Figura II.11 - Efeito do tipo de amostragem do solo no comportamento em ensaio de compressão não confinada. (apud MILOVIC, 1988)

DAY (1990) estudou o efeito do amolgamento devido a amostragem em solos colapsíveis silto-argilosos inorgânicos de origem aluvionar, do estado da Califórnia (EUA). Extraíndo amostras indeformadas em blocos ou através de tubo Shelby, DAY (1990) observou que o segundo processo amolgava a amostra provocando várias fraturas na massa de solo. As amostras extraídas com o Shelby apresentaram índice de vazios e porcentagem de colapso bem maiores que as amostras em bloco (figura II.12), constituindo-se em

efeitos justamente contrários aos observados pelos pesquisadores anteriormente mencionados.



número do ensaio	símbolo	método de amostragem	índice de vazios inicial	teor de umidade inicial(%)	deformação específica vertical (%)	deformação específica devido ao colapso
1	○	bloco	1.05	4.6	0.81	— *
2	△	bloco	1.06	6.7	0.77	6.24
3	▽	bloco	1.08	5.7	0.62	6.35
4	□	tubo shelby	1.34	6.4	1.16	16.16
5	◇	tubo shelby	1.18	5.6	2.53	11.02

*Este ensaio foi realizado sob umidade natural sem a adição de água no decorrer do mesmo.

Figura II.12- Efeito do tipo de amostragem do solo no comportamento em ensaio oedométrico em solos colapsíveis da Califórnia (apud DAY, 1990)

Já HOUSTON et alli (1988), após comparação dos resultados dos ensaios de laboratório em amostras obtidas por cravação de amostrador (área líquida de amostragem: 56%), com os colapsos observados no campo, concluíram que o processo de amostragem não provoca um amolgamento que seja relevante. Os solos colapsíveis pesquisados são de origem eólica do estado do Arizona (EUA) e classificados como arenosos (SW), areno-siltosos (SM) ou silto-arenosos (ML).

Diante dos estudos desse autores pode-se concluir que o efeito do amolgamento da amostra pode depender muito do tipo de solo (processo de formação, granulometria, tipo de vínculo entre os grãos, etc.) e do tipo de amostrador.

II.5.2 - Ensaio de Caracterização.

Em face da facilidade de execução dos ensaios de caracterização em solos, é óbvia a intenção de diversos autores de buscar preliminarmente correlações entre o potencial de colapso dos solos com propriedades de sua natureza como:

- índices físicos
- granulometria
- limites de Atterberg

Como já se sabe, a característica colapsível está intrinsecamente relacionada com a estrutura do solo, o que torna esses dados importantes para uma prévia identificação da susceptibilidade ao colapso (ver item II.6).

II.5.3 - Ensaio Físico-Químicos e Difração de Raio-X.

Em função do que foi exposto nos itens II.2 a II.4, torna-se importante a busca do conhecimento do complexo estrutural de um solo colapsível e do líquido intersticial, de modo a avaliar possíveis potenciais de colapso a serem desenvolvidos nas condições de carga e umidade de um maciço ou fundação de uma obra de engenharia. A interação físico-química entre o fluido e o solo pode ser analisada executando-se os seguintes ensaios (REGINATTO e FERRERO, 1973):

- difração de raio-X : determinação da composição mineralógica da fração argila.
- físico-químicos : determinação da quantidade de cátions solúveis, PH, capacidade de troca catiônica, taxa de absorção de sódio, porcentagem de sódio trocável, ions dissolvidos no fluido e outras características do solo e do fluido.

II.5.4 - Microscopia.

A microscopia vem se revelando como um ótimo instrumento para a análise microestrutural de solos colapsíveis (MC. GOWN e COLLINS, 1975; WOLLE et alli, 1978; DERBYSHIRE e MELLORS, 1988; GRABOWSKA e OSLSZEWSKA, 1988 e GUOURI, 1988), possibilitando a observação do arranjo das partículas e, principalmente, dos contatos entre as mesmas, determinando, assim, a forma dos vínculos. A microscopia eletrônica de varredura (mev) tem se mostrado o melhor método de análise microscópica. No item III.4.1.2 é

apresentado, de forma bem sucinta, o mecanismo de funcionamento e execução da mev.

II.5.5 - Ensaio Oedométricos.

Pode ser constatado, a partir da bibliografia pesquisada, que os ensaios oedométricos são os mais significativos, pois além de determinar qualitativamente a possibilidade de colapso do solo, fornecem informações quantitativas para estimar a magnitude do mesmo. Para que os resultados dos ensaios sejam confiáveis, torna-se necessário simular em laboratório as mesmas condições de campo, ou seja, representar o histórico de tensões real do solo nas condições do teor de umidade natural. A busca da quantificação do colapso é então obtida com a inundação do corpo de prova (c.p.) nas mesmas condições de campo, ou seja, com a mesma velocidade de infiltração e o mesmo fluido percolante que atuarão na ocasião da obra em construção ou já construída.

Existem duas formas de se realizar ensaios oedométricos para a análise da colapsibilidade de um determinado solo:

a - ensaio oedométrico duplo

O ensaio oedométrico duplo proposto por JENNINGS e KNIGHT (1957) consiste em se obter a quantificação do colapso pela comparação entre o ensaio com um c.p. na umidade natural (e submetido às cargas previstas de ocorrer com o ensaio) com outro c.p. previamente inundado (e submetido às mesmas cargas do ensaio anterior). A

amostragem deve ser feita com todo o cuidado para se evitar o amolgamento do solo (ver item II.5.1). Os corpos de prova (c.p.'s) são moldados e colocados no oedômetro tomando-se sempre bastante cuidado para a preservação da umidade do solo durante todo o ensaio. JENNINGS e KNIGHT (1975) sugerem o uso de disco poroso não absorvente (ex.: placa de bronze ou latão), um leve umedecimento das paredes internas do anel, e o cobrimento das células por uma membrana plástica.

JENNINGS e KNIGHT (1975), propõe o seguinte procedimento de ensaio:

- os dois corpos de prova (na umidade natural) devem ser mantidos durante 24 horas sob a carga de 1,0 kPa;
- no final deste estágio, um corpo de prova é inundado, por inundação da célula do oedômetro, enquanto o outro c.p. é mantido na umidade natural; os dois c.p.'s são mantidos neste segundo estágio durante 24 horas;
- a partir do final do segundo estágio, o ensaio se procede na forma convencional, ou seja, dobrando-se a carga aplicada a cada estágio de 24 horas até uma determinada carga, podendo, também, incluir um ou mais ciclos de descarregamento e recarregamento.

Após o término dos ensaios, podem-se construir as curvas e $x \log \sigma_v$ correspondentes aos dois c.p.'s (figura II.13), onde e é o índice de vazios e σ_v é a tensão vertical.

Esse método de análise do comportamento colapsível de um solo é baseado na hipótese de que a magnitude da deformação de colapso, resultante do

umedecimento, é a mesma, sem levar em consideração se o solo foi umedecido antes ou depois da aplicação da sobrecarga. De acordo com os resultados obtidos pela maioria dos autores, embora essa hipótese não seja obedecida para todos os casos, ela é satisfatória para o uso de estimativas de engenharia. (JENNINGS e KNIGHT, 1975).

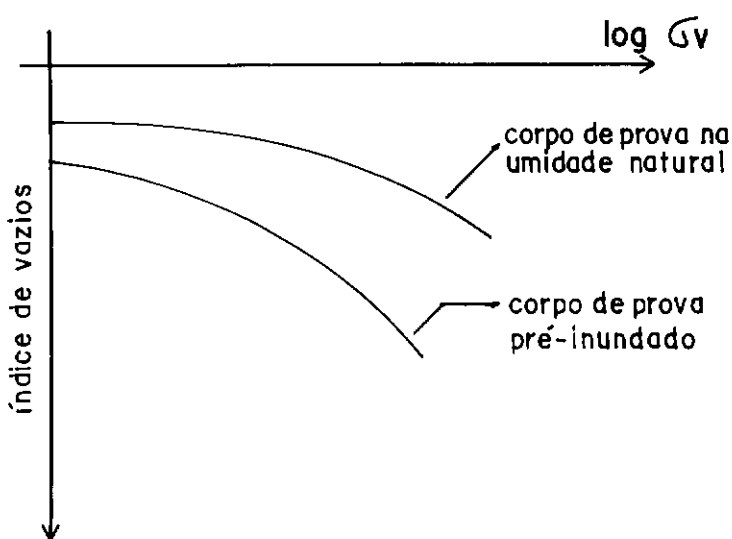


Figura II.13 - Curvas e x $\log \sigma_v$ resultante do ensaio oedométrico "duplo".

Como se pode perceber, as duas curvas não começam com o mesmo e_1 , índice de vazios inicial do ensaio. JENNINGS e KNIGHT (1975) propuseram um ajuste das curvas e x $\log \sigma_v$ resultantes do ensaio oedométrico "duplo". Este ajuste consiste em transladar verticalmente a curva do c.p. sob umidade natural até o ponto e_0, σ_{v_0} (figura II.14a), onde σ_{v_0} é a tensão vertical devido ao peso próprio da massa de solo em campo e e_0 é o índice de vazios do solo

sob esta tensão. Porém, se a tensão de pré-adensamento do c.p. pré-inundado (σ_{vps}) for muito próxima de σ_{vo} ($0,8\sigma_{vo} < \sigma_{vps} < 1,5\sigma_{vo}$), estes autores recomendam que o ajuste seja feito transladando a curva até o ponto e_0, σ_{vo} na reta virgem (figura II.14b).

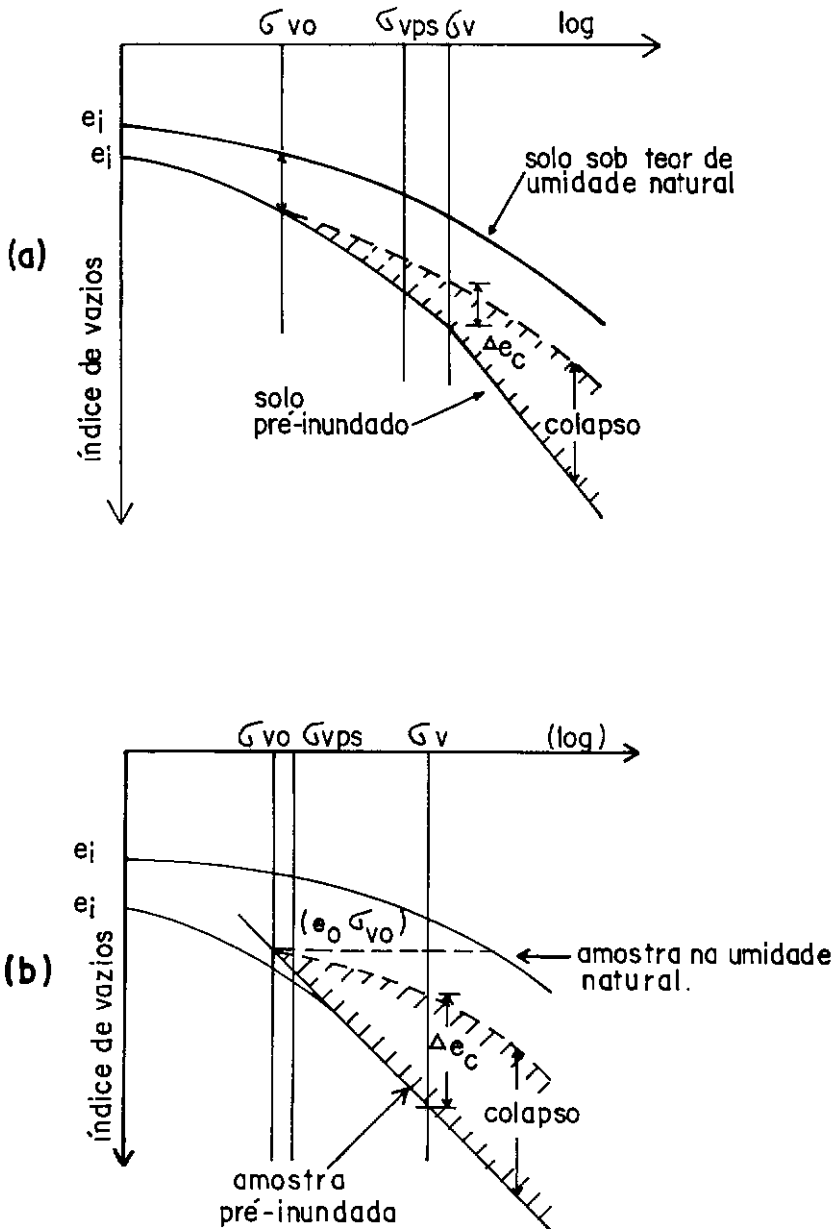


Figura II.14 - Ajuste das curvas do ensaio oedométrico "duplo" proposto por JENNINGS e KNIGHT (1975)

Deve ficar explícito que esses ajustes só devem ser aplicados aos solos que, sob a solicitação natural do peso próprio (σ_{v_0}), não sofram colapso quando inundados, ou seja, não ocorre variação do ponto e_0, σ_{v_0} . Segundo JENNINGS e KNIGHT (1975) os solos que apresentam esse comportamento são razoavelmente antigos e estão em regiões que apresentam períodos com um alto índice pluviométrico. Entretanto existem solos que sofrem colapso com aumento do teor de umidade, mesmo sem a aplicação de sobrecarga, aos quais não se aplica tal ajuste. Estes solos apresentam características comuns de terem sido depositados recentemente e de estarem localizados em regiões de baixo índice pluviométrico.

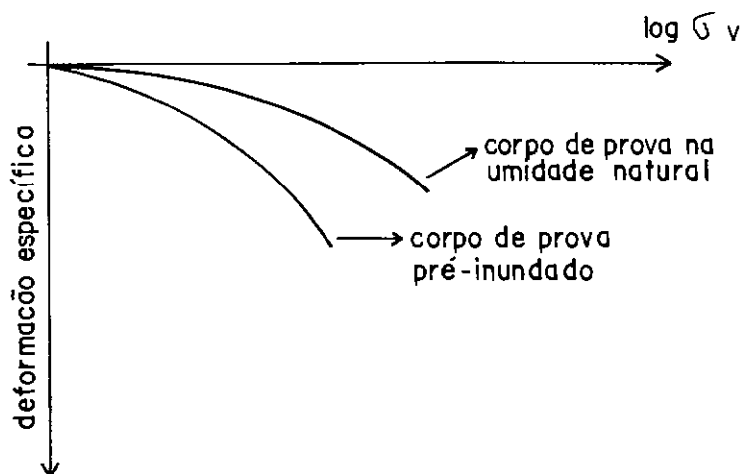


Figura II.15 - Curvas deformação específica versus logaritmo da tensão vertical em ensaio oedométrico "duplo."

Uma alternativa para a análise da magnitude do

colapso por ensaio oedométrico "duplo" é a elaboração de gráficos de deformação específica versus logaritmo da tensão vertical, cujas curvas terão o mesmo ponto inicial, ou seja, deformação inicial nula para a mesma tensão vertical inicial (figura II.15). Esse gráfico tem a vantagem de não necessitar a translação de uma das curvas e $x \log \sigma_v$ para um mesmo ponto inicial. Porém, para que os resultados sejam confiáveis, deve-se garantir uma homogeneidade suficiente entre os dois corpos de prova.

b - ensaio oedométrico simples

O ensaio oedométrico simples consiste numa variação do ensaio oedométrico convencional, devido à adição de um estágio de inundação do corpo de prova, durante a execução do ensaio. O c.p. é moldado e colocado no oedômetro com bastante cuidado para se manter o teor de umidade natural. Inicia-se, então, o ensaio oedométrico da mesma forma que um ensaio convencional, até o estágio de carga para o qual se quer estimar o colapso. Após a estabilização das deformações desse estágio de carga, enche-se a célula oedométrica com o fluido saturante, provocando a inundação do c.p., sem variação da carga aplicada. São feitas, então, as leituras das deformações, correspondentes ao estágio de colapso. Daí, o c.p. pode ser submetido a tensões adicionais até se completar o ensaio. (figura II.16)

O ensaio oedométrico duplo apresenta como vantagens a estimativa de colapso para um grande intervalo de tensões, realizando-se, somente, dois ensaios

oedométricos. Entretanto, estes ensaios apresentam as desvantagens da heterogeneidade entre os dois c.p. (mesmo sendo do mesmo bloco de amostra), e do problema de ajuste de curva. Apesar da análise do comportamento colapsível por ensaios oedométricos simples ser mais lenta, a representação das condições de campo é melhor e a análise é mais fácil fornecendo dados mais consistentes.

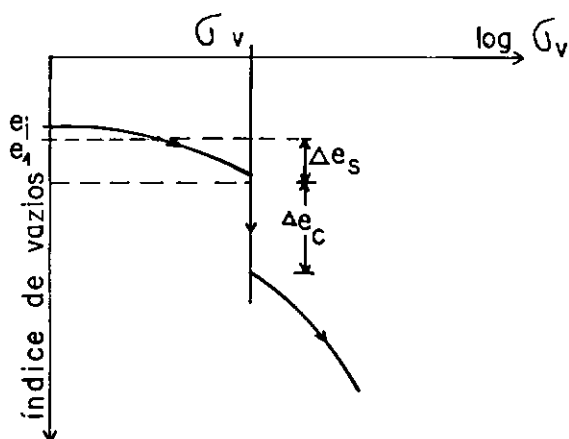


Figura II.16 - Curva resultante do ensaio oedométrico simples.

Para se estimar o recalque do solo para uma variação de tensão vertical pelo gráfico e $\times \log \sigma_v$, procede-se da seguinte forma (ver figura II.16):

a \rightarrow sem a mudança da umidade natural, o recalque unitário (mm/mm) será de

$$\delta_n = \frac{\Delta e_s}{1 + e_1} \quad (\text{II.1})$$

onde Δe_s é a variação do índice de vazios desde uma condição qualquer e_1 até atingir o índice de vazios imediatamente antes do colapso, e_c .

b → se a tensão aplicada se mantém constante e o solo aumenta de umidade, o recalque adicional (colapso) unitário será de

$$\delta_c = \frac{\Delta e_c}{1 + e_1} \quad (\text{II.2})$$

onde Δe_c é a variação do índice de vazios devido ao colapso.

c → O recalque total será estimado multiplicando-se o recalque unitário correspondente pela espessura da camada correspondente:

$$\Delta h = \sum_1^n (\delta_1 \times h_1) \quad (\text{II.3})$$

onde δ_1 é a soma de δ_n com δ_c , ou seja,

$$\delta_1 = \frac{\Delta e_s + \Delta e_c}{1 + e_1} \quad (\text{II.4})$$

h é a espessura da respectiva camada.

II.5.6 - Ensaio de Resistência ao Cisalhamento.

Diversos pesquisadores (PILYUGIN, 1967; NOBARI e DUNCAN, 1972; VARGAS, 1973; CHOUDRY, 1988; RIANI e BARBOSA, 1989) comentaram estudos em ensaios triaxiais e/ou de cisalhamento direto para uma análise mais completa dos efeitos da característica colapsível do solo. Esses ensaios têm como objetivo investigar a influência do umedecimento nos parâmetros de resistência ao cisalhamento (coesão e ângulo de atrito) e no comportamento tensão-deformação do solo (figura II.17), buscando uma representação mais próxima da realidade.

O tipo de ensaio triaxial a ser adotado depende das propriedades do material e das condições sob as quais o

solo será submetido no campo.

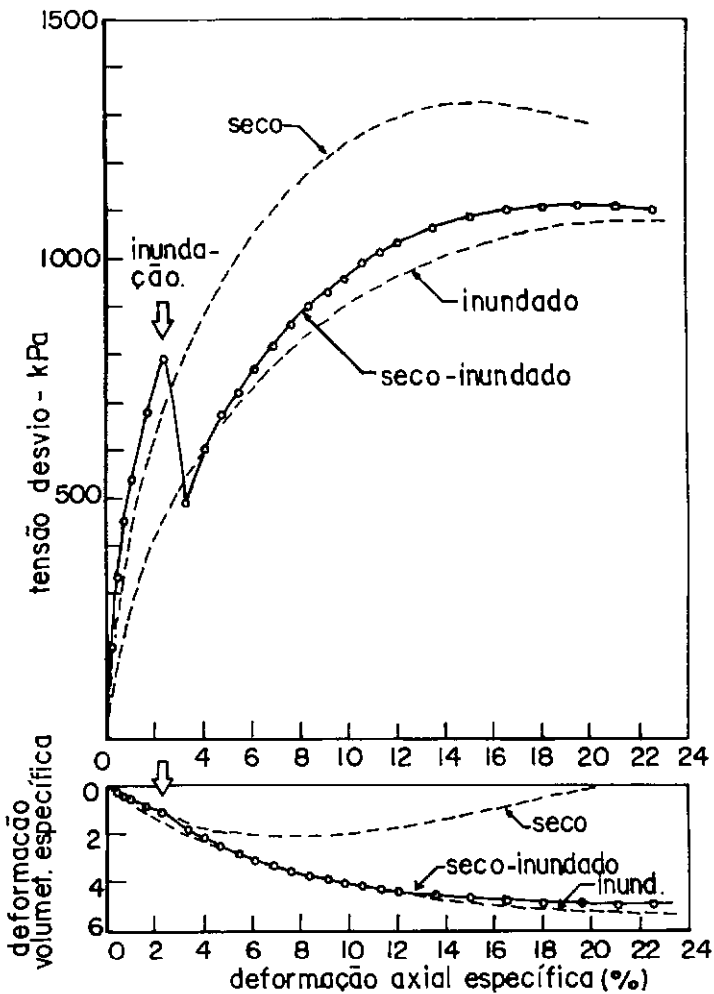


Figura II.17 - Comparação das curvas de tensão-deformação e de variação volumétrica dos corpos de prova seco, inundado e seco-inundado nos ensaios de compressão triaxial. (apud NOBARI e DUNCAN, 1972)

II.5.7 - Ensaio de Campo.

Devido ao possível amolgamento do solo durante a amostragem (ver item II.5.1), os ensaios de laboratório devem ser acompanhados de ensaios de campo, para uma

análise melhor e mais segura dos resultados.

O ensaio de penetração estática (SPT - *Standard Penetration Test*) vem sendo utilizado em diversos tipos de solos, permitindo que sejam feitas correlações de seus resultados com várias propriedades do solo ensaiado. De acordo com REGINATTO (1971), o uso do SPT para solos colapsíveis não é adequado para a determinação das propriedades mecânicas inerentes ao comportamento colapsível. Os resultados do SPT estão relacionados com o teor de umidade do solo colapsível e podem ser relacionados com a resistência ao cisalhamento do solo desde que esta seja referida ao teor de umidade sob a qual o solo foi ensaiado.

Da mesma forma que no ensaio SPT, os resultados de ensaios de penetração dinâmica (CPT - *Cone Penetration Test*) e de carga sobre placa (FERREIRA et alli, 1986 e MILOVIC, 1988) são correlacionados com a capacidade de carga do solo colapsível para o teor de umidade sob o qual o solo foi ensaiado. FERREIRA et alli (1986), comparando resultados do CPT com os de carga sobre placa em areias coluvionares colapsíveis das regiões sudeste e centro-oeste do Brasil, verificaram que as correlações utilizadas para os resultados dos ensaios CPT superestimam a capacidade de carga admissível do solo. Estes autores concluíram que a fórmula de L'HERMINIER conduziu a capacidades de carga 3 a 9 vezes superiores às estimadas pelos ensaios de carga sobre placa, enquanto a fórmula de MEYERHOF se ajustou melhor aos solos estudados, conduzindo a valores, no máximo, 3 vezes superiores.

O *Sausage* é um ensaio de campo expedito que fornece informações qualitativas sobre a colapsibilidade do solo. De acordo com a descrição de JENNINGS e KNIGHT (1975), um bloco de amostra de solo, de dimensões que permita ser segurado pelas mãos, é retirado de um poço de inspeção, dividido em duas partes e aparados de tal forma que seus volumes sejam aproximadamente iguais. Uma das partes é, então, umedecida e moldada formando uma "bola" úmida. Daí, o volume desta "bola" é comparado com o da parte indeformada e se for bem menor, o solo pode ser colapsível. Como simples verificação, a parte indeformada é, também, umedecida e moldada, formando uma nova "bola" úmida, cujo tamanho deve ser aproximadamente o mesmo da primeira.

Além desses ensaios, têm sido realizados ensaios de campo em verdadeira grandeza (BALLY et alli, 1965; GIBBS e BARA, 1967; STANCULESCU et alli, 1979; WOLLE et alli, 1981; KNODEL, 1981 e DUFFY et alli, 1986), com o objetivo de observar o comportamento colapsível sob as suas condições naturais e as solicitações previstas.

II.6 - Métodos de Identificação da Característica Colapsível.

Diversos pesquisadores, com o objetivo de determinar a susceptibilidade de um solo ao colapso, definiram certos critérios para a identificação desse comportamento. Entretanto, deve ficar bem claro que os critérios, apresentados a seguir, nem sempre são adequados a qualquer tipo de solo analisado. Tal fato se deve, como

já se sabe, à grande variedade de solos colapsíveis, o que pode fazer com que as aplicações dos critérios sejam limitadas aos solos dos quais resultou o respectivo método de identificação.

II.6.1 - Critérios Baseados nos Índices Físicos e Limites de Atterberg.

a - DENISOV (1951)

Esse critério, citado por REGINATTO (1970), define o Coeficiente de Subsidiência, que é determinado por

$$K = e_1/e_0, \quad (\text{II.5})$$

onde e_1 é o índice de vazios do solo amolgado correspondente ao limite de liquidez e e_0 o índice de vazios natural.

Para valores de K de 0,5 a 0,75 os solos são altamente colapsíveis, para $K=1$ tem-se *loams* não colapsíveis e para K de 1,5 a 2,0 os solos não são colapsíveis. Não são definidas classificações para os solos que apresentam $1 > K > 0,75$ e $1,5 > K > 1$.

b - PRIKLONSKIJ (1952)

Neste critério, citado em FEDA (1966), é definido o coeficiente

$$K_d = \frac{LL - w_0}{LL - LP}, \quad (\text{II.6})$$

onde LL , LP , w_0 são, respectivamente, os limites de liquidez, de plasticidade e o teor de umidade natural.

Para valores de K_d menores que zero, os solos são considerados altamente colapsíveis, para $K_d > 0,5$ os solos

não são colapsíveis e para $K_d > 1,0$ os solos são expansivos.

c - Código de obras da U.R.S.S. (1962)

Este critério, citado por REGINATTO (1970), é aplicado para solos com grau de saturação menor ou igual a 60%, para os quais é definido o coeficiente

$$\lambda = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \quad (\text{II.7})$$

Em solos colapsíveis tem-se $\lambda \geq -0,1$.

d - GIBBS e BARA (1962)

GIBBS e BARA (1962) citado por GIBBS e BARA (1967) desenvolveram um critério, definindo um coeficiente

$$R = \frac{w_{sat}}{LL} \quad (\text{II.8})$$

onde w_{sat} é o teor de umidade necessário para o solo atingir um grau de saturação de $S=100\%$, com o peso específico natural.

Essa expressão inclui os mesmos índices de DENISOV (1951), já que, w_{sat} e LL estão diretamente relacionados e_0 e e_1 . Esse critério se baseia na premissa de que se o solo tem um índice de vazios suficiente para alcançar o limite de liquidez quando na saturação, ele é susceptível ao colapso.

A relação entre o peso específico do solo e o limite de liquidez permite analisar, graficamente, diferentes situações (figura II.18). Numa determinada situação, onde o solo tem um peso específico baixo de modo que seu índice de vazios seja o suficiente para mantê-lo no limite de liquidez (caso II), a saturação pode causar

uma consistência de limite de liquidez, onde o solo oferece pouca resistência à deformação. Se o índice de vazios é menor que o da primeira situação, a saturação do solo o manterá no estado plástico e apresentará uma maior resistência ao deslocamento das partículas e somente sofrerá colapso com a aplicação de uma sobrecarga (caso III). E, finalmente, se o solo apresentar um índice de vazios maior que a primeira situação, a saturação do solo provocará um teor de umidade maior que o limite de liquidez, ou seja, $R > 1$ e o potencial de colapso será alto (caso I). A curva da figura II.18 é o lugar geométrico dos pontos para os quais $R=1$, logo representam o caso II.

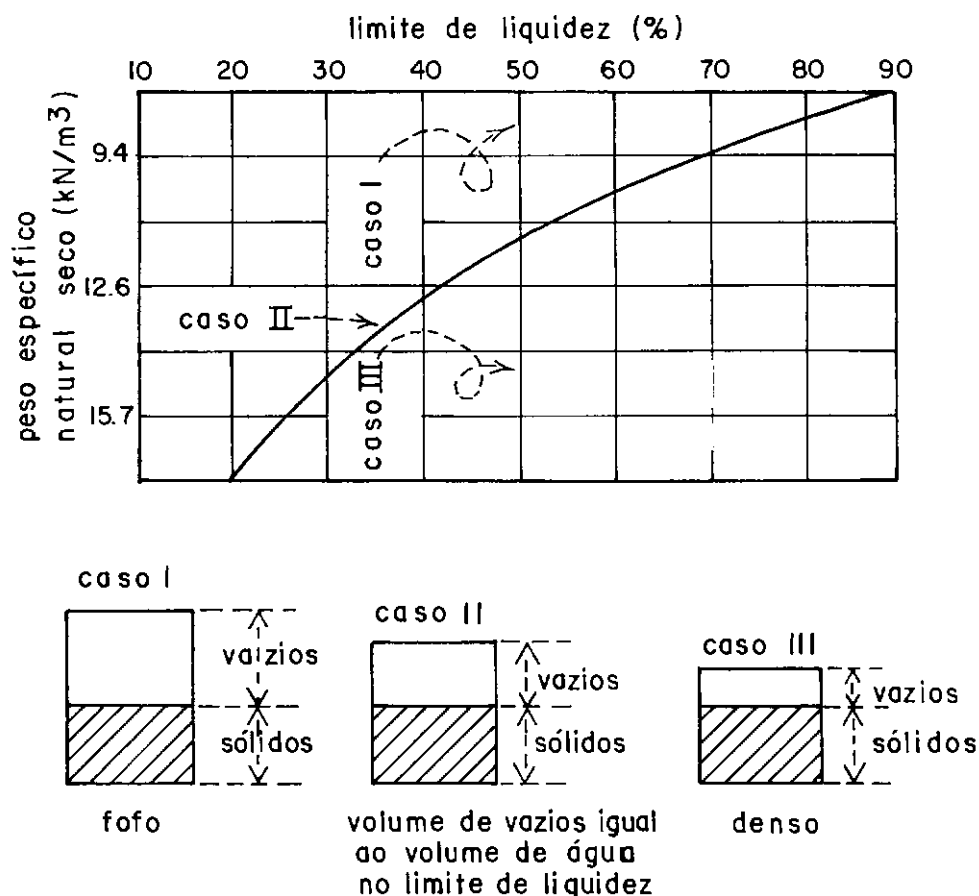


Figura II.18 - Critério de identificação da colapsibilidade segundo GIBBS e BARA, 1962 (apud GIBBS e BARA, 1967)

Segundo KNODEL (1981) e POPESCU (1986) este critério não se aplica a solos com $LL < 20\%$.

e - FEDA (1966)

FEDA (1966) propôs um coeficiente

$$K_1 = \frac{(w_0/S_0) - LL}{LL - LP} \quad (II.9)$$

onde S_0 é o grau de saturação natural. Os solos que apresentam $S_0 \leq 60\%$, são colapsíveis quando $K_1 > 0,85$.

Segundo DUDLEY (1970), a maioria dos solos colapsíveis apresentam limites de liquidez menores que 45 e índices de plasticidade menores que 25, mas, geralmente, estes valores são bem menores, representando até condições não plásticas.

f - KASSIF e HENKIN (1967)

Um critério baseado no peso específico seco e teor de umidade foi desenvolvido por KASSIF e HENKIN (1967), visando a previsão da susceptibilidade do loess ao colapso. De acordo com estes pesquisadores, quando o valor do produto do peso específico aparente seco e o teor umidade em porcentagem for menor que 15, grandes recalques devido ao colapso podem ocorrer.

g - JENNINGS e KNIGHT (1975)

Segundo JENNINGS e KNIGHT (1975), existe um grau de saturação crítico, abaixo do qual o fenômeno de colapso pode ocorrer e acima do qual esse fenômeno não ocorre. Este

valor depende da granulometria do material, como pode ser visto na sequência abaixo:

- cascalho fino : $S_{o \text{ crit}} = 6 \text{ a } 10\%$
- areia fina siltosa : $S_{o \text{ crit}} = 50 \text{ a } 60\%$
- silte argiloso : $S_{o \text{ crit}} = 90 \text{ a } 95\%$

h - Código de obras da U.R.S.S. (1977)

Este critério, citado por RESNIK (1989), identifica o solo como colapsível, quando o grau de saturação for menor que 80% e o coeficiente

$$CI = \frac{e_o - e_1}{1 + e_o} \quad (\text{II.10})$$

um valor menor que o da tabela II.2.

IP (índice de plasticidade)	CI
$1\% \leq IP < 10\%$	0.10
$10\% \leq IP < 14\%$	0.17
$14\% \leq IP < 22\%$	0.24

Tabela II.2 - Valores do coeficiente CI para identificação da colapsividade pelo código de obras da U.R.S.S. (1977).

II.6.2 - Critério Baseado no teor de Finos

HANDY (1973) em LUTENEGGER e SABER (1988), observou a variação da probabilidade de colapso com o teor de finos (partículas menores que 0.002 mm), conforme mostrado na tabela II.3.

Teor de Finos	Probabilidade de Colapso
< 16%	alta probabilidade de colapso
16 a 24%	provavelmente colapsível
24 a 32 %	probabilidade menor que 50%
> 32 %	geralmente não colapsível

Tabela II.3 - Variação da probabilidade de colapsividade com o teor de finos segundo HANDY (1973).

II.6.3 - Identificação por Ensaio Oedométricos.

A maioria dos métodos já descritos são muito limitados, pois só levam em conta o efeito de algumas características da estrutura do solo, sem considerar a magnitude das tensões na massa de solo e nem da cimentação intergranular.

Para uma determinada obra de engenharia é necessário saber o nível de tensões que o solo é capaz de suportar, sem que ocorra colapso. REGINATTO (1970) propôs uma metodologia de identificação e classificação da susceptibilidade ao colapso, baseando-se nos gráficos deformação específica versus logaritmo da tensão vertical, obtido do ensaio oedométrico duplo (figura II.19).

Antes, porém, torna-se importante discutir a respeito do significado da tensão de pré-adensamento para solos colapsíveis. O valor da tensão, acima da qual as deformações de um solo colapsível aumentam rapidamente, não pode ser considerada a tensão de pré-adensamento, pois a maior capacidade de suportar tensões abaixo deste valor não se deve ao seu histórico de tensões, mas sim ao vínculo

intergranular (ver item II.2 e II.3).

CRUZ (1989) aborda bem este comportamento:

"A 'estrutura' das várias formações de 'solos' [...] resultam do processo de intemperismo, principalmente químico, associado a lixiviação e laterização. O processo de intemperismo resulta numa perda de massa (solo), sem que expansões ou redução de tensões efetivas sejam significativas; numa mineralogia de argilas e uma macro e microestruturas dominadas quase inteiramente pela 'história de alteração in-situ'."

Estas tensões são determinadas da mesma forma que a tensão de pré-adensamento, mas recebem a denominação de "tensão de fluência" (REGINATTO, 1970), ou "tensão de pré-adensamento virtual" (VARGAS, 1973).

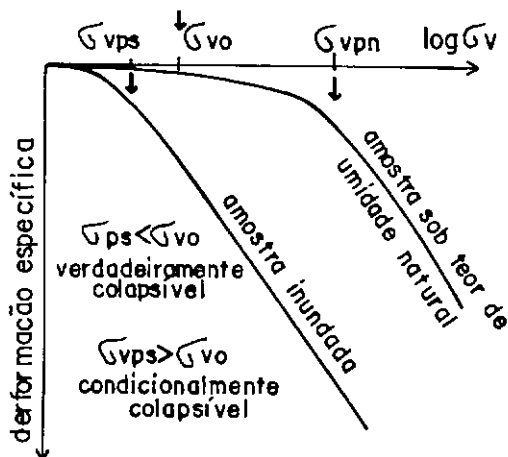


Figura II.19 - Classificação da susceptibilidade do solo ao colapso segundo Reginatto e Ferrero (1970)

Sabendo-se que σ_{vpn} , σ_{vps} , σ_{vo} e σ_v são, respectivamente, a tensão de pré-adensamento virtual do solo no unidade natural, tensão de pré-adensamento virtual do solo inundado, tensão vertical devido ao peso próprio do solo em campo e tensão vertical total a que o solo está submetido, em solos colapsíveis, tem-se sempre $\sigma_{vpn} > \sigma_{vps}$. Os solos que apresentam $\sigma_{vps} < \sigma_{vo}$ são denominados "verdadeiramente colapsíveis", pois quando saturados sofrem colapso, sem necessitar de nenhuma sobrecarga, além do peso próprio. Determinados solos, devido ao efeito de amolgamento da amostra, podem apresentar esse comportamento nos ensaios de laboratório, não estando de acordo com o que ocorre em campo (JENNINGS e KNIGHT, 1957). Quando $\sigma_{vps} > \sigma_{vo}$, os solos são denominados "condicionalmente colapsíveis", pois a possibilidade de que ocorra colapso depende de σ_v : se $\sigma_v < \sigma_{vps}$, não ocorre colapso com a inundação do solo, sendo $\sigma_{vps} - \sigma_{vo}$ o incremento máximo de tensão vertical que o solo pode suportar; se $\sigma_v > \sigma_{vps}$ o colapso ocorre com a simples inundação do solo.

II.6.4 - Critério Baseado em Ensaio Químico.

BENITES (1968) citado por LUTENEGGER e SABER (1988) observou um determinado comportamento dos solos colapsíveis do Arizona (EUA) ao serem submetidos a ensaios de dispersão. Estes ensaios consistiam em derramar dois gramas do solo em 125 ml de água destilada e cronometrar o tempo para sua dispersão. Verificaram-se, para os solos colapsíveis pesquisados, tempos de dispersão de 20 a 30s.

II.6.5 - Identificação por Ensaio de Campo.

Devido à limitação dos critérios de identificação já descritos, e inclusive, do ensaio oedométrico, além do amolgamento do corpo de prova e da variação da umidade do mesmo, os ensaios de campo tornam-se a forma mais confiável para a identificação da susceptibilidade ao colapso.

A determinação da colapsibilidade do solo no campo pode ser determinada através de ensaios CPT ("Cone Penetration Test"), segundo o código de obras da U.R.S.S. (1977) em RESNIK (1989), pela razão

$$K_w = p_q / p_{qw} \quad (II.11)$$

onde p_q é a resistência a penetração do cone no solo em condições naturais e p_{qw} é a resistência a penetração sob a condição de inundação. K_w indica, então, o decréscimo da resistência estrutural do solo, causado pelo aumento do seu teor de umidade. Todos os solos (do tipo loess) pesquisados que apresentaram valores de K_w maiores que os apresentados na tabela II.4 foram identificados como colapsíveis, conforme a magnitude da carga empregada.

Carga aplicada (kPa)	K_w
100	2,0
200	1,5
300	1,3

Tabela II.4 - Valores do coeficiente K_w para a identificação da colapsibilidade, segundo o critério do código de obras da U.R.S.S. (1977).

As informações concernentes a formação geo-pedológica do solo e as características climáticas da região estudada

são, também, muito importantes para a constatação preliminar da ocorrência de solos potencialmente colapsíveis.

II.7 - A Colapsibilidade para Obras de Engenharia.

II.7.1 - Agentes Desencadeadores do Colapso.

CLEMENCE e FINBARR (1981), baseando-se nos estudos de GOLDSHTEIN (1969), descrevem quatro formas de umedecimento do solo que podem desencadear o processo de colapso:

a- umedecimento local e pouco profundo, causado por canalizações e drenagem, não controladas, da água de superfície proveniente da construção assente no solo em questão. A água não penetra a grandes profundidades, não provocando, então, a subida do nível d'água. Neste caso, o recalque ocorre nas camadas superiores.

b- umedecimento intenso, local e profundo causado por descarga industrial ou irrigação. Se o fluxo for suficiente para causar uma contínua elevação do nível d'água, toda a zona colapsível pode ficar saturada em pouco tempo, de alguns meses a um ano. Neste caso os recalques são extremamente irregulares e graves.

c- elevação lenta e relativamente uniforme do nível d'água sob influências de fontes de água fora da área colapsível. Os recalques, neste caso, são uniformes e graduais.

d- aumento lento e gradual do teor de umidade de uma espessa camada de solo resultante de uma condensação de

vapor ou acumulação de umidade causada por mudança na condição de evaporação como, por exemplo, quando o terreno recebe uma cobertura de concreto ou asfalto. O enfraquecimento inicial da coesão interna, provocando um recalque incompleto, que vai aumentando lentamente com o aumento da umidade do solo.

Quanto ao fluido que penetra nos poros do solo, deve ser levado em consideração suas propriedades químicas, pois para um mesmo tipo de solo colapsível, o comportamento quanto ao colapso pode ser diferente dependendo da interação química entre o líquido saturante e o solo. REGINATTO e FERRERO (1973) verificaram diferentes susceptibilidade ao colapso, realizando ensaios oedométricos em solos tipo loess, com diferentes líquidos saturantes (água para consumo doméstico; despejo doméstico de esgoto; e líquido resultante de uma simulação de percolação da água da chuva nos solos das camadas superiores).

Como já foi dito no item II.1, o fenômeno de colapso pode ocorrer, também, quando se atinge um determinado nível de tensões suficiente para provocar a quebra dos vínculos entre os grãos e, em seguida, um rearranjo estrutural, sem necessitar de um aumento de umidade.

II.7.2 - Classificação Corrente da Colapsibilidade para Obras de Engenharia.

Alguns autores, baseando-se no comportamento de diversas obras de engenharia assentes em solos colapsíveis,

fizeram correlações de determinados variáveis com o problema da colapsibilidade, com o objetivo de munir o engenheiro de um guia para a expectativa quanto ao comportamento da interação estrutura/colapso do solo.

O "Potencial de Colapso", definido por JENNINGS e KNIGHT (1975), é determinado a partir do ensaio oedométrico (ver item II.5.5) onde o corpo de prova é carregado sob umidade natural até 200 kPa e, então, inundado, sendo mantido neste estágio durante 24 horas (figura II.20). O "Potencial de Colapso" (CP), é definido por :

$$CP = \frac{\Delta e_c}{1 + e_i} \times 100 \quad (\%) \quad (II.12)$$

ou

$$CP = \frac{\Delta H_c}{H_i} \times 100 \quad (\%) \quad (II.13)$$

onde Δe_c é a variação do índice de vazios do c.p. devido ao colapso, e_i é o índice de vazios inicial, ΔH_c é a variação da altura do c.p. devido ao colapso e H_i é a altura inicial.

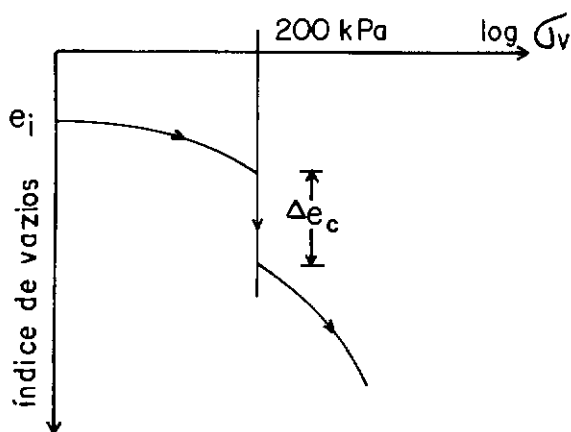


Figura II.20 - Determinação do "Potencial de Colapso".
(JENINGS e KNIGHT, 1975)

De acordo com experiências anteriores, pode-se correlacionar valores de CP com a gravidade do comportamento da obra esperada devido ao colapso do solo, conforme a tabela II.5.

CP (%)	Gravidade do Problema
0 a 1	sem problema
1 a 5	problema moderado
5 a 10	problemático
10 a 20	problema grave
> 20	problema muito grave

Tabela II.5 - Classificação da colapsividade para obras de engenharia segundo JENNINGS e KNIGHT (1975).

LUTENEGGER e SABER (1988) apresentaram, uma classificação da gravidade da colapsibilidade, baseando-se, também, num "potencial de colapso", cuja determinação é diferente da apresentada por JENNINGS e KNIGHT (1975). A procedimento da determinação do potencial de colapso sugerida por LUTENEGGER e SABER (1988) consiste em carregar a amostra em estágios, registrando as deformações até 300 kPa (ou outro nível mais apropriado de acordo com a situação de projeto), saturar o corpo de prova com água destilada (ou outro fluido que se aproxime mais das condições de campo) e registrar a deformação sem a mudança desta tensão até a estabilização. O "potencial de colapso" é definido por :

$$I = \frac{\Delta e}{1 + e_c} \times 100 \quad (\%) \quad (\text{II.14})$$

onde Δe é a mudança do índice de vazios resultante da saturação e e_c é o índice vazios justamente antes da

inundação.

Uma classificação aproximada da gravidade do colapso pode ser feita comparando com os resultados da tabela II.6.

Grau de Severidade ao Colapso	I
leve	2.0
moderado	6.0
alto	10.0

Tabela II.6 - Classificação do problema da colapsividade para obras de engenharia segundo LUTENEGGER e SABER (1988).

Deve-se salientar as diferenças entre os procedimentos de JENNINGS e KNIGHT (1975) e LUTENEGGER e SABER (1988) no cálculo do "potencial de colapso". Além da diferença da tensão de colapso, o primeiro não leva em consideração a deformação que ocorre durante o carregamento até a tensão de colapso.

BALLY et alli (1973) apresentou uma categorização da magnitude de colapso, levando em consideração o comportamento de canais de irrigação assentes em solos tipo loess da Romênia, diante de tal fenômeno, conforme mostrado na tabela II.7.

Recalque Adicional (Colapso) Devido ao Umidecimento (cm)	Comportamento do Canal
< 5 a 10	Não ocorrem deformações.
entre 5 a 10 e 15 a 30	Ocasionais fissuras longitudinais.
entre 15 a 30 e 50	Recalques consideráveis fissuras longitudinais nas cristas.
> 50	Extensas zonas de fissuras.

Tabela II.7 - Categorização do problema da colapsividade para obras de canais de irrigação, segundo BALLY et alli (1973).

II.7.3 - Soluções Aplicadas a Solos Colapsíveis.

Quando é identificada a característica colapsível em solos, sobre os quais está para ser construída alguma obra de engenharia, faz-se uma análise das possíveis soluções que visam minimizar ou evitar os efeitos do colapso na obra.

Este item não tem o objetivo de se constituir num manual para a adoção de soluções diante do problema da colapsibilidade, mas sim num guia básico bibliográfico que possibilite um futuro estudo dessas soluções. Dessa forma, não houve a preocupação de se aprofundar ou discutir os procedimentos e as viabilidades dos mesmos.

As soluções apresentadas pelos diversos autores podem ser divididas em três grupos: 1-medidas construtivas; 2-medidas para o isolamento dos agentes causadores do

umidescimento do solo; 3-medidas de tratamento do solo. Algumas soluções podem se enquadrar em dois ou três grupos diferentes, simultaneamente.

Quanto ao primeiro grupo, estão soluções que fazem o uso de fundações profundas apoiadas abaixo do estrato colapsível, devendo levar em consideração o efeito do atrito negativo que pode ser provocado pelo colapso da camada superior (BALLY et alli, 1973), ou o emprego de fundações flutuantes. Dependendo do caso, pode, também se optar por um sistema de fundação corrida de maior rigidez sugerido por ZEEVAERT (1972) citado por CLEMENCE e FINBARR (1981), cujo objetivo é minimizar os efeitos dos recalques diferenciais, os quais podem ser acentuados em solos colapsíveis.

Como soluções do segundo grupo propõe-se evitar ou diminuir suficientemente a infiltração da água no solo, utilizando projetos de drenagem adequados, controle de vazamento de condutos de água ou esgoto e impermeabilização da área não coberta (THORTON e ARULANANDAN, 1975).

Geomembranas são utilizadas, principalmente, em projetos de irrigação, para a construção de reservatórios d'água e para aumentar a impermeabilidade dos revestimentos de concreto dos canais.

Na base de um reservatório na Bulgária, foi construída uma proteção que consistia de uma camada inferior de loess/cimento coberta por uma membrana de polietileno, sobre a qual foi colocado 15 cm de loess compactado. Na construção de canais de irrigação em solos colapsíveis na U.R.S.S., utilizou-se uma membrana de

polímero coberta por uma camada de solo. (EVSTATIEV, 1988)

O terceiro grupo de soluções compreende todas as soluções que modificam as propriedades dos solos colapsíveis através de compactação, estabilização, substituição e outros métodos. Essas soluções, apresentadas a seguir, foram estudadas por diversos pesquisadores, principalmente por EVSTATIEV (1988).

→ compactação :

As soluções mais comuns são a compactação ou a combinação da substituição parcial ou total da camada colapsível pelo próprio solo (ou outro material mais adequado) com sua compactação (THORTON e ARULANANDAN, 1975; JENNINGS e KNIGHT, 1975; NUÑEZ, 1975; WOLLE et alli, 1978; VILAR et alli, 1981; EVSTATIEV, 1988; SIGNER et alli, 1989).

A simples compactação tem o objetivo de eliminar a colapsibilidade, reduzir a permeabilidade (neste caso, a solução se enquadra, também, no segundo grupo) e aumentar a capacidade de suporte, até uma determinada profundidade, dependendo do método utilizado. Tais métodos podem ser (EVSTATIEV, 1988):

- utilização de rólôs compactadores, soquetes;
- cravação de estacas;
- explosões e posterior preenchimento do furo com solo compactado ou solo/cimento (também estudado por MOLL et alli, 1979 e RYZHOV et alli, 1986);
- injeção de argamassa de cimento sob pressão;
- injeção de argila em suspensão sob pressão;

- injeção de água sob pressão, utilizando a tecnologia de *jet-grouting*;
- injeção de vapor d'água;
- prévio umedecimento do solo. É correntemente empregada a técnica de se promover o colapso forçado por umedecimento antes de qualquer construção definitiva. Quando o solo não colapsa com o simples pré-umedecimento, esta técnica é acompanhada pela aplicação de uma sobrecarga. Para acelerar e/ou aumentar o efeito da compactação, essa técnica é acompanhada de drenos verticais de areia, vibração (*vibroflotation*) ou explosões submersas. BALLY et alli (1973), WOLLE et alli (1978), KNODEL (1981), KRUTOV et alli (1988), entre outros, também pesquisaram a utilização desse método.

→ estabilização do solo

Este método visa o melhoramento do arranjo das partículas de solo, através da criação de uma nova ligação estrutural, resultando numa maior coesão, eliminando, assim, a colapsibilidade do solo. Os métodos, apresentados a seguir, baseam-se na destruição da estrutura natural do solo ou na fixação da mesma com o aumento de sua resistência através da injeção de vários ligantes ou agentes químicos.

- Silicatização. Este método se baseia na interação entre o complexo de íons adsorvidos e

sais solúveis com o metasilicato de sódio. O efeito da silicatização pode ser aumentado com a adição de amônia, solução de formamida, ou com a alternância da injeção de silicato com injeção de CO₂. (SOKOLOVICH e SEMKIN, 1984 e EVSTATIEV, 1988).

- Injeção de gases (amônia). (EVSTATIEV, 1988)
- Injeção de argamassas. É utilizado cal+água ou cal+escória. (EVSTATIEV, 1988)
- Injeção de compostos de alto peso molecular. É indicado o uso de polímeros se o solo contém um alto teor de carbonatos. (EVSTATIEV, 1988)
- *Jet-grouting*. O loess é um solo bem adequado para este tipo de estabilização por ser facilmente lavado com jato d'água e resultar numa mistura plástica loess/cimento com alta resistência. (EVSTATIEV, 1988)
- Queima de gás ou líquido combustível. Estes materiais são queimados sob pressão dentro de furos no solo, elevando a temperatura do solo para 300 a 1000°C. Como consequência, a colapsibilidade é eliminada e a capacidade de carga é elevada consideravelmente. (EVSTATIEV, 1988)

EVSTATIEV (1988) ainda descreve alguns métodos de tratamento de loess para ser utilizado como material de pavimentação e para construção de muros de contenção : estabilização com ligantes e materiais químicos e solo

reforçado, respectivamente.

Para a escolha de uma solução a ser aplicada a uma determinada obra de engenharia, deve ser feita uma análise criteriosa de cada uma, levando em consideração experiências anteriores com o tipo de solo colapsível na solução em questão, o tipo de obra realizada ou a se realizar, o custo da solução e o cronograma.

CAPÍTULO III

INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA DOS SOLOS

III.1 - Introdução.

Neste capítulo são apresentados os procedimentos e os resultados dos diversos ensaios realizados com os solos pesquisados nessa dissertação, bem como os aspectos climáticos, geológicos e pedológicos da região. Cabe aqui, também, descrever sumariamente à respeito do Perímetro de Irrigação Formoso "A", onde estão situados os solos estudados.

III.2 - O Perímetro de Irrigação Formoso "A".

A descrição do projeto baseia-se nos estudos realizados pelo CEPED (1988) e AFLITOS (1989).

III.2.1 - Localização da Obra.

O Perímetro de Irrigação Formoso "A", localizado no município de Bom Jesus da Lapa, no oeste do Estado da Bahia, está limitado ao norte pelo Rio Corrente (afluente da margem esquerda do Rio São Francisco) e ao sul pela rodovia BR-349 (figura III.1).

A área total a ser irrigada é de cerca de 10.000ha e está compreendida entre as coordenadas 3.532.000 (norte), 3.543.000 (sul), 318.000 (leste) e 337.000 (oeste).

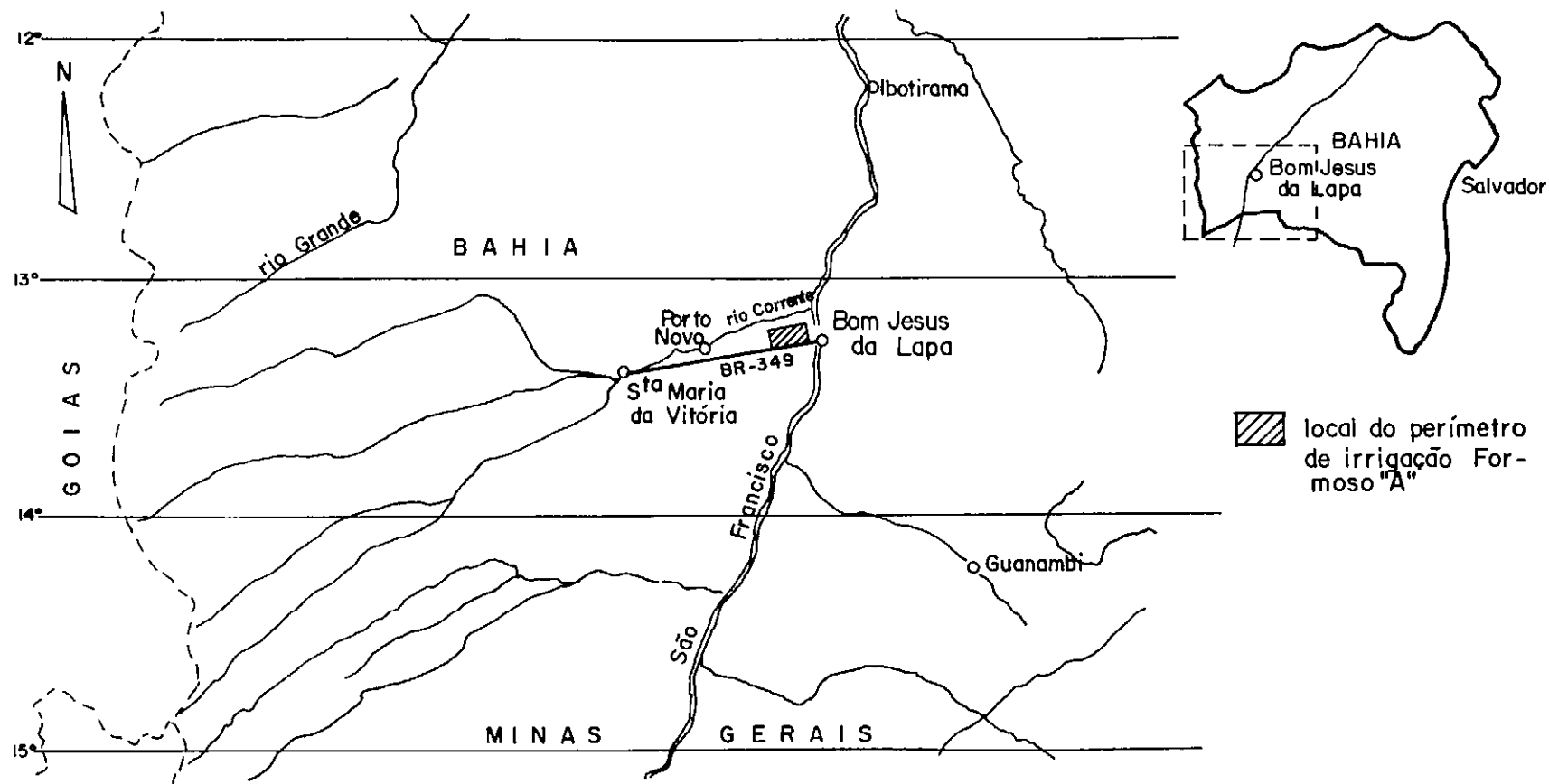


Figura III 1- Localização do perímetro de irrigação Formoso "A".(apud CEPED,1988)

III.2.2 - Descrição Sumária do Projeto.

O sistema de irrigação constitui-se na adução da água do Rio Corrente, através de um canal de aproximação até a estação de bombeamento principal (EBP), onde ocorre uma elevação de 26m. A água é, então, conduzida por uma adutora, depois de passar por uma chaminé de equilíbrio, cuja função é proteger os equipamentos contra transientes hidráulicos. Da adutora, a água é distribuída por gravidade através de um canal principal (vazão : $Q = 9,6 \text{ m}^3/\text{s}$) e outros canais secundários, totalizando 76Km de canais, que suprem as 34 estações de bombeamento por aspersão (EBA), as quais distribuem água pressurizada através de uma rede de aspersão fixa e móvel.

O canal principal, de 26,4km de extensão (da estaca 0 a estaca 1319+19), apresenta uma seção transversal de forma trapezoidal. As paredes e o fundo do canal são revestidas por placas de concreto simples moldadas "in-situ", visando-se evitar a erosão das paredes e a perda excessiva de água. Ao longo de toda sua extensão, o canal principal se apresenta em seções de corte, aterro ou mista (corte e aterro), sempre obedecendo a inclinação do talude interno de 1,5/1,0 : horiz./vert.. As fotografias III.1a e III.1b mostram trechos do canal principal ainda em construção e já executado, respectivamente.



Fotografia III.1a - Canal principal antes da colocação do revestimento.



Fotografia III.2a - Canal principal já executado.

Devido à topografia acidentada do trecho entre as estacas 123+17 a 142+05, fez-se necessária uma interrupção do canal para a construção de um aqueduto de 368m de comprimento.

III.3 - Aspectos Climáticos, Geológicos e Pedológicos.

Esses aspectos concernentes à região estudada são baseados principalmente na pesquisa realizada por AFLITOS (1989).

III.3.1 - Aspectos Climáticos.

O clima da região caracteriza-se por uma concentração de chuvas no período de outubro a abril, com uma média anual de 830mm. A umidade relativa do ar é da ordem de 64%, ocasionando uma evaporação anual de 2.000mm e uma evapotranspiração, segundo Hargreaves, de 1.550mm por ano. A insolação anual atinge uma média de 3.000 horas.

De acordo com uma pesquisa realizada pela Secretaria de Minas e Energia do Estado da Bahia (1974) na região de Barreiras (que inclui o município de Bom Jesus da Lapa) a temperatura ambiente é bastante variável em toda a região, registrando máximas médias de 33°C nos meses de setembro a novembro, caindo consideravelmente no inverno para valores mínimos médios em torno de 10°C.

Quanto à vegetação natural, predomina na região a floresta caducifólia e a caatinga. A floresta apresenta uma densidade variável de árvores (200 a 300 unidades por hectare) com alturas de 15m a 20m. A caatinga é composta

por formações vegetais lenhosas de porte médio e baixo, com elevado percentual de plantas espinhosas e engalhamento baixo.

Essas informações, aliando-se à climatologia, à fauna e à flora existentes, caracterizam a região como semi-árida.

III.3.2 - Aspectos Geológicos.

A geologia da área do perímetro de irrigação Formoso "A" é caracterizada por rochas do grupo Bambuí e formações sedimentares recentes (terciária e quaternária), que repousam sobre um embasamento cristalino, constituído por granito e gnaisse da idade pré-cambriana.

O grupo Bambuí, de idade eo-cambriana ou pré cambriana superior, ocupa uma grande área superficial, podendo ser dividido em duas seções: uma inferior, que é constituída predominantemente de calcáreos, e outra parte superior, de metasiltitos, com finas camadas de calcáreos. A espessura da seqüência do Bambuí, na área em estudo, é superior a 100m. Essa formação pode ser caracterizada como carbonático não dividido, devido a intensas coberturas de materiais inconsolidados do terciário e quaternário.

De acordo com os afloramentos observados durante a escavação da EBP e nas sondagens realizadas, os calcáreos apresentam uma coloração creme, são bastante fraturados e falhados, com preenchimento de argila mole. São resultantes do intemperismo físico-químico, apresentando sinais de silificação, superfícies de dissolução e gêodos de calcita. Em afloramentos existentes no município de Bom Jesus da

Lapa e nas agrovilas do Projeto Serra do Ramalho (próximo à região estudada), bem como nos detritos recolhidos durante a perfuração de poços artesianos, o calcáreo possui uma coloração cinza escuro.

Destaca-se, ainda, a formação sedimentar Vazante, de origem terciária-quadernária, mais precisamente do plioceno-pleistoceno, que ocupa grande planície atravessada pelo Rio Corrente a jusante da localidade denominada Porto Novo. Esta formação é primariamente aluvionar e constituída, predominantemente, por sedimentos areno-argilosos de coloração avermelhada com intercalações de argila e lentes de cascalho. A maior parte desse material depositado foi trazida pelas águas que transbordaram o Rio São Francisco.

Após cessadas as inundações, os depósitos foram novamente trabalhados pelo vento e pelas tempestades.

É provável a existência de bolsões de solos fósseis nas áreas do projeto cobertas por essa formação

Aluviões recentes são encontrados formando a várzea dos rios Corrente e São Francisco, constituídos, predominantemente, por areias e cascalhos.

As unidades estatigráficas da área do projeto são representadas, conforme a tabela III.1.

IDADE	GRUPO	FORMAÇÃO	LITOLOGIA
quaternário	-	aluviões	areias e cascalhos
terciário/ quaternário	-	Vazante	areias argilosas e lentes de cascalho
pré-cambriana	Bambuí	Indivisível	calcáreos e siltitos

Tabela III.1 - Coluna estatigráfica da região em estudo (apud CEPED, 1988).

III.3.3 - Aspectos Pedológicos.

Neste item estão apresentadas as classes pedológicas em que são divididos os solos do trecho do projeto abordado nesta dissertação. As divisões estão referenciadas segundo estaqueamento do canal principal.

- estaca 0 a estaca 19 : AQ₁

Areia Quartzosa Vermelho-Amarela;

- estaca 19 a estaca 45 : LVe + AQ₁

Latossolo Vermelho Amarelo + Areia Quartzosa Vermelho-Amarela;

- estaca 45 a estaca 81 : LV_e + AQ₂

Latossolo Vermelho Amarelo Eutrófico, intergrade para Areia Quartzosa Vermelho Amarela, horizonte A fraco, textura arenosa, fase caatinga hiporexófila, relevo plano;

- estaca 81 a estaca 121 : LV_{e1}

Latossolo Vermelho amarelo, horizonte A fraco, textura média, fase floresta caducifólia acaatingada, relevo plano;

- estaca 121 a estaca 149,5 : PL₄ + PL₅

Associação de Planossolo Eutrófico, argila de atividade baixa, horizonte A fraco, textura argilosa, fase

floresta caducifólia, relevo plano, com Planossolo Eutrófico, argila de atividade baixa, horizonte A fraco, textura argilosa, fase caatinga hipoxerófila, relevo plano;

- estaca 149,5 a estaca 159 : $PV_{e_1} + PV_{e_2}$

Associação de Podzólico Vermelho Amarelo Equivalente Eutrófico, A fraco, textura argilosa, fase floresta caducifólia, relevo plano, com Podzólico Vermelho Amarelo Equivalente Eutrófico, A fraco, textura argilosa, fase floresta subcaducifólia acaatingada;

- estaca 159 a estaca 200 : LV_{e_1}

Latossolo Vermelho Amarelo, horizonte A fraco, textura média, fase floresta subcaducifólia acaatingada, relevo plano;

- estaca 200 a 264 : LV_{e_2}

Latossolo Vermelho-Amarelo;

- estaca 264 a 302,5 : PV_{e_3}

Podzólico Vermelho Amarelo Equivalente Eutrófico, A fraco, textura argilosa, fase caatinga hipoxerófila, relevo plano.

Com o objetivo de tornar mais claro o significado dessas classes pedológicas ao engenheiro geotécnico, está apresentada a seguir, uma conceituação sumária dessas classes, baseado em JACOMINE (1979) e LARACH et alli (1981):

- Latossolo Vermelho amarelo:

Os latossolos são muito permeáveis, muito porosos, apresentando muitos poros grandes; não apresentam problemas de drenagem, têm boa aeração, possuem excelentes condições físicas para o desenvolvimento de raízes e são

resistentes à erosão.

Os latossolos vermelho-amarelos compreendem solos com o horizonte B latosólico, não hidromórficos, ou seja, horizonte mineral subsuperficial em estágio avançado de intemperização, constituído de uma mistura com predomínio de óxidos e/ou argilo-minerais 1:1, com altos teores de quartzo e ausência ou quantidades muito pequenas (<4%) de minerais primários menos resistentes ao intemperismo.

- Areia quartzosa :

Solos essencialmente quartzosos, sem horizonte B ou com um B muito pouco desenvolvido, não hidromórfico, de textura arenosa, com menos de 15% de argila. São profundos ou muito profundos.

-Planossolo :

Compreende solos usualmente com horizontes superficiais eluviais de textura mais leve (normalmente arenosa ou média) abruptamente contrastando com horizontes subjacentes de acentuada concentração de argila, mostrando feições associadas (cores cinzenta e mosqueado) em decorrência da drenagem imperfeita ou má que apresentam.

Os planossolos são típicos de áreas baixas onde o relevo permite um excesso de água (permanente ou temporário) mesmo por um período relativamente curto, como acontece onde a topografia é suavemente ondulada e nos terços inferiores de algumas encostas de elevação nas áreas de clima semi-árido.

- Podzólico vermelho amarelo :

Compreende solos com horizonte B textural, não hidromórficos com distinta individualização de horizontes,

decorrente da acentuada diferença de textura, cor e estrutura. São moderadamente profundos a profundos (raramente rasos) com cores vermelhas até amarelas no horizonte B.

III.4 - Ensaaios Geotécnicos.

Para o presente estudo, a investigação se restringe aos seis quilômetros iniciais do trecho do canal principal, ou seja, da estaca 0 a estaca 300 (figura III.2). Foram, então, realizados diversos ensaios de laboratório pelo CEPED (Centro de Pesquisas e Desenvolvimento - Governo do Estado da Bahia) e na COPPE/UFRJ, com amostras indeformadas coletadas em poços/trincheiras.

As amostras de solo são referenciadas de acordo com o estaqueamento da obra (uma estaca a cada 20m), ao longo do canal principal, e com a profundidade em que o solo foi extraído.

Este item tem como finalidade descrever os procedimentos adotados para os ensaios e apresentar os resultados obtidos. As análises e críticas destes procedimentos e resultados são abordados nos próximos capítulos IV e V.

III.4.1 - Ensaaios de Laboratório.

Foram extraídos pelo CEPED diversos blocos de amostras por "esculpimento" do solo, sendo que vinte e seis foram ensaiadas pelo CEPED e sete foram ensaiadas na COPPE (tabela III.2).

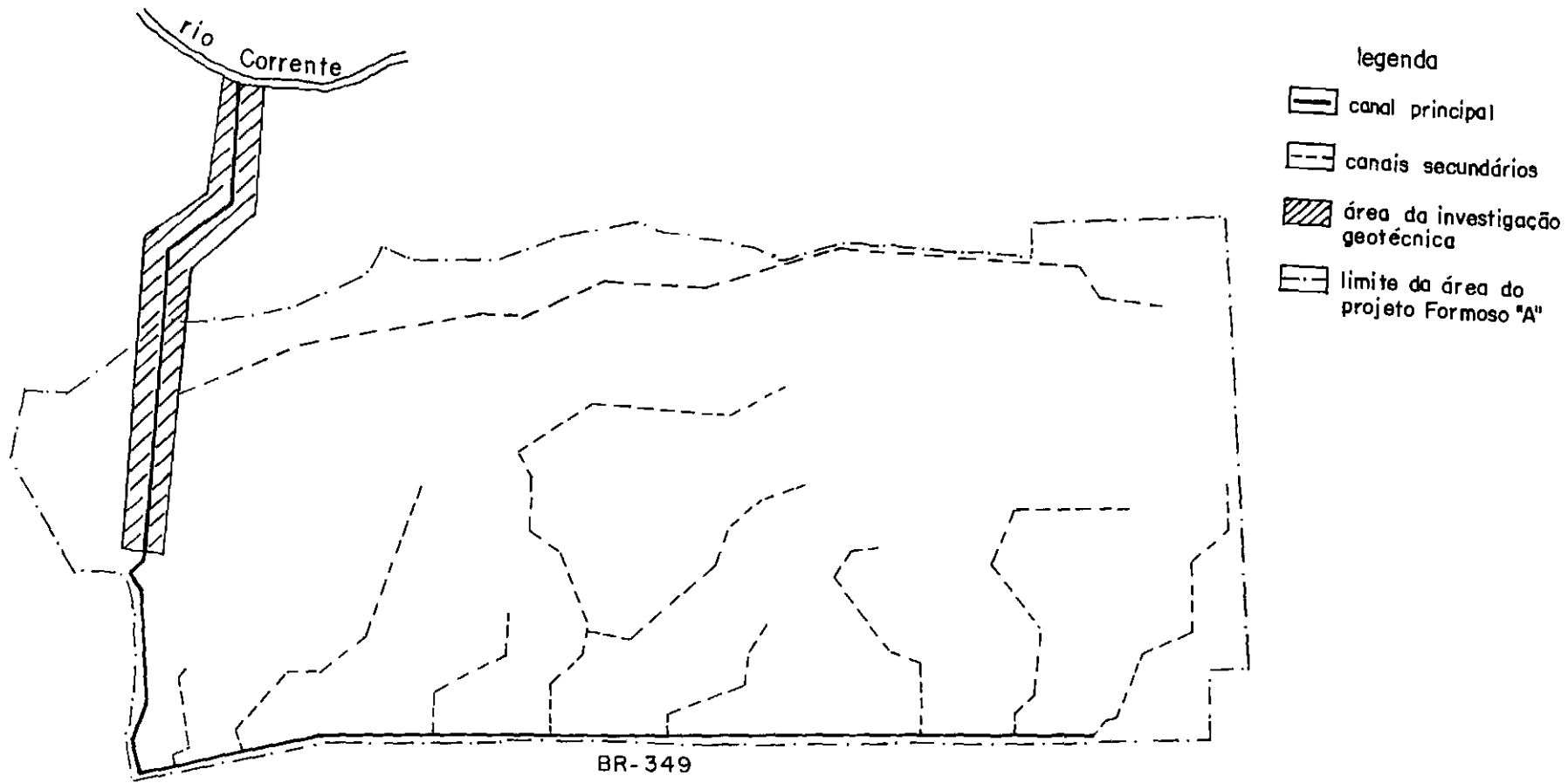


Figura III.2- Área pesquisada .

EXECUÇÃO	AMOSTRA		ENSAIOS
	ESTACA	PROF. (m)	
C E P E D	5+00 (1)	1,00	oedométricos e caracterização
	25+00	1,00	
	25+00	2,50	
	50+00	4,00	
	75+00	1,00	
	100+00	1,50	
	125+00	4,00	
	125+00 (2)	5,30	
	125+00 (3)	6,50	
	125+10	3,50	
	170+00	1,00	
	170+00	2,00	
	210+00	5,00	
	215+00	2,00	
	215+00	4,00	
	230+00	1,00	
	230+00 (1)	2,00	
	235+00	5,00	
	255+00	2,00	
	255+00	4,00	
260+00	5,00		
280+00	1,00		
280+00	2,00		
285+00	5,00		
C O P P E	50+00 (4)	4,00	oedométricos, triaxiais, caracterização, microscopia eletrônica de varredura, difração de R-x e químicos
	125+10 (5)	3,50	
	129+00 (5)	6,00	
	135+00 (5)	1,00	
	215+00 (6)	4,00	
	255+00 (6)	4,00	

- (1) - Não foram realizados ensaios de limites de Atterberg.
(2) - Não foram realizados ensaios de granulometria.
(3) - Não foram realizados ensaios de limites de Atterberg e de granulometria.
(4) - Não foram realizados ensaios oedométricos.
(5) - Não foram realizados ensaios triaxiais e oedométricos.
(6) - Não foram realizados ensaios triaxiais.

Tabela III.2 - Distribuição dos ensaios de laboratório.

III.4.1.1 - Ensaio de Caracterização.

Um dos objetivos dessa investigação geotécnica é analisar as tendências entre as grandezas físicas que caracterizam os solos e a susceptibilidade dos mesmos ao

colapso, que, como já se sabe, é estimada principalmente por ensaios oedométricos. Porém, os solos colapsíveis, ao serem moldados em corpos de prova em anéis oedométricos, podem apresentar o grave problema de aumentar o seu índice de vazios, devido ao atrito lateral com a parede interna do anel (discutido no item V.1). Esse problema tem como efeito uma distorção de índices físicos e uma provável má representatividade da magnitude de colapso observada. Para se evitar a apresentação de tais valores, determinaram-se os pesos específicos secos pelo método da balança hidrostática, comparando-os com aqueles obtidos pela cravação dos anéis oedométricos. A partir daí, fez-se uma seleção de corpos de prova, eliminando-se os que apresentavam a razão $(\gamma_{sb.h.} - \gamma_{soed})/\gamma_{soed}$ maior que 5%. Além disso, verificaram-se em ensaios realizados pelo CEPED resultados estranhos, os que estavam relacionados diretamente com a heterogeneidade dos corpos de prova de uma mesma amostra. Desse modo, selecionaram-se novamente os c.p.'s, eliminando aqueles com um γ_s cuja diferença dos demais fosse maior que 5% em relação ao menor valor. Desse modo, pôde ser apresentada uma caracterização completa mais confiável, garantindo uma melhor análise dos resultados.

Para a caracterização completa dos solos foram realizados os seguintes ensaios:

- granulometria
- densidade dos grãos
- limites de Atterberg
- umidade e peso específico seco

O peso específico seco natural do solo foi

determinado pela moldagem do corpo de prova (c.p.) em anel oedométrico.

As curvas granulométricas dos solos ensaiados na COPPE estão apresentadas na figura III.3 e os resultados da caracterização geral estão na tabela III.3. A tabela III.4 apresenta os valores limites e médios e os respectivos desvios padrão das grandezas envolvidas na caracterização.

Segundo o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), no trecho estudado temos a ocorrência de, basicamente, dois grupos, o SC (areias argilosas) e o SM (areias siltsosas) e a transição SC/SM (figura III.4: carta de plasticidade). Porém, no final do trecho estudado (estaca 300+00/prof.:5,00m), encontra-se o tipo ML (areia fina argilosa).

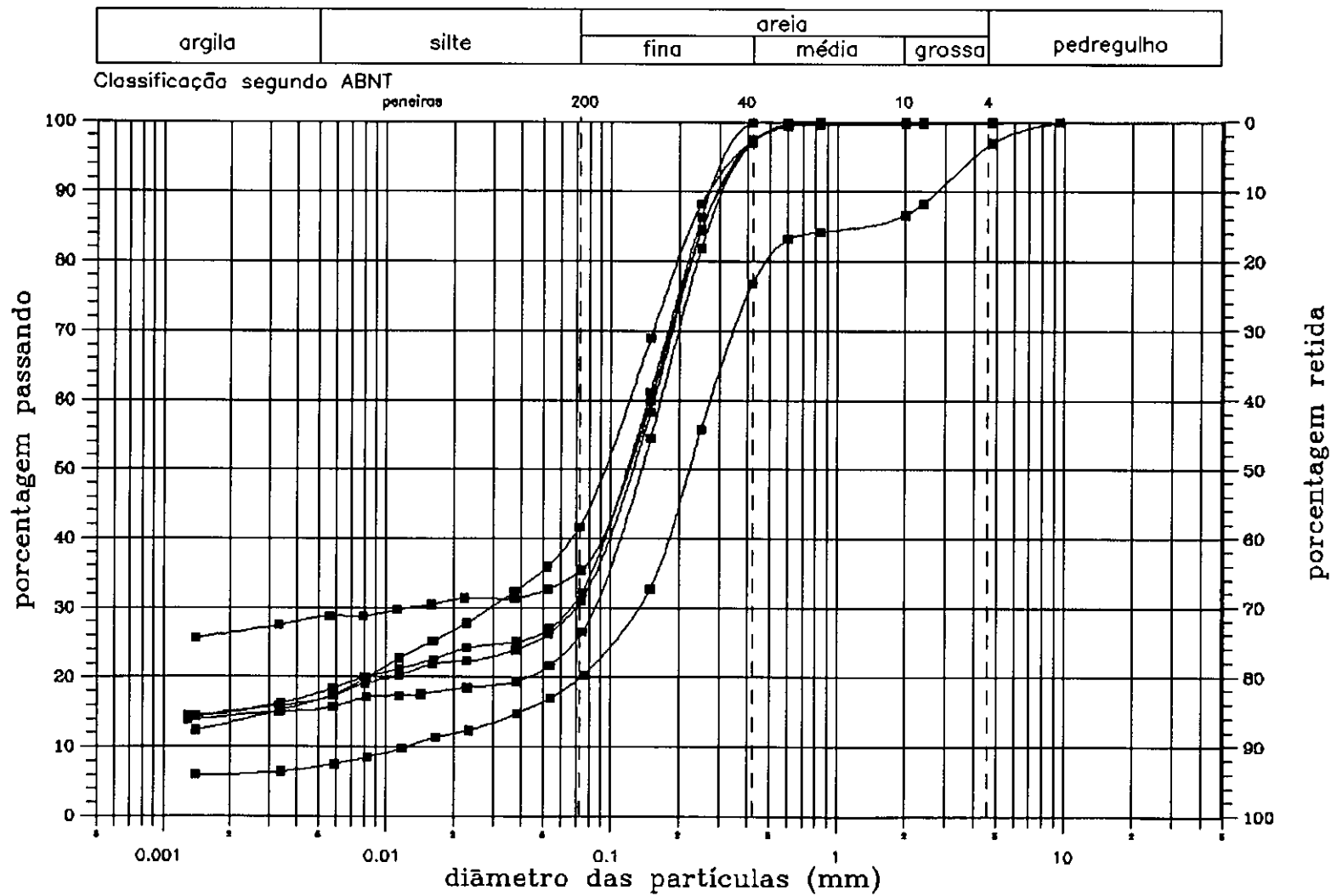


Fig. III.3 - Análise granulométrica - COPPE

C E P E D	EXECUÇÃO DOS ENSAIOS		GRANULOMETRIA (%)																
	ESTACA	PROFUNDIDADE (m)	PESO ESP. TOTAL (KN/m ³)	UNIDADE (%)	PESO ESP. SECO (KN/m ³)	ÍNDICE DE VAZIOS	GRAU DE SATURAÇÃO (%)	LIMITE DE LIQUIDEZ	LIMITE DE PLÁSTIC.	ÍNDICE DE PLÁSTIC.	DENSIDADE REAL DAS PARTÍCULAS SÓLIDAS	PEDREG.	AREIA					CLASSIF. S.U.C.S.	
													AREIA G.	AREIA M.	AREIA F.	SILTE	ARGILA		
NUMERO DO C.P.																			
1	S+00	1.0	16.15	3.60	15.59	0.673	14.23				2.66	0	0	4	72	12	12		
2	S+00	1.0	16.11	3.50	15.56	0.676	13.77				2.66	0	0	4	72	12	12		
3	6+00	1.0	16.79	2.90	15.36	0.700	11.02				2.66	0	0	4	72	12	12		
4	25+00	1.0	16.08	1.70	15.81	0.632	7.07	20	17	3	2.63	0	0	1	73	11	15	SC	
5	25+00	1.0	16.77	1.90	15.48	0.667	7.49	20	17	3	2.63	0	0	1	73	11	15	SC	
7	25+00	2.5	16.34	3.00	15.87	0.638	12.46	20	14	6	2.66	0	0	4	71	12	13	SC	
8	25+00	2.5	16.40	2.80	15.96	0.629	11.80	20	14	6	2.66	0	0	4	71	12	13	SC	
9	25+00	2.5	16.20	3.10	15.71	0.654	12.56	20	14	6	2.66	0	0	4	71	12	13	SC	
11	50+00	4.0	18.38	5.99	17.34	0.488	31.81	17	13	4	2.85	0	0	1	70	13	16	SC	
13	75+00	1.0	16.75	1.80	15.48	0.679	7.03	18	13	5	2.65	0	1	4	73	13	9	SC	
14	75+00	1.0	15.76	1.80	15.49	0.678	7.04	18	13	5	2.65	0	1	4	73	13	9	SC	
15	75+00	1.0	15.73	2.20	15.39	0.589	8.46	18	13	5	2.85	0	1	4	73	13	9	SC	
17	100+00	1.5	16.30	3.60	16.73	0.671	14.38	20	16	4	2.68	0	0	21	51	11	17	SC	
18	100+00	1.6	16.35	3.70	15.77	0.567	14.87	20	16	4	2.68	0	0	21	51	11	17	SC	
22	125+00	4.0	16.38	7.00	15.31	0.678	27.05	26	18	8	2.62	0	0	2	55	19	24	SC	
23	125+00	4.0	16.46	6.80	15.42	0.667	26.71	26	18	8	2.62	0	0	2	55	19	24	SC	
24	125+00	4.0	16.38	6.70	15.35	0.674	25.04	26	18	8	2.62	0	0	2	55	19	24	SC	
25	125+00	4.0	16.44	7.10	15.35	0.674	27.60	26	18	8	2.62	0	0	2	55	19	24	SC	
26	125+00	5.3	16.84	7.16	15.71	0.660	28.86	26	18	8	2.66								
27	125+00	5.3	16.58	6.89	15.51	0.810	22.63	26	18	8	2.66								

Tabela III.3 - Caracterização geral

C E P E D	EXECUÇÃO DOS ENLAÇOS		ESTACA	PROFUNDIDADE (m)	PESO ESP. TOTAL (KN/M ³)	UNIDADE (%)	PESO ESP. SECO (KN/M ³)	ÍNDICE DE VAZIOS	GRAU DE SATURAÇÃO (%)	LIMITE DE LIQUIDEZ	ÍNDICE DE PLÁSTIC.	DENSIDADE REAL DAS PARTÍCULAS SÓLIDAS	GRANULOMETRIA (%)						CLASSIF. S.U.C.S.
	NÚMERO DO C.P.	PEDREG.											AREIA G.	AREIA M.	AREIA F.	SILTE	ARGILA		
28	125+00	5.3	16.76	6.95	15.66	0.666	27.76	26	18	8	2.66								
29	125+00	5.3	16.73	7.05	15.63	0.670	27.99	26	18	8	2.66								
31	125+00	6.0	16.39	2.00	16.06	0.618	8.58	26	18	8	2.65								
32	125+00	6.0	15.86	0.90	15.72	0.653	3.65	26	18	8	2.65								
33	125+00	6.0	17.63	6.40	16.57	0.668	28.86	26	18	8	2.65								
34	125+00	6.0	17.62	7.00	16.47	0.578	32.09	26	18	8	2.65								
35	125+10	3.5	15.45	7.10	14.43	0.815	23.26				2.67								
36	125+10	3.6	16.48	6.80	14.49	0.794	22.87				2.67								
37	125+10	3.5	15.69	6.80	14.69	0.782	23.22				2.67								
38	170+00	1.0	13.97	5.30	13.27	0.960	14.63	25	15	10	2.65	0	0	18	43	22	17	SC	
39	170+00	1.0	14.49	6.10	13.66	0.902	17.92	25	15	10	2.85	0	0	18	43	22	17	SC	
41	170+00	2.0	14.58	6.50	13.69	0.898	19.18	25	15	10	2.65	0	0	15	46	26	13	SC	
42	170+00	2.0	14.27	6.60	13.39	0.941	18.69	25	15	10	2.65	0	0	16	46	26	13	SC	
48	210+00	5.0	15.24	0.80	15.12	0.744	2.89	14	12	2	2.69	0	0	1	70	15	14	SM	
49	210+00	5.0	15.49	0.30	16.46	0.708	1.14	14	12	2	2.69	0	0	1	70	15	14	SM	
50	210+00	5.0	15.26	0.60	15.17	0.739	2.18	14	12	2	2.69	0	0	1	70	15	14	SM	
51	210+00	5.0	15.12	0.20	15.09	0.748	0.72	14	12	2	2.69	0	0	1	70	15	14	SM	
52	210+00	5.0	16.29	6.10	15.36	0.718	22.85	14	12	2	2.69	0	0	1	70	15	14	SM	
53	210+00	6.0	16.42	7.20	15.32	0.722	26.83	14	12	2	2.69	0	0	1	70	15	14	SM	
54	215+00	2.0	16.20	5.60	15.34	0.710	21.14	19	11	8	2.68	0	0	18	49	19	14	SC	

Tabela III.3 - Caracterização geral (cont.)

C.P.	EXECUÇÃO DOS ENSAIOS		ESTACA	PROFUNDIDADE (M)	PESO ESP. TOTAL (KN/M ³)	UMIDADE (%)	PESO ESP. SECO (KN/M ³)	ÍNDICE DE VAZIOS	GRAU DE SATURAÇÃO (%)	LIMITE DE LIQUIDEZ	ÍNDICE DE PLASTIC.	DENSIDADE REAL DAS PARTÍCULAS SÓLIDAS	GRANULOMETRIA (%)						CLASSIF. S.U.C.S.
	NÚMERO DO C.P.	PEDREG.											AREIA G.	AREIA M.	AREIA F.	SILTE	ARGILA		
55	215+00	2	16.11	6.0	16.34	0.710	18.87	19	11	8	2.68	0	0	18	49	19	14	SC	
56	215+00	4	16.64	1.8	15.37	0.710	6.79	19	13	6	2.68	0	0	15	55	18	12	SC	
57	215+00	4	16.60	3.1	15.13	0.740	11.23	19	13	6	2.68	0	0	15	55	18	12	SC	
59	230+00	1	16.46	8.7	14.22	0.848	27.50	23	13	10	2.68	0	0	24	35	21	20	SC	
60	230+00	1	15.32	8.7	14.09	0.865	26.96	23	13	10	2.68	0	0	24	35	21	20	SC	
61	230+00	1	15.94	8.2	14.73	0.784	28.03	13	10	3	2.68	0	0	24	35	21	20	SC	
62	230+00	2	15.48	6.6	14.52	0.789	22.17	21	13	8	2.85								
63	230+00	2	16.10	7.8	14.00	0.856	24.15	21	13	8	2.65								
64	230+00	2	14.79	6.9	13.84	0.878	20.83	21	13	8	2.66								
65	235+00	5	15.64	10.6	14.14	0.838	33.52	27	18	8	2.55	0	0	6	62	22	11	CL	
67	265+00	2	16.26	6.4	16.27	0.728	23.65	20	13	7	2.69	0	0	14	49	19	18	SC	
68	265+00	2	16.92	6.8	14.91	0.770	23.76	20	13	7	2.69	0	0	14	49	19	18	SC	
69	265+00	2	16.85	6.0	14.96	0.764	21.13	20	13	7	2.69	0	0	14	49	19	18	SC	
70	265+00	4	16.67	8.5	15.65	0.867	25.92	20	12	8	2.66	0	0	10	54	21	15	SC	
71	265+00	4	17.68	6.6	16.58	0.573	30.64	20	12	8	2.66	0	0	10	54	21	15	SC	
72	265+00	4	16.76	6.3	15.76	0.655	26.58	20	12	8	2.66	0	0	10	54	21	15	SC	
73	260+00	5	16.29	4.5	15.59	0.667	17.88	17	11	6	2.65	0	0	4	71	15	10	SC	
74	280+00	5	16.40	3.6	15.83	0.641	14.88	17	11	6	2.65	0	0	4	71	15	10	SC	
76	280+00	1	16.57	8.4	14.37	0.835	27.03	22	12	10	2.89	0	0	17	46	19	18	SC	
77	280+00	1	16.86	8.7	14.68	0.809	28.93	22	12	10	2.89	0	0	17	46	19	18	SC	

Tabela III.3 - Caracterização geral (cont.)

	EXECUÇÃO DOS ENSAIOS	NÚMERO DO C.P.	ESTAÇA	PROFUNDIDADE (m)	PESO ESP. TOTAL (KN/m ³)	UMIDADE (%)	PESO ESP. SECO (KN/m ³)	ÍNDICE DE VAZIOS	GRAU DE SATURAÇÃO (%)	LIMITE DE LIQUIDEZ	LIMITE DE PLÁSTIC.	ÍNDICE DE PLÁSTIC.	DENSIDADE REAL DAS PARTÍCULAS SOLIDAS	GRANULOMETRIA (%)						CLASSIF. S.U.C.S.
														PEDREG.	AREIA G.	AREIA M.	AREIA F.	SILTE	AREIA	
C P E D	78	280+00	2.0	15.20	8.00	14.07	0.875	24.59	24	15	9	2.69	0.00	0.00	15.00	45.00	28.00	12.00	SC	
	79	280+00	2.0	16.38	8.40	14.19	0.859	26.31	24	15	9	2.69	0.00	0.00	16.00	46.00	28.00	12.00	SC	
	80	280+00	2.0	16.03	8.00	14.84	0.778	27.55	24	15	9	2.69	0.00	0.00	15.00	45.00	28.00	12.00	SC	
	81	285+00	5.0	16.17	1.40	14.97	0.737	6.03	24	14	10	2.65	0.00	0.00	3.00	63.00	18.00	16.00	SC	
	82	285+00	5.0	15.09	1.10	14.93	0.741	3.93	24	14	10	2.65	0.00	0.00	3.00	63.00	18.00	16.00	SC	
	83	285+00	5.0	16.36	1.60	15.12	0.719	6.90	24	14	10	2.66	0.00	0.00	3.00	63.00	18.00	16.00	SC	
	84	285+00	6.0	16.12	1.10	14.96	0.738	3.95	24	14	10	2.65	0.00	0.00	3.00	63.00	18.00	16.00	SC	
	85	50+00	4.0	16.98	0.82	16.84	0.653	3.95	NP	NP	NP	2.67	0.00	0.00	2.80	75.39	5.99	16.72	SC-SM	
C O P P E	86	126+10	3.5	16.52	3.14	16.11	0.612	13.59	20	11	9	2.65	0.13	0.17	2.27	61.63	18.43	17.47	SC	
	87	129+00	6.0		2.22				NP	NP	NP	2.67	9.02	10.35	9.84	59.76	9.53	7.50	SM	
	88	135+00	1.0	15.73	1.50	16.50	0.678	6.87	19	10	9	2.65	0.00	0.09	2.74	64.44	3.95	28.78	SC-SM	
	89	215+00	4.0	15.14	1.14	14.97	0.751	4.05	NP	NP	NP	2.67	0.00	0.00	2.62	71.16	8.95	17.27	SC-SM	
	90	215+00	4.0	14.64	1.14	14.38	0.823	3.70	NP	NP	NP	2.67	0.00	0.00	2.62	71.16	8.95	17.27	SC-SM	
	91	215+00	4.0	16.26	1.14	16.07	0.630	4.84	NP	NP	NP	2.67	0.00	0.00	2.62	71.16	8.95	17.27	SC-SM	
	92	255+00	4.0	15.37	1.13	15.20	0.725	4.17	NP	NP	NP	2.67	0.00	0.03	0.13	72.91	8.57	18.36	SC-SM	
	93	255+00	4.0	16.06	1.13	14.89	0.762	3.97	NP	NP	NP	2.67	0.00	0.03	0.13	72.91	8.57	18.36	SC-SM	
	94	255+00	4.0	15.43	1.13	15.26	0.719	4.20	NP	NP	NP	2.67	0.00	0.03	0.13	72.91	8.57	18.36	SC-SM	

Tabela III.3 - Caracterização geral (cont.)

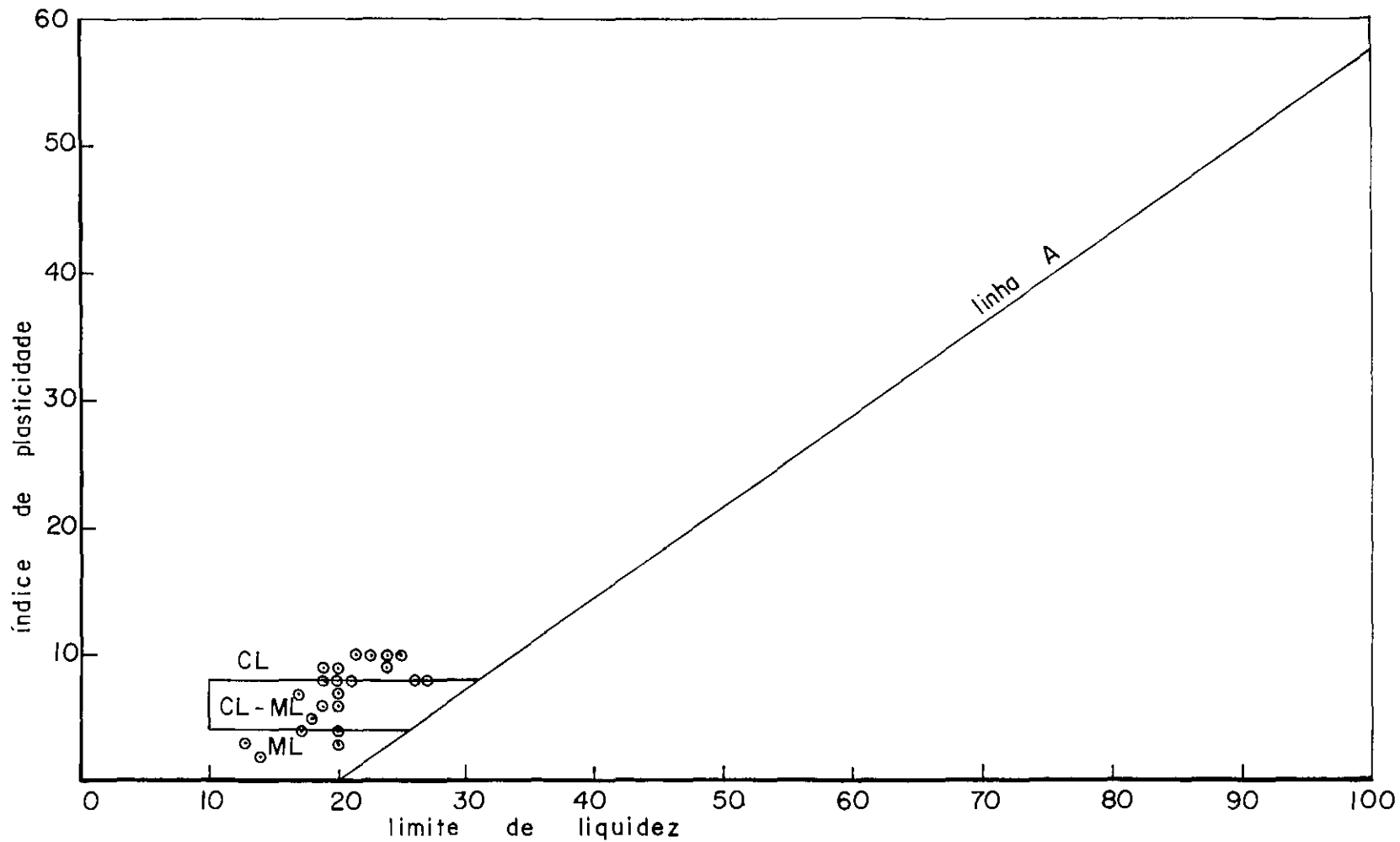


Figura III.4 - Carta de Plasticidade

índices da caracter.	máximo	mínimo	média	desvio padrão	coeficiente de variação	
peso esp. total (kN/m ³)	18,38	13,97	15,89	0,78	0,05	
umidade (%)	10,60	0,20	4,61	2,75	0,60	
peso esp. seco (kN/m ³)	17,34	13,27	15,20	0,77	0,05	
índice de vazios	0,96	0,50	0,72	0,09	0,13	
grau de saturação	33,52	0,72	16,91	9,70	0,57	
limite de liquidez	27	13	21	4	0,19	
limite de plastic.	19	10	14	2	0,14	
índice de plastic.	10	2	7	2	0,29	
densidade real das partíc. sólidas	2,69	2,62	2,66	0,02	0,01	
g r a n u l o m e t r i a	pedr.	3,02	0,00	0,05	0,38	7,60
	areia gr.	10,35	0,00	0,22	1,30	5,91
	areia méd.	24,00	0,13	7,95	7,31	0,92
	areia fina	75,39	35,00	60,04	11,75	0,20
	silte	28,00	3,95	16,25	5,43	0,33
	argila	28,78	7,50	15,50	4,03	0,26

Tabela III.4 - Resultados estatísticos da caracterização geral.

III.4.1.2 - Ensaio de Microscopia Eletrônica.

III.4.1.2.1 - Introdução.

Para a análise da tecedura dos solos colapsíveis,

foi escolhido o método de microscopia eletrônica de varredura (m.e.v.), devido o seu alto poder de resolução. Segundo ALVARENGA (1974), é o método que apresenta o melhor desempenho para a observação direta de tecedura de solos. Além disso, a m.e.v. é o método que vem sendo mais utilizado para a observação de solos colapsíveis (WOLLE et alli, 1978; MC GOWN e COLLINS, 1975; DERBYSHIRE e MELLORS, 1988; GRABOWSKA e OSZIEWSKA, 1988 e STEPKOWSKA, 1989).

Para o presente estudo, foram observadas amostras de solo natural indeformadas. Foi utilizado o microscópio eletrônico de varredura do Programa de Engenharia Metalúrgica e Ciência dos Materiais da COPPE/UFRJ, fabricado pela Cambridge Instruments Ltd., modelo Stereoscan 250 Mk3 e série n^o6188.

III.4.1.2.2 - A Microscopia Eletrônica de Varredura.

Neste item é descrito brevemente o processo utilizado para a m.e.v. segundo o estudo de ALVARENGA (1974).

A m.e.v. consiste em emitir um feixe de elétrons em direção à superfície da amostra em observação. Esses, ao se chocarem com aquela superfície, são espalhados irregularmente, fazendo com que os elétrons que penetram a uma pequena profundidade abaixo da superfície e são defletidos de volta para a superfície (com energia suficiente para escaparem dela), sejam atraídos por um coletor, transformados em energia luminosa por um cintilador e, depois, em energia elétrica por um fotomultiplicador e um amplificador de vídeo. Por fim, um

tubo de raios catódicos reproduz a imagem da área observada da amostra, em função da varredura do feixe de eletrons na superfície da mesma.

III.4.1.2.3 - Pré-Tratamento das Amostras.

Para ser obtida uma boa qualidade da imagem e uma tecedura menos amolgada possível devem-se seguir determinados métodos de preparo da amostra.

As amostras observadas devem estar isentas de água intersticial, pois durante a inspeção no microscópio a amostra fica sujeita a vácuo, o que provocaria uma perda de umidade e conseqüentemente uma perturbação na tecedura original da amostra. Essa umidade pode, também, danificar o equipamento.

Foram cortadas amostras em pequenas dimensões dos blocos de solo indeformados. Devido ao fato das amostras apresentarem um baixo teor de umidade (aproximadamente 1,8%), não foi necessário deixá-las expostas ao ar, sendo, então, colocadas diretamente num dessecador contendo sílica-gel e submetidas à pequenos vácuos. Foram feitas diversas pesagens das amostras para a verificação da constância dos pesos das mesmas, caracterizando o fim do processo de secagem.

Segundo ALVARENGA (1974) e WOLLE (1974), o pré-tratamento da amostra por secagem, apesar de provocar alterações na amostra por contração, é o método mais indicado. TOVEY (1972) citado por WOLLE (1974), afirma que a contração, durante a secagem, pode provocar, além da variação das distâncias entre partículas, alterações de

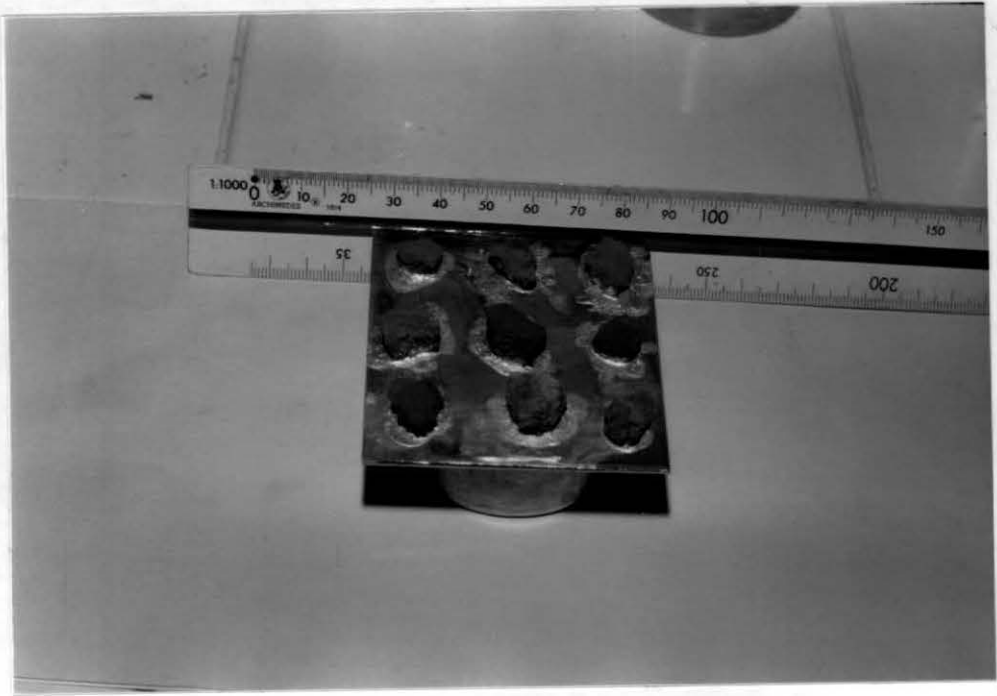
posição e também quebras de partículas ou contatos.

III.4.1.2.4 - Obtenção das Superfícies de Observação.

Para se obter uma superfície de observação, esta deve apresentar a mínima perturbação possível e uma topografia não muito acidentada, pois, caso contrário, ocorrerá uma distribuição não uniforme da cobertura metálica (ver item III.4.1.2.5), apresentando algumas áreas com pouca cobertura e outras com deposição excessiva, diminuindo o poder de resolução da microscopia.

As técnicas de obtenção da superfície de observação são por descascamento da amostra ou por fraturamento (por tração ou flexão), já utilizado por MC GOWN e COLLINS (1975) e WOLLE et alli (1978) para observação desolos colapsíveis. Devido ao difícil manuseio das amostras aqui estudadas, essas técnicas não foram possíveis. Cada amostra, então, teve que ser fraturada sucessivamente, por meio de um pequeno instrumento cortante, até a obtenção de um fragmento, cuja superfície não fosse atingida pelo instrumento. A desvantagem desta técnica foi a obtenção de superfícies de topografia bastante acidentadas.

Depois as amostras foram fixadas com cola de prata coloidal, num suporte apropriado para o microscópio (fotografia III.2).



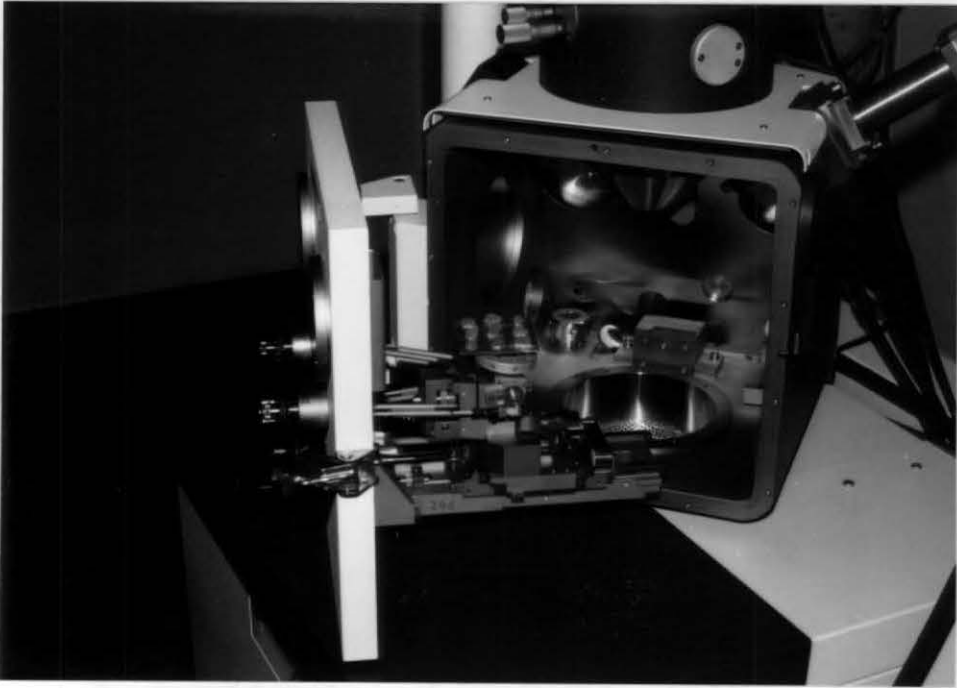
Fotografia III.2 - Amostras de solo fixadas no suporte antes do recobrimento de proteção.

III.4.1.2.5 - Tratamento das Amostras.

Para evitar o carregamento eletrostático da amostra, o que prejudicaria a qualidade das fotografias, toda a sua superfície precisa receber uma cobertura metálica bem fina. As substâncias que têm sido usadas para constituir esta cobertura são o alumínio, o carbono, o ouro ou uma combinação de carbono com ouro.

Colocou-se, então, o suporte com as amostras dentro de uma câmara de vácuo, onde a amostra foi recoberta por uma camada de ouro, por meio da evaporação deste material.

A fotografia III.3 mostra o compartimento do m.e.v. onde são colocadas as amostras já recobertas por ouro, prontas para as observações.



Fotografia III.3 - Colocação das amostras recobertas com ouro dentro do m.e.v. para observação.

III.4.1.2.6 - Observação das Superfícies das Amostras.

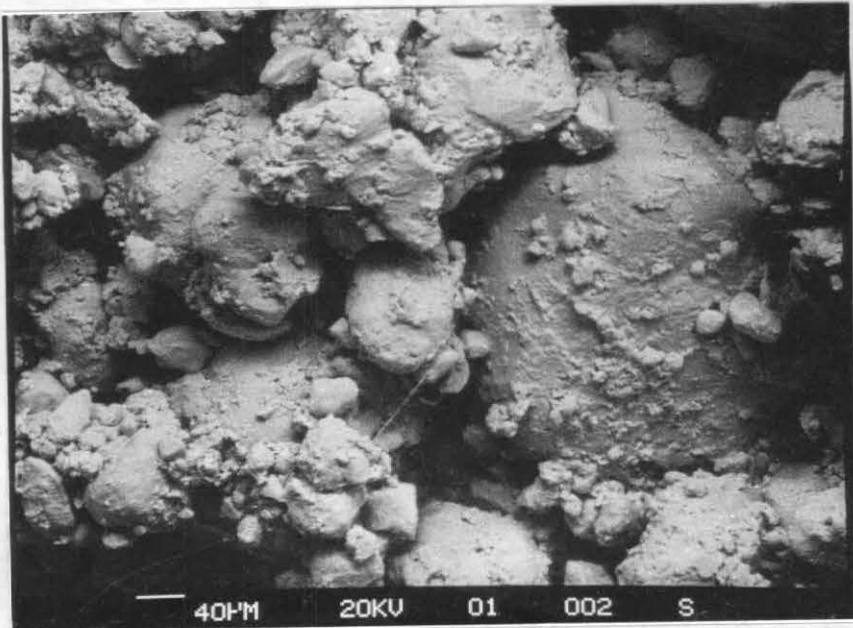
Verificou-se, durante a primeira série de observações, a ocorrência de carregamento eletrostático das amostras, o que limitou bastante o poder de resolução, com aumentos limitados a até 700 vezes, a partir do qual a qualidade da imagem diminuía bastante. Tal fato se deveu à técnica utilizada para a obtenção da superfície de observação, pois esta se apresentou muito acidentada e, conseqüentemente, com uma distribuição não uniforme da cobertura metálica.

Na série de observações seguinte, devido às superfícies das amostras apresentarem uma cobertura metálica ainda muito mal distribuída, ocorreu um forte carregamento eletrostático, o que impossibilitou a

observação das mesmas. Realizaram-se, então, mais dois recobrimentos nas amostras, promovendo, conforme recomendação de ALVARENGA (1974), movimentos rotativos no interior da campânula de vácuo, de forma a melhorar a uniformidade de deposição do material. Verificou-se, assim, uma sensível melhora no poder de resolução da imagem, possibilitando aumentos de até 1200 vezes.

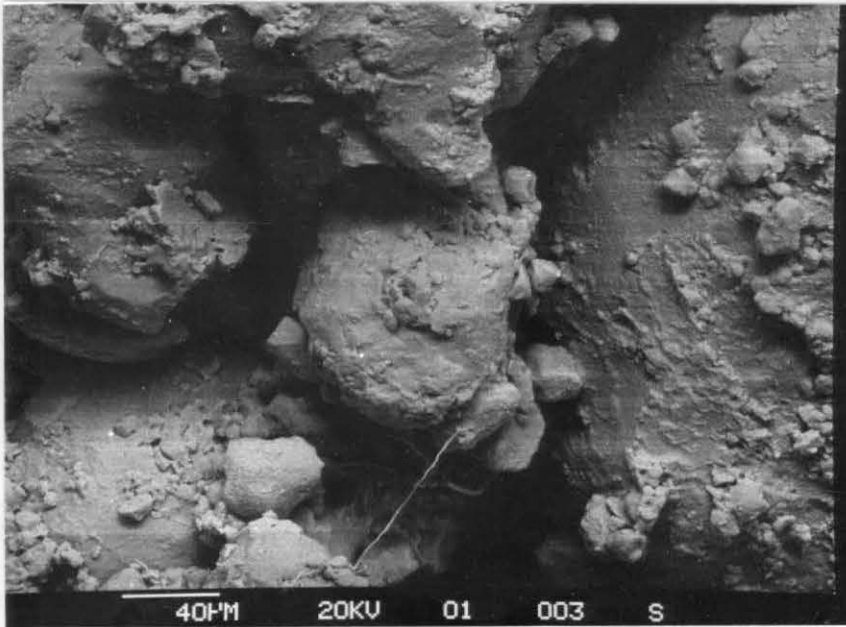
III.4.1.2.7 - Fotografias.

Do total de fotografias realizadas pelo m.e.v. puderam ser selecionadas 10, que são apresentadas a seguir (fotografias III.4 a III.13).



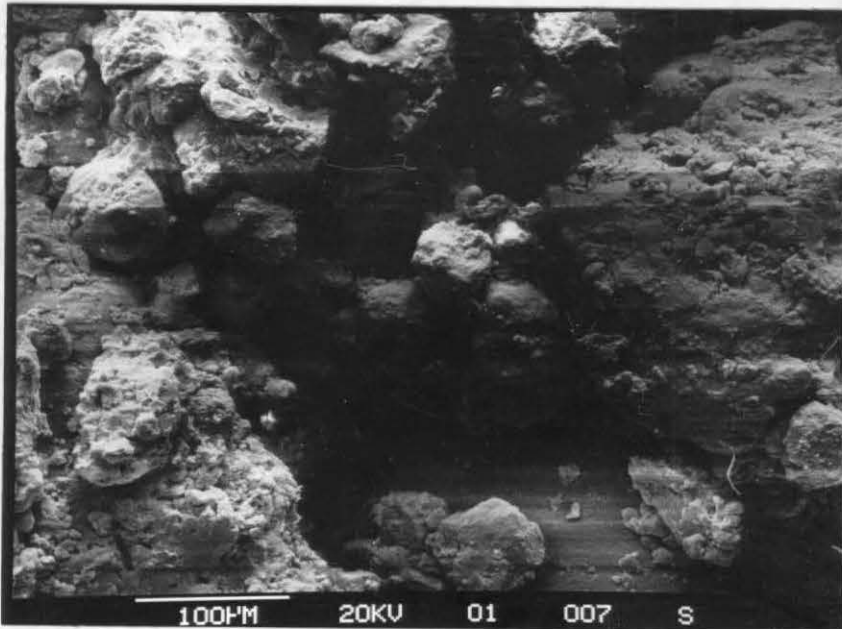
Fotografia III.4 - Amostra de solo da estaca 50+00 -
prof.: 4,00m.

Aumento: 160 vezes.



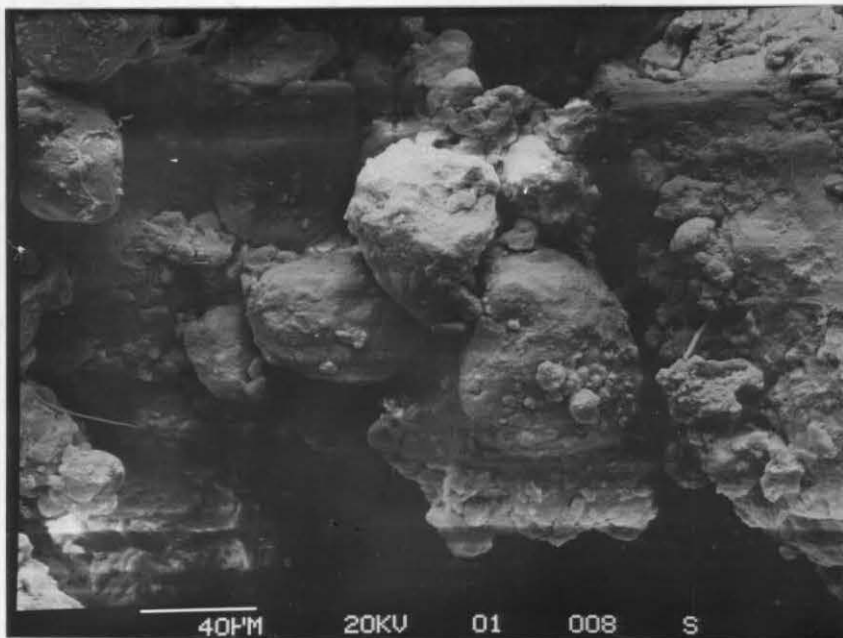
Fotografia III.5 - Amostra de solo da estaca 50+00 -
prof.: 4,00m.

Aumento: 340 vezes - ampliação da
fotografia III.4



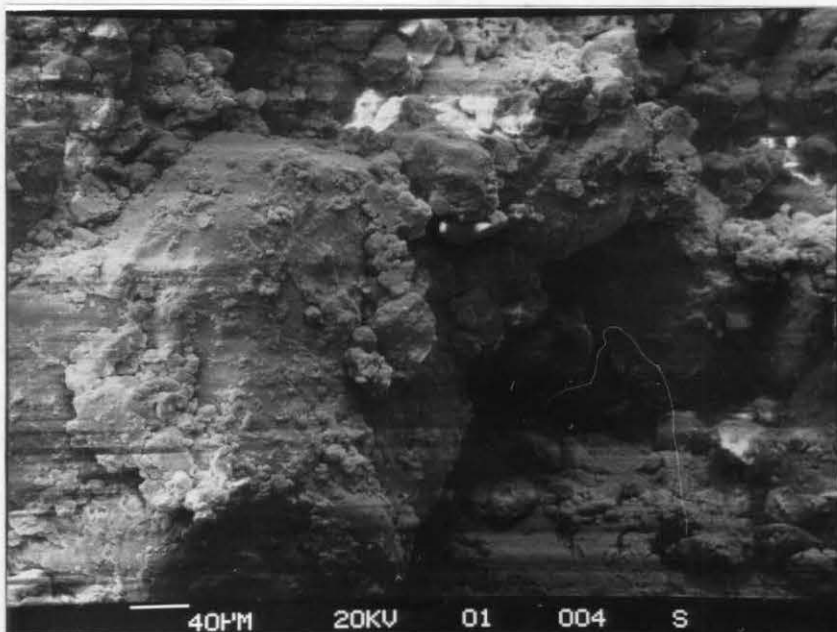
Fotografia III.6 - Amostra de solo da estaca 125+00 -
prof.: 3,50m.

Aumento: 200 vezes.



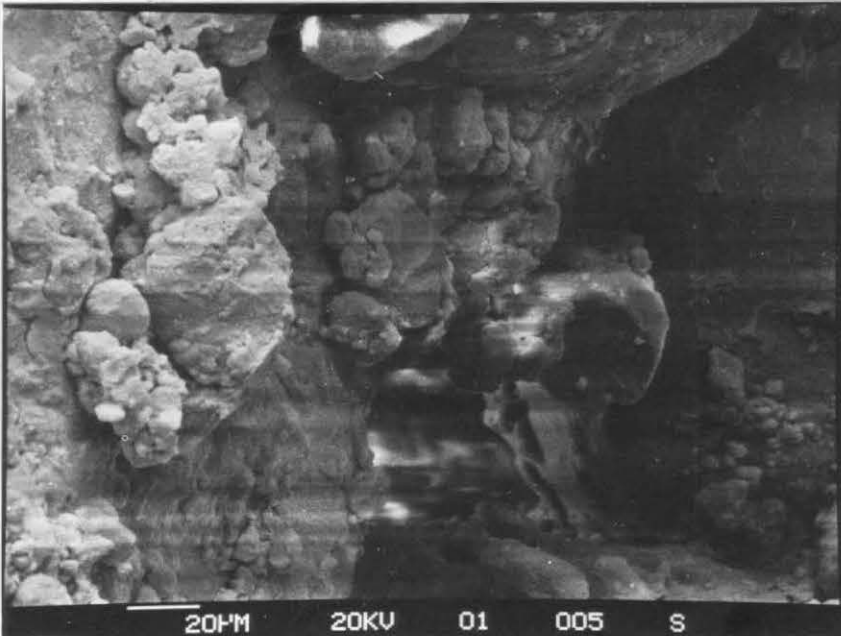
Fotografia III.7 - Amostra de solo da estaca 125+00 -
prof.: 3,50m.

Aumento: 400 vezes - ampliação da
fotografia III.6.



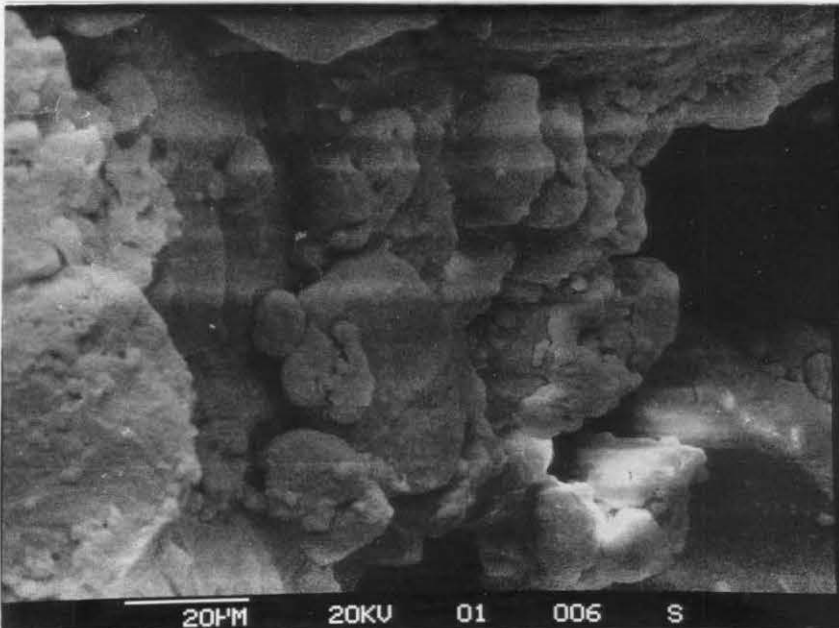
Fotografia III.8 - Amostra de solo da estaca 215+00 -
prof.: 4,00m.

Aumento: 200 vezes.



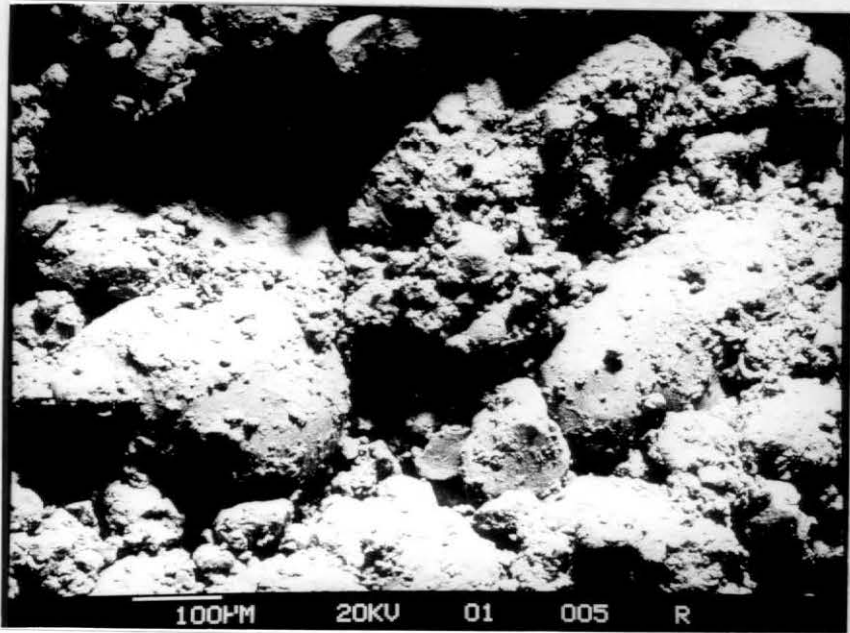
Fotografia III.9 - Amostra de solo da estaca 215+00 -
prof.: 4,00m.

Aumento: 500 vezes - ampliação da
fotografia III.8.



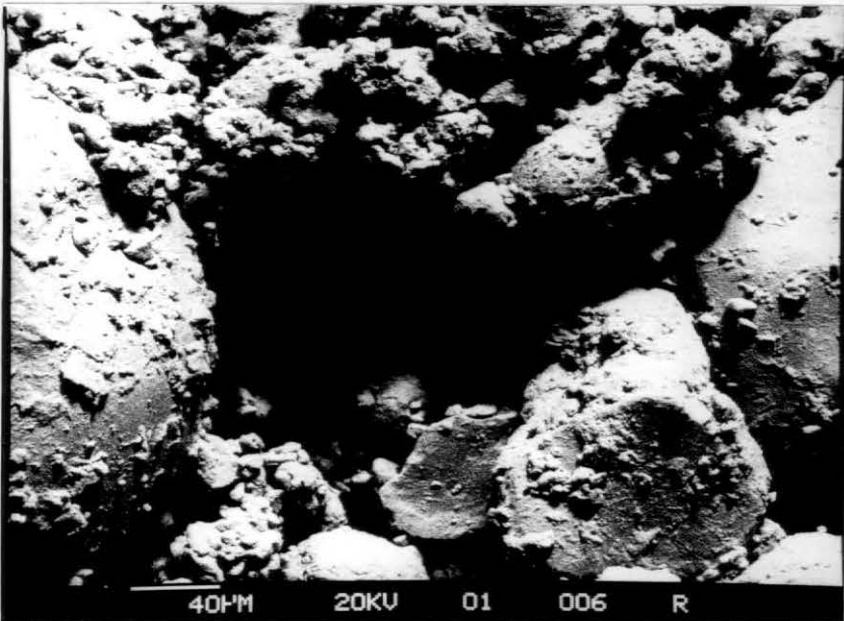
Fotografia III.10 - Amostra de solo da estaca 215+00 -
prof.: 4,00m.

Aumento: 870 vezes - ampliação da
fotografia III.9.



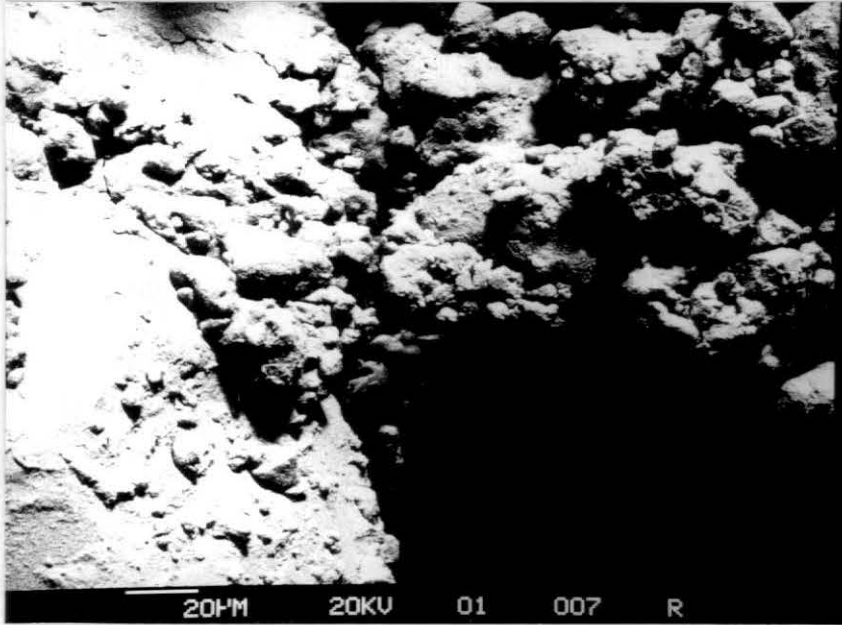
Fotografia III.11 - Amostra de solo da estaca 215+00 -
prof.: 4,00m.

Aumento: 110 vezes.



Fotografia III.12 - Amostra de solo da estaca 215+00 -
prof.: 4,00m.

Aumento: 300 vezes - ampliação da
fotografia III.11.



Fotografia III.13 - Amostra de solo da estaca 215+00 -
prof.: 4,00m.

Aumento: 500 vezes - ampliação da
fotografia III.12.

III.4.1.3 - Ensaio de Difração de Raios-X.

A constituição mineralógica dos solos colapsíveis é de grande importância para entender a formação de sua estrutura e a forma como é desencadeado o processo de colapso. Com este objetivo foram realizados ensaios no Laboratório de Difração de Raios-X do Programa de Engenharia Metalúrgica e de Ciências dos Materiais da COPPE/UFRJ. O equipamento utilizado foi o difratômetro de raios-x de marca Philips, modelo PW1130/60 com radiação de cobalto.

Os gráficos resultantes dos ensaios realizados de difração de raios-x das amostras pesquisadas na COPPE constataram a presença de quartzo, caolinita e óxido de ferro (goetita e hematita).

III.4.1.4 - Ensaio Físico-Químico.

Foram realizados ensaios químicos para a determinação de algumas propriedades a saber, pH em H₂O e em KCl, cátions trocáveis e capacidade de troca catiônica e os coeficientes K_i e K_r, que, baseados nos teores de sílica, alumina e óxido de ferro, indicam o grau de intemperismo do solo. Na tabela III.5 estão apresentados os valores médios dos resultados de ensaios químicos realizados pelo CEPED em amostras de solo entre as estacas 180+00 e 300+00 e na tabela III.6 estão os resultados de ensaios químicos realizados com as amostras pesquisadas na COPPE.

Ph em H ₂ O	Ph em KCl	Cátions trocáveis (meq/100g)					
		Ca ⁺²	Mg ⁺²	Na ⁺¹	K ⁺¹	Al ⁺³	H ⁺¹
5,70	5,07	3,88	0,51	0,02	0,07	0,52	2,74

Tabela III.5 - Valores médios dos resultados dos ensaios químicos realizados pelo CEPED.

Dados		Amostras					
		50	125	129	135	215	255
pH em H ₂ O		5,4	5,1	6,4	5,1	5,6	5,5
pH em KCl		5,9	5,0	6,0	5,2	5,4	4,6
C á t i o n s T r o c á v e i s	Ca ⁺²	-	-	-	-	0,97	-
	Mg ⁺²	-	-	-	-	0,59	-
	Al ⁺³	-	-	-	-	0,09	-
	H ⁺¹	-	-	-	-	4,95	-
	Na ⁺¹	-	-	-	-	0	-
	K ⁺¹	-	-	-	-	0	-
Ki		1,86	2,00	2,10	2,12	1,91	1,96
Kr		1,39	1,68	1,57	1,72	1,61	1,64
SiO ₂ (%)		6,9	15,4	10,0	10,7	9,1	9,1
Al ₂ O ₃ (%)		6,3	13,1	8,1	8,6	8,1	7,9
Fe ₂ O ₃ (%)		3,3	3,9	4,3	3,1	2,4	2,4
TiO ₂ (%)		0,33	0,56	0,33	0,44	0,43	0,39

Obs.: os valores dos cátions trocáveis estão em meq/100g.

Tabela III.6 - Resultados dos ensaios químicos realizados na COPPE.

Para os ensaios químicos realizados na COPPE, foram utilizados os solos que passaram na peneira #10 (2,0mm), após o destorroamento das amostras. Os solos foram então secos a 105°C e posteriormente submetidos ao ataque sulfúrico, pelo método do Laboratório de Mecânica do Solos

da COPPE/UFRJ, e do extrato obtido foram dosados os seguintes elementos pelos seguintes métodos:

- SiO_2 , através da determinação colorimétrica com mobilidato de amônia;
- Al_2O_3 , através da determinação complexométrica pelo EDTA;
- Fe_2O_3 , através do método colorimétrico com orto-fenantrolina e complexo métrico pelo EDTA;
- TiO_2 , através do método colorimétrico com H_2O_2 .

Os coeficientes K_i e K_r são determinados pelas seguintes fórmulas:

$$K_i = \frac{(\% \text{ SiO}_2/\text{pm})}{(\% \text{ Al}_2\text{O}_3/\text{pm})} \quad (\text{III.1})$$

$$K_r = \frac{(\% \text{ SiO}_2/\text{pm})}{(\% \text{ Al}_2\text{O}_3/\text{pm}) + (\% \text{ Fe}_2\text{O}_3/\text{pm})} \quad (\text{III.2})$$

onde pm : peso molecular.

Com o objetivo de se obterem informações complementares à determinação da estrutura do solo e definir o mecanismo de colapso, realizaram-se alguns ensaios físico-químicos, que são descritos a seguir.

• Ensaio FQ1 :

Com o objetivo de se determinar o estado no qual as partículas de argila se mantêm, em consequência da entrada de água, realizaram-se na COPPE ensaios de expansão livre, que consistem na medição da expansão volumétrica do solo devido à interação das partículas do solo com a água. Este ensaio foi realizado nas amostras 135+00 e 255+00, conforme o desenvolvimento abaixo.

- ensaio com a amostra da estaca 135+00:

• peso da proveta vazia : 12,334g

• peso da proveta + solo seco : 48,453g

• peso do solo seco : $P_1 = 48,453 - 12,334 = 36,119\text{g}$

• volume aparente ocupado pelo solo destorroado :
 $V_1 = 29,6 \text{ cm}^3$

• massa específica aparente : $\gamma = 1,22 \text{ g/cm}^3$

Após se adicionar água na proveta, esta foi agitada e deixada em repouso durante 24 horas, para a precipitação das partículas e, assim, a medição do volume final:

• volume após precipitação da partículas :

$$V_2 = 34,0 \text{ cm}^3$$

• expansão livre: $EL(\%) = \frac{V_2 - V_1}{V_1} \times 100 = 15\%$

• expansão livre unitária : $\frac{EL}{\gamma} = \frac{15\%}{1,22} = 12\%$

- ensaio com a amostra da estaca 135+00:

• peso da proveta vazia : 12,334g

• peso da proveta + solo seco : 52,968g

• peso do solo seco : $P_1 = 52,968 - 12,334 = 40,634\text{g}$

• volume aparente ocupado pelo solo destorroado :
 $V_1 = 29,6 \text{ cm}^3$

• massa específica aparente : $\gamma = 1,37 \text{ g/cm}^3$

Após se adicionar água na proveta, esta foi agitada e deixada em repouso durante 24 horas, para a precipitação das partículas e, assim, a medição do volume final:

·volume após precipitação das partículas :

$$V_2 = 36,0 \text{ cm}^3$$

·expansão livre: $EL(\%) = \frac{V_2 - V_1}{V_1} \times 100 = 22\%$

·expansão livre unitária : $\frac{EL}{\gamma} = \frac{22\%}{1,37} = 16\%$

· Ensaio FQ2 :

Este ensaio consistiu na observação dos resultados de três diferentes tratamentos do solo.

Dois torrões de solo da amostra da estaca 135+00, de aproximadamente 7g, foram inundados com 10ml de água destilada dentro de um becher. O primeiro iniciou um processo de desintegração devido à interação água-solo, que foi intensificado ao se provocar movimentações rotativas no becher, colocando-se depois o material dentro de uma proveta. O segundo foi colocado dentro de um aparelho de ultrassom por um determinado tempo, suficiente para quebrar fisicamente todas ligações entre as partículas sólidas, despejando-se, posteriormente, o conteúdo dentro de uma segunda proveta. Um terceiro torrão foi inundado por 10ml de hexametáfosfato de sódio, com o objetivo de aumentar a dupla camada das partículas de argila, provocando a dispersão das mesmas e, conseqüentemente, a quebra das ligações. Para aumentar este efeito, colocou-se o becher dentro do aparelho de ultrassom, despejando-se, depois, o conteúdo dentro de uma terceira proveta.

Os resultados visuais (fotografia III.14) mostraram, na primeira proveta, uma uniformidade das dimensões das partículas, não evidenciando, portanto, a

presença de partículas de argila individualizadas, mas sim aglomeradas em micronódulos. Na segunda proveta, verificou-se uma diferenciação das dimensões das partículas no perfil do material precipitado, em ordem decrescente de baixo para cima. Na terceira proveta, observou-se uma dispersão das partículas de argila, permitindo a deposição das partículas de areia e mais vagorosamente as de silte, enquanto as de argila permaneceram em suspensão.



Fotografia III.14 - Ensaio FQ2.

• Ensaio FQ3 :

Como já foi dito, o fenômeno de colapso é influenciado pelo tipo de fluido pelo qual o solo é inundado. Desta forma, foram realizados ensaios com o objetivo de evidenciar esta ocorrência e tentar explicá-la. Estes ensaios consistiram em embeber torrões de solo dentro

de um becher em diferentes soluções de álcool metílico ou metanol (CH_4O) e analisar a integridade dos torrões. Foram utilizados torrões de solo de aproximadamente sete gramas da amostra da estaca 135+00, colocados em um becher, e depois dez mililitros de solução foram despejados lentamente dentro do recipiente. Verificaram-se comportamentos diversos para diferentes soluções, que estão apresentados na tabela III.7 e nas fotografias III.15a e III.15b.

Concentração de metanol em água dest. (%)	Comportamento do torrão	
	após 10 minutos	após 24 horas
0,0	desmoronou-se	destorrou-se completamente
7,5	desmoronou-se, mas manteve uma parte central estável	destorrou-se completamente
10,0	desmoronou-se	destorrou-se completamente
25,0	desmoronou-se	destorrou-se completamente
50,0	desmoronou-se	destorrou-se quase que completamente, não tanto quanto os torrões em solução de concentração menor de metanol
60,0	manteve-se estável	destorrou-se parcialmente
80,0	manteve-se estável	manteve-se estável
90,0	manteve-se estável	manteve-se estável
100,0	manteve-se estável	manteve-se estável

Tabela III.7 - Comportamento do solo embebido em soluções de diferentes concentrações de metanol em água destilada.



Fotografia III.15a - Ensaio FQ3: Interação do solo com soluções de metanol sob concentrações de 0, 7,5, 10, 25, e 50%, aos 10 min..



Fotografia III.15b - Ensaio FQ3: Interação do solo com soluções de metanol sob concentrações de 60, 80, 90 e 100%, aos 10 min..

Pôde-se observar, também, uma diferença considerável quanto à saída de bolhas de ar do solo durante o embebedimento, verificando um aumento da expulsão de bolhas de ar a medida que diminuía a concentração de álcool metílico em água destilada.

• Ensaio FQ4 :

Em outro ensaio, com os mesmos objetivos que esses anteriores, um torrão de solo da estaca 135+00 foi embebido em 100% de metanol e o mesmo se mostrou estável por um determinado tempo. No mesmo becher foi sendo adicionada água destilada até se reduzir a concentração de metanol a 10%, não se verificando nenhuma alteração quanto à integridade do torrão. Após aproximadamente dez minutos, iniciou-se um processo de pequenos "descascamentos" do torrão, não ocorrendo fraturas consideráveis mas, após 20 horas, o torrão se apresentou completamente fraturado.

Verificou-se neste ensaio a mesma tendência apresentada pelo ensaio anterior, quanto à expulsão de bolhas de ar.

• Ensaio FQ5 :

Foi realizado também o ensaio proposto por BENITES (1968), citado no item II.6.9 , utilizado para identificação da colapsibilidade dos solos. Para a realização deste ensaio, foram imersos torrões dos solos pesquisados na COPPE, de aproximadamente dois gramas, em bechers com 125ml de água destilada e medidos os tempos necessários para a desintegração total dos torrões. Para

evitar ou diminuir o efeito do forte impacto físico da água no torrão quando se deixa cair o mesmo, foi providenciada uma base com alça para permitir uma descida gradativa do torrão até a base do becher, conforme a figura III.5. Foram realizados dois ensaios para cada amostra, cujos resultados estão apresentados na tabela III.8.

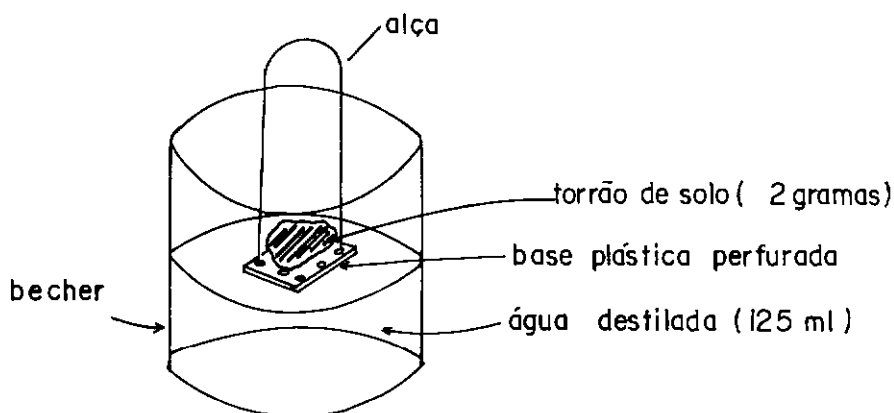


Figura III.5 - Esquema adotado para realização do ensaio proposto por BENITES (1968).

Amostra	Peso do torrão (gramas)	Tempo p/ desintegração total (seg.)
50+00	2,0	≈ 3,0
	2,2	≈ 4,0
125+00	2,3	≈ 15,0
	2,2	≈ 15,0
135+00	2,3	≈ 12,0
	2,3	≈ 10,0
215+00	2,3	≈ 4,0
	2,3	≈ 5,0
435+00	2,1	≈ 15,0
	2,0	≈ 15,0

Tabela III.8 - Resultados do ensaio proposto por BENITES (1968) para identificação da colapsividade.

III.4.1.5 - Ensaio Oedométricos.

Foram realizados ensaios oedométricos simples e "duplo" para a análise da deformação de colapso unidimensional.

O ensaio simples consiste, basicamente, num ensaio oedométrico convencional, em que o corpo de prova, no estado natural, é submetido a estágios de carga. Após a estabilização das deformações sob uma tensão vertical pré-estabelecida, o c.p. é inundado e o ensaio prossegue normalmente. O ensaio "duplo" consiste em dois ensaios oedométricos convencionais, sendo que um corpo de prova é previamente inundado e o outro é ensaiado sob umidade natural. Maiores informações a respeito dos ensaios oedométricos para análise de colapsibilidade constam no item II.5.5.

A grandeza que quantifica o colapso, para uma determinada tensão vertical, é a deformação específica de colapso, cujo valor é calculado pela razão entre a deformação vertical (ou volumétrica) devido à inundação do c.p. e a sua altura (ou volume) imediatamente antes da inundação. Nos ensaios oedométricos, a deformação específica vertical ou volumétrica de colapso, simbolizadas por ϵ_{vc} e ϵ_{volc} , respectivamente, são iguais.

Em termos de índice de vazios, tem-se:

$$\epsilon_{vc} = \frac{\Delta e_c}{1 + e_c} \quad (\text{III.3})$$

onde Δe_c é a variação do índice de vazios devido ao colapso e e_c é o índice de vazios imediatamente antes do colapso (figura II.16). No ensaio "duplo" Δe_c é diferença entre os

índices de vazios das curvas dos dois corpos de prova (c.p.'s) na tensão considerada e e_c é o índice de vazios do c.p. na umidade natural ao final do estágio de carregamento sob a mesma tensão.

Em termos de deformação específica tem-se,

$$\varepsilon_{vc} = \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_i}{1 - \varepsilon_i} \quad (\text{III.4})$$

onde ε_i é a deformação específica devida ao carregamento do c.p. (até a tensão considerada sob a umidade natural) e ε_c é a deformação específica alcançada em consequência da inundação do c.p., ambas em relação à altura que o c.p. apresenta no início do ensaio. As figuras III.6a e III.6b apresentam os significados gráficos destas deformações nos ensaios oedométricos simples e "duplo", respectivamente. Nas tabelas que apresentam os resultados dos ensaios oedométricos, constam também as deformações plásticas observada após o descarregamento até a tensão vertical de inundação do c.p. (figura III.6c).

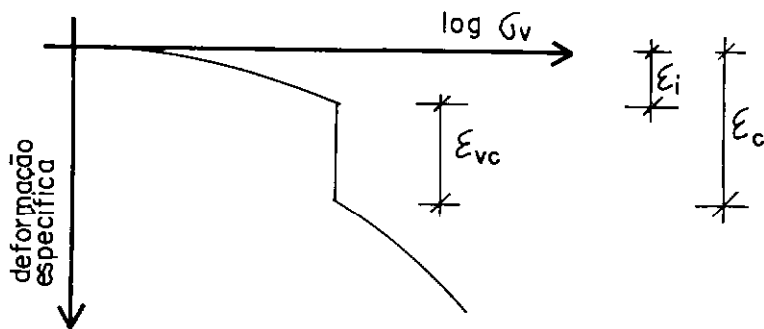


Figura III.6- Significado gráfico das deformações.
(a)ensaio oedométrico simples.

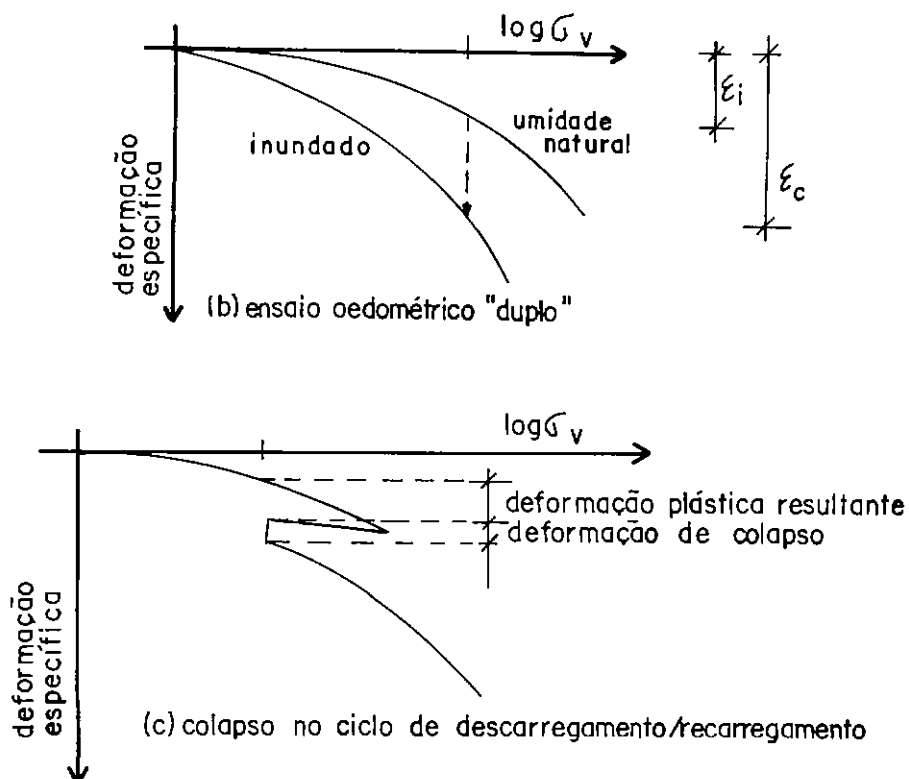


Figura III.6- Significado gráfico das deformações

Do total de ensaios oedométricos apresentados nesta dissertação, 56 foram realizados pelo CEPED e 6 foram realizados na COPPE.

a - ensaios oedométricos realizados no CEPED

O CEPED realizou ensaios oedométricos simples e "duplo", conforme apresentação das tabelas III.9 e III.10, respectivamente.

A caracterização de cada corpo de prova está apresentada na tabela III.3, respeitando os respectivos números de referência.

O CEPED utilizou prensas e células oedométricas fabricadas pela SoilTest, Inc e anéis oedométricos fixos, cujas dimensões foram de 6,30cm de diâmetro e de 2,37cm a 2.78cm (média de 2,45cm) de altura.

Ref. c.p	Estaca	Prof. (n)	Diâmetro (cm)	Ho (cm)	Tensão vertical na inundação (KPa)	e_c	Δe_c	Def. esp. de colapso (%)
2	5+00	1.00	6.30	2.40	25.0	0.654	0.033	2.00
3	5+00	1.00	6.30	2.40	50.0	0.673	0.109	6.52
5	25+00	1.00	6.30	2.42	50.0	0.643	0.056	3.41
8*	25+00	2.50	6.30	2.46	25.0	0.606	0.020	1.25
9*	25+00	2.50	6.30	2.42	50.0	0.611	0.065	4.03
11*	50+00	1.00	6.30	2.44	25.0	0.464	0.010	0.68
17	100+00	1.50	6.30	2.54	6.0	0.655	0.011	0.66
18	100+00	1.50	6.30	2.48	200.0	0.620	0.084	5.19
23*	125+00	4.00	6.30	2.42	25.0	0.634	-0.001	-0.06
24*	125+00	4.00	6.30	2.44	50.0	0.650	0.003	0.18
25	125+00	4.00	6.30	2.43	200.0	0.647	0.011	0.67
27*	125+00	5.30	6.30	2.42	25.0	0.658	-0.001	-0.06
28*	125+00	5.30	6.30	2.42	50.0	0.631	0.004	0.25
29	125+00	5.30	6.30	2.42	200.0	0.628	0.022	1.35
31	125+00	6.00	6.30	2.52	6.0	0.614	0.014	0.87
32	125+00	6.00	6.30	2.62	200.0	0.618	0.089	5.50
34	125+00	6.00	6.30	2.48	6.0	0.573	0.000	0.00
36*	125+10	3.50	6.30	2.44	50.0	0.753	0.002	0.10
37	125+10	3.50	6.30	2.43	200.0	0.738	0.109	6.27
39	170+00	1.00	6.30	2.41	25.0	0.885	0.049	2.60
42	170+00	2.00	6.30	2.42	25.0	0.928	0.051	2.65
49	210+00	5.00	6.30	2.51	6.0	0.700	0.017	1.00
50	210+00	5.00	6.30	2.50	200.0	0.687	0.180	10.67
51	210+00	5.00	6.30	2.48	12.5	0.727	0.000	0.00
54	215+00	2.00	6.30	2.43	25.0	0.695	0.025	1.46
55	215+00	2.00	6.30	2.38	50.0	0.689	0.056	3.32
57	215+00	4.00	6.30	2.46	25.0	0.725	0.036	2.09
60	230+00	1.00	6.30	2.46	25.0	0.844	0.034	1.84
61	230+00	1.00	6.30	2.37	50.0	0.737	0.051	2.94
63	230+00	2.00	6.30	2.42	25.0	0.824	0.044	2.41
64	230+00	2.00	6.30	2.44	50.0	0.849	0.127	6.87
68	255+00	2.00	6.30	2.46	25.0	0.760	0.018	1.02
69	255+00	2.00	6.30	2.44	50.0	0.746	0.104	5.96

Tabela III.9 - Resultados dos ensaios oedométricos simples realizados pelo CEPEB.

c.p.	Estaca	Prof. (m)	Diâmetro (cm)	Ho (cm)	Tensão vertical na inundação (KPa)	ec	Δec	Def. esp. de colapso (%)
71	255+00	4.00	6.30	2.42	50.0	0.541	0.033	2.14
72	255+00	4.00	6.30	2.42	25.0	0.636	0.017	1.04
74	260+00	5.00	6.30	2.43	6.0	0.634	0.013	0.80
76	280+00	1.00	6.30	2.37	25.0	0.809	0.050	2.76
77	280+00	1.00	6.30	2.37	50.0	0.773	0.057	3.21
79	280+00	2.00	6.30	2.45	25.0	0.834	0.036	1.96
80	280+00	2.00	6.30	2.43	50.0	0.749	0.073	4.17
82	285+00	5.00	6.30	2.50	6.0	0.731	0.011	0.64
83	285+00	5.00	6.30	2.78	200.0	0.667	0.116	6.96
84*	285+00	5.00	6.30	2.51	12.5	0.712	0.000	0.00

* : ESSES CORPOS DE PROVA SOFBERAM COLAPSO NO CICLO DE DESCARREGAMENTO/RECARREGAMENTO.
A TENSÃO VERTICAL DE DESCARREGAMENTO E A DEFORMAÇÃO PLÁSTICA RESULTANTE DA
PRÉ-COMPRESSÃO DO C.P. ESTÃO APRESENTADAS ABAIXO:

c.p.	Tensão vertical de descarregamento	Deformação plástica Específica
8	50.0	0.31
9	50.0	0.43
11	50.0	0.81
23	100.0	0.75
24	100.0	0.33
27	100.0	1.42
28	100.0	1.40
36	100.0	0.42
84	100.0	1.01

Tabela III.9 - Resultados dos ensaios oedométricos simples realizados pelo CEPED
(continuação).

c.p.	Estaca	Prof. (m)	Estado do c.p.	12,5 kPa		25.0 kPa		50.0 kPa		100.0 kPa		200.0 kPa		400.0 kPa		800.0 kPa		
				ec	def. esp. de col.(%)	ec	def. esp. de col.(%)	ec	def. esp. de col.(%)	ec	def. esp. de col.(%)	ec	def. esp. de col.(%)	ec	def. esp. de col.(%)	ec	def. esp. de col.(%)	
33	125+00	6.00	N															
	C O L A P S O			0.562	0.21	0.559	0.41	0.555	0.86	0.550	1.72	0.545	3.22	0.538	6.48	0.527	10.72	
34	125+00	6.00	I															
48	210.00	5.00	N															
	C O L A P S O			0.733	1.38	0.728	2.37	0.721	4.30	0.703	4.87	0.680	8.21	0.649	11.22	---	---	
49	210.00	5.00	I															
52	210.00	5.00	N															
	C O L A P S O			0.701	0.20	0.698	0.90	0.691	2.56	0.682	5.90	0.665	9.80	---	---	---	---	
53	210.00	5.00	I															
73	260+00	5.00	N															
	C O L A P S O			0.650	0.99	0.642	2.28	0.634	4.30	0.625	7.88	0.612	11.59	---	---	---	---	
74	260+00	5.00	I															
81	285+00	5.00	N															
	C O L A P S O			0.730	1.24	0.723	1.27	0.718	2.03	0.706	3.62	0.693	7.32	0.671	11.01	---	---	
82	285+00	5.00	I															

onde N : natural; I: inundado sob a tensão vertical de 6 kPa;

ec: índice de vazios imediatamente antes da inundação do c.p.; def. esp. de col.: deformação específica de colapso.

Tabela III.10 - Resultados dos ensaios oedométricos "duplo" realizados pelo CEPED.

Nos ensaios oedométricos simples, a maioria dos corpos de prova foram submetidos a estágios de carregamento de 6; 12,5; 25; 50; 100 e 200 kPa. Em alguns ensaios, suprimiu-se o primeiro estágio de 6 kPa e/ou prolongou-se o mesmo até o estágio de 400 ou 800 kPa. Ocorreram inundações de c.p.'s sob diversas tensões verticais, sendo que algumas delas aconteceram no ciclo de descarregamento e recarregamento.

Nos ensaios oedométricos "duplo", a amostra dita pré-inundada foi inundada sob a tensão vertical de 6 kPa, após a estabilização de deformações sob umidade natural, devido a necessidade de se ter uma tensão vertical mínima que possibilitasse a leitura do deflectômetro.

Algumas curvas $\log \sigma_v \times \varepsilon_v$ e $\sqrt{t} \times \varepsilon_v$ representativas dos ensaios realizados pelo CEPED estão apresentadas nas figuras III.7 a III.27.

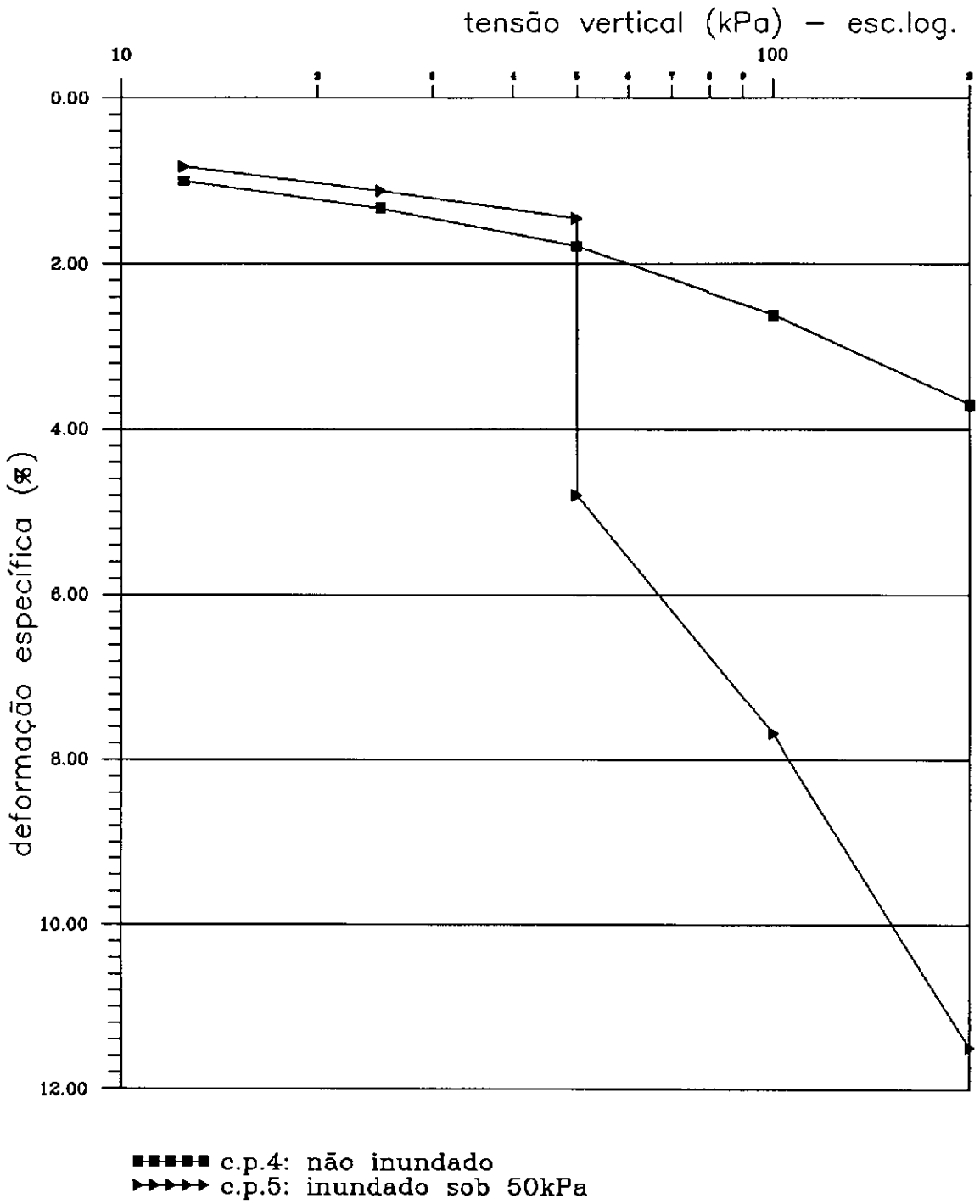


Fig. III.7: Ensaio oedométrico - CEPED
 Amostra da estaca 25+00 - prof.:1,00m

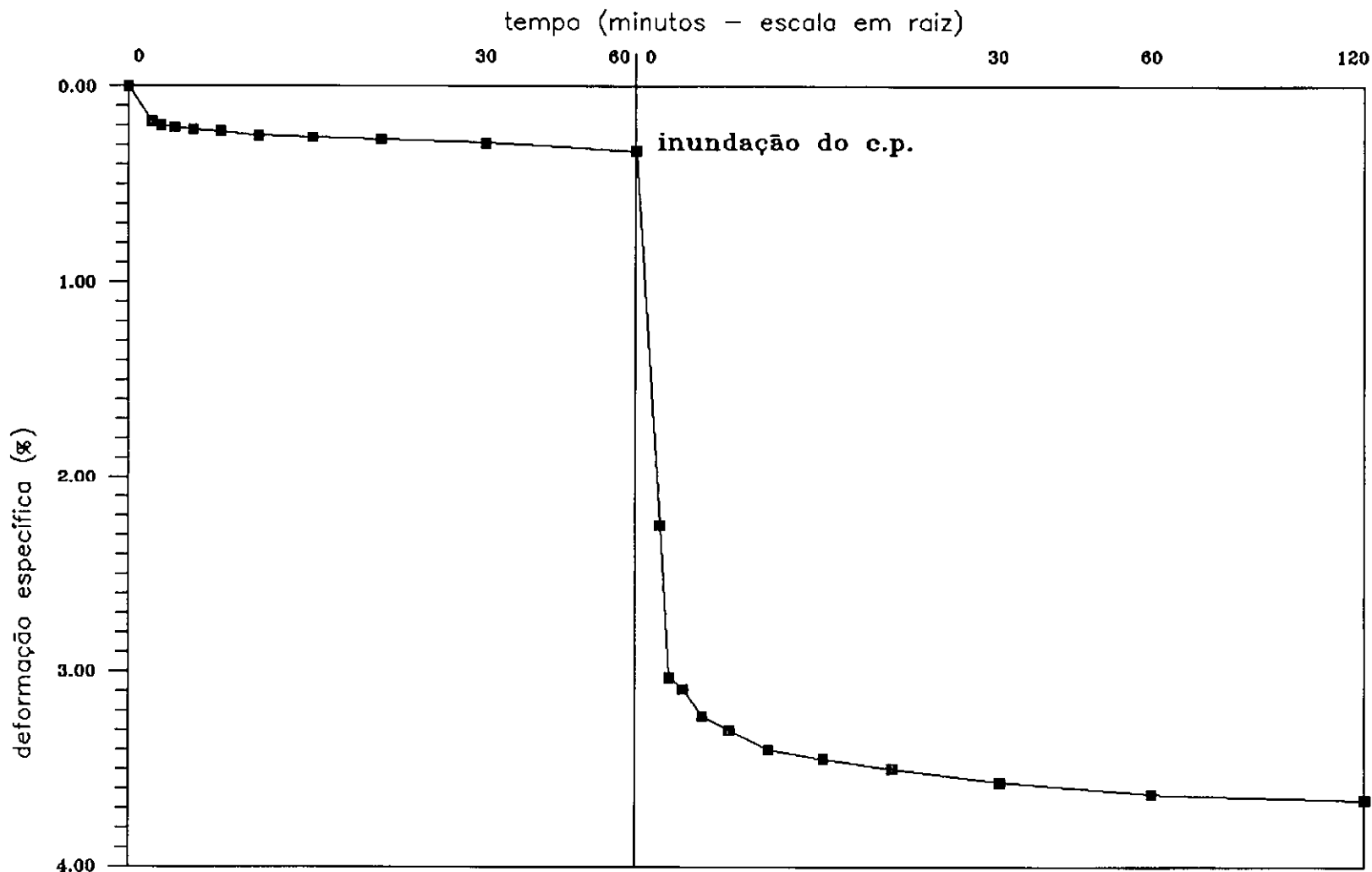


Fig III.8: Ensaio oedométrico - CEPED

Amostra da estaca 25+00 - prof.:1,00m

Deformação específica x tempo - tensão vertical: 50kPa

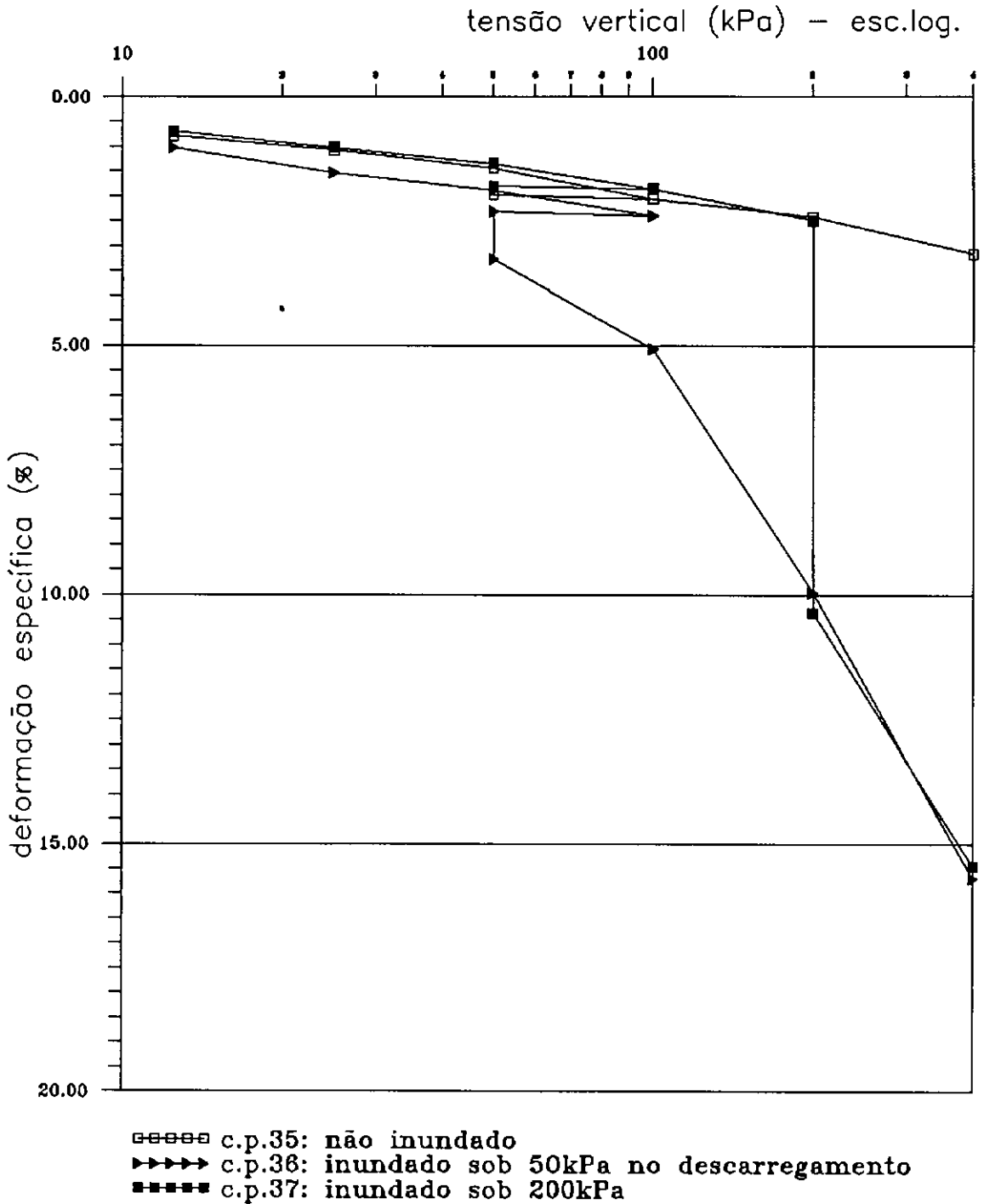


Fig. III.9: Ensaio oedométrico – CEPED
 Amostra da estaca 125+10 – prof.:3,50m

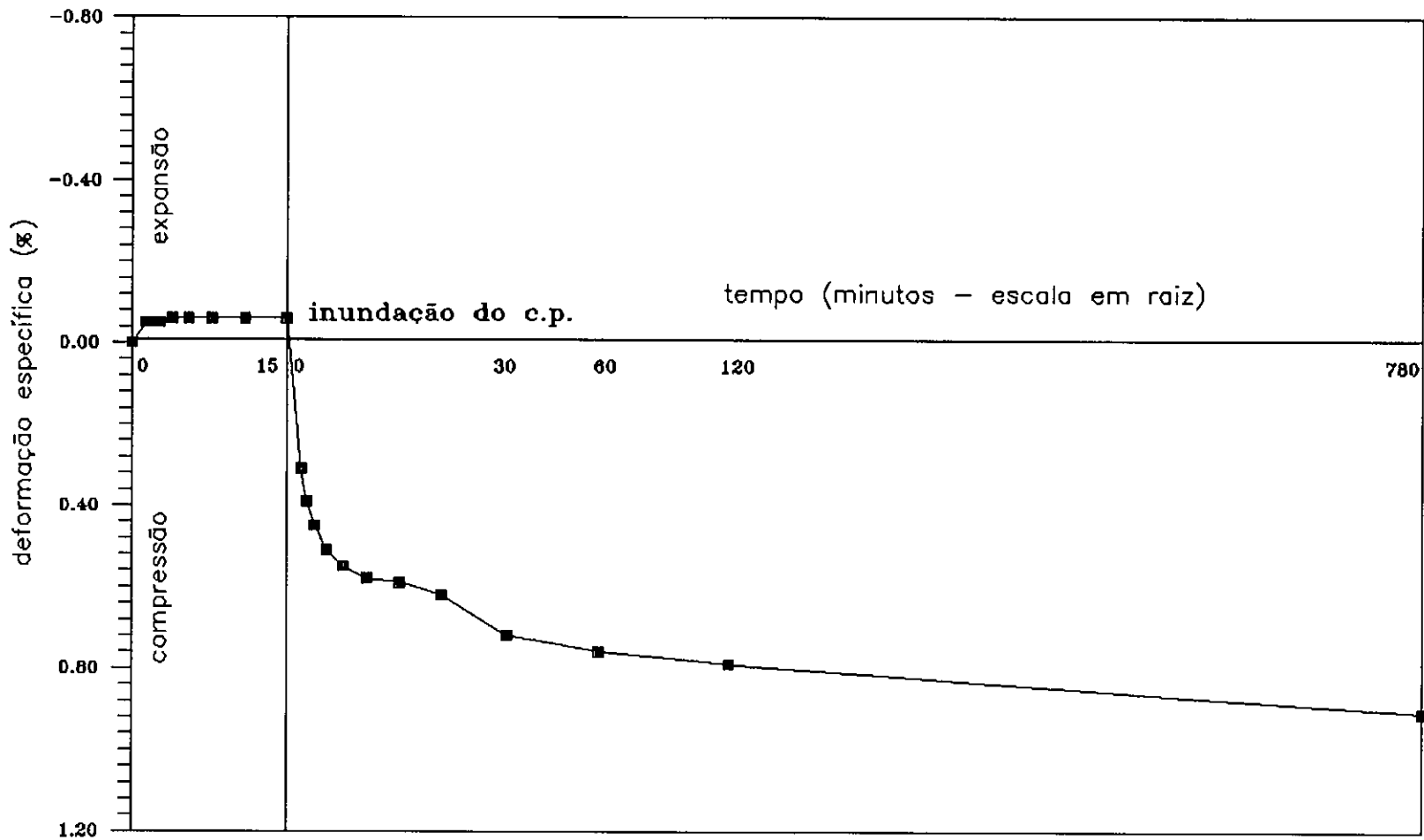


Fig III.10: Ensaio oedométrico - CEPED
 Amostra da estaca 125+10 - prof.:3,50m
 Deformação específica x tempo - tensão vertical: 50kPa (descarregamento)

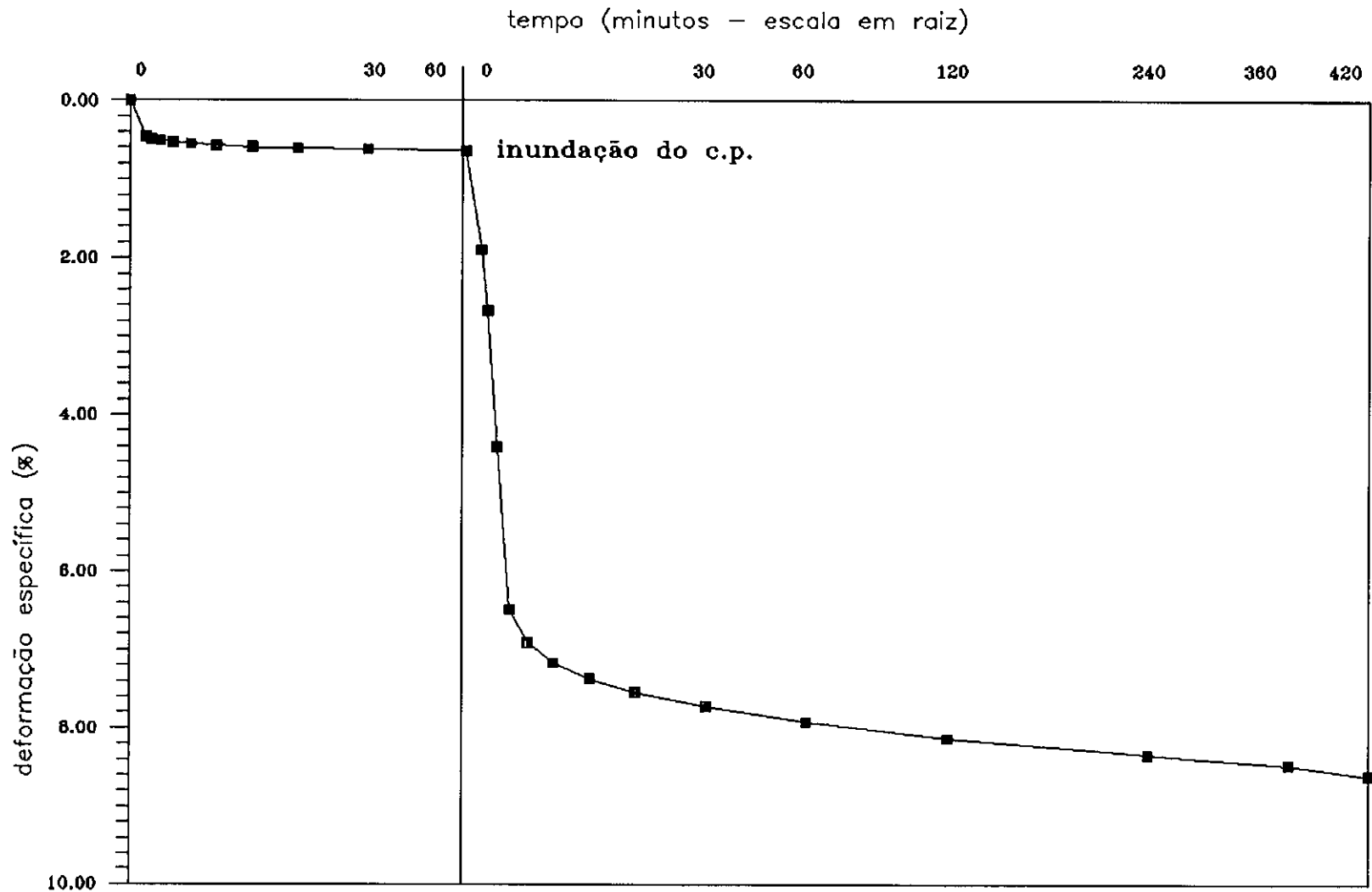


Fig III.11: Ensaio oedométrico - CEPED
 Amostra da estaca 125+10 - prof.:3,50m
 Deformação específica x tempo - tensão vertical: 200kPa

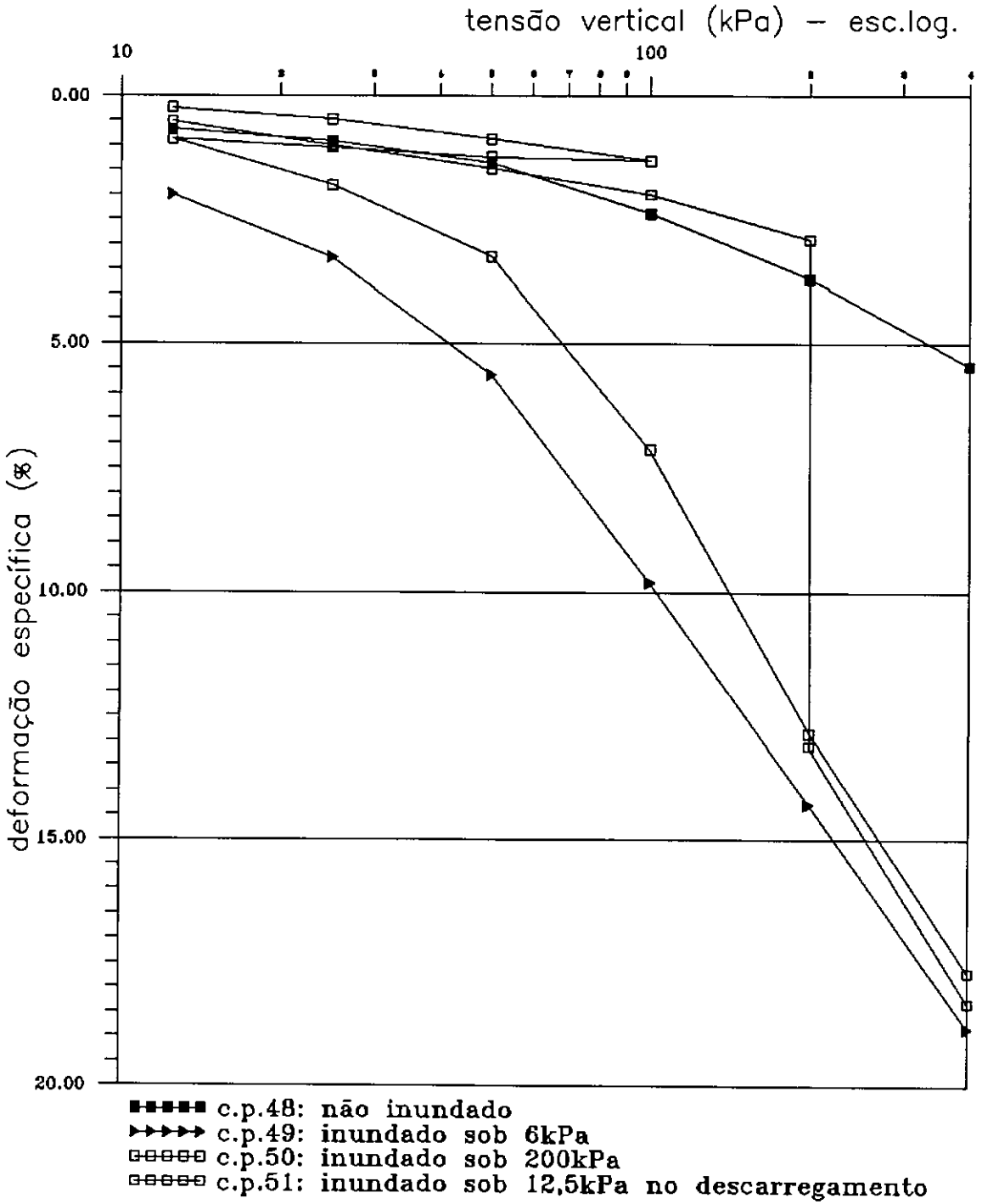


Fig. III.12: Ensaio oedométrico - CEPED
 Amostra da estaca 210+00 - prof.:5,00m

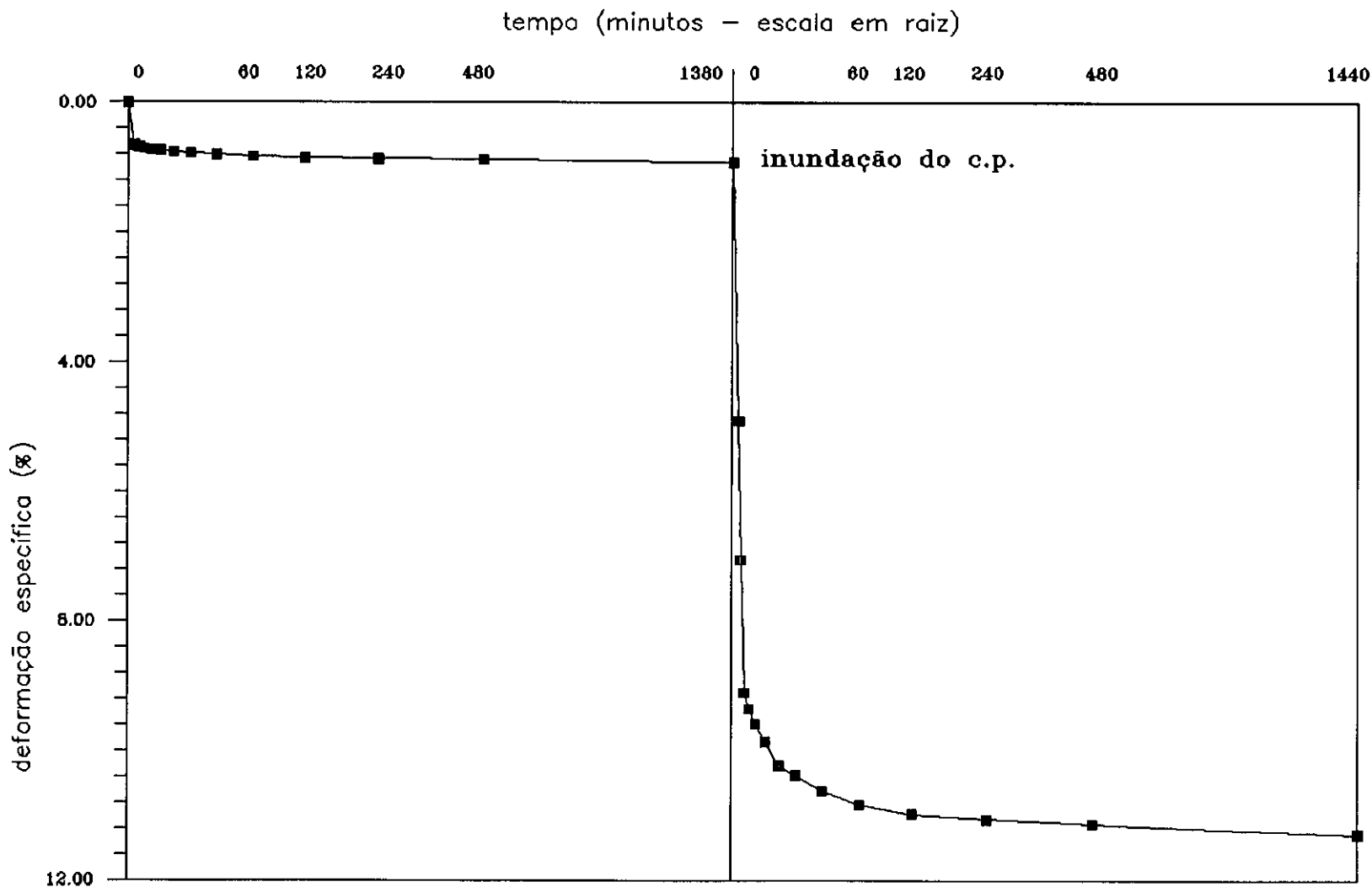


Fig III.13: Ensaio oedométrico - CEPED
 Amostra da estaca 210+00 - prof.:5,00m
 Deformação específica x tempo - tensão vertical: 200kPa

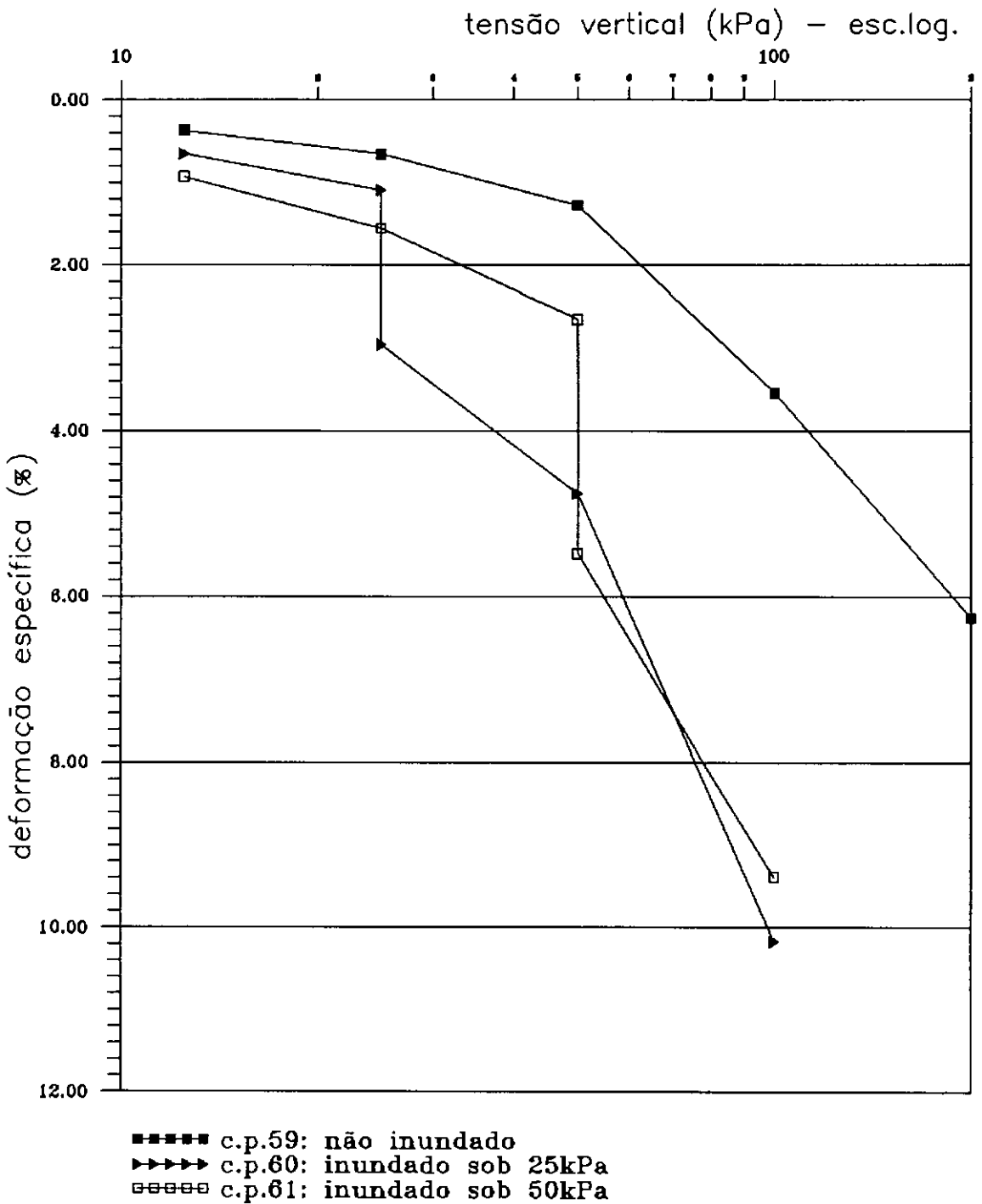


Fig. III.14: Ensaio oedométrico – CEPED
 Amostra da estaca 230+00 – prof.:1,00m

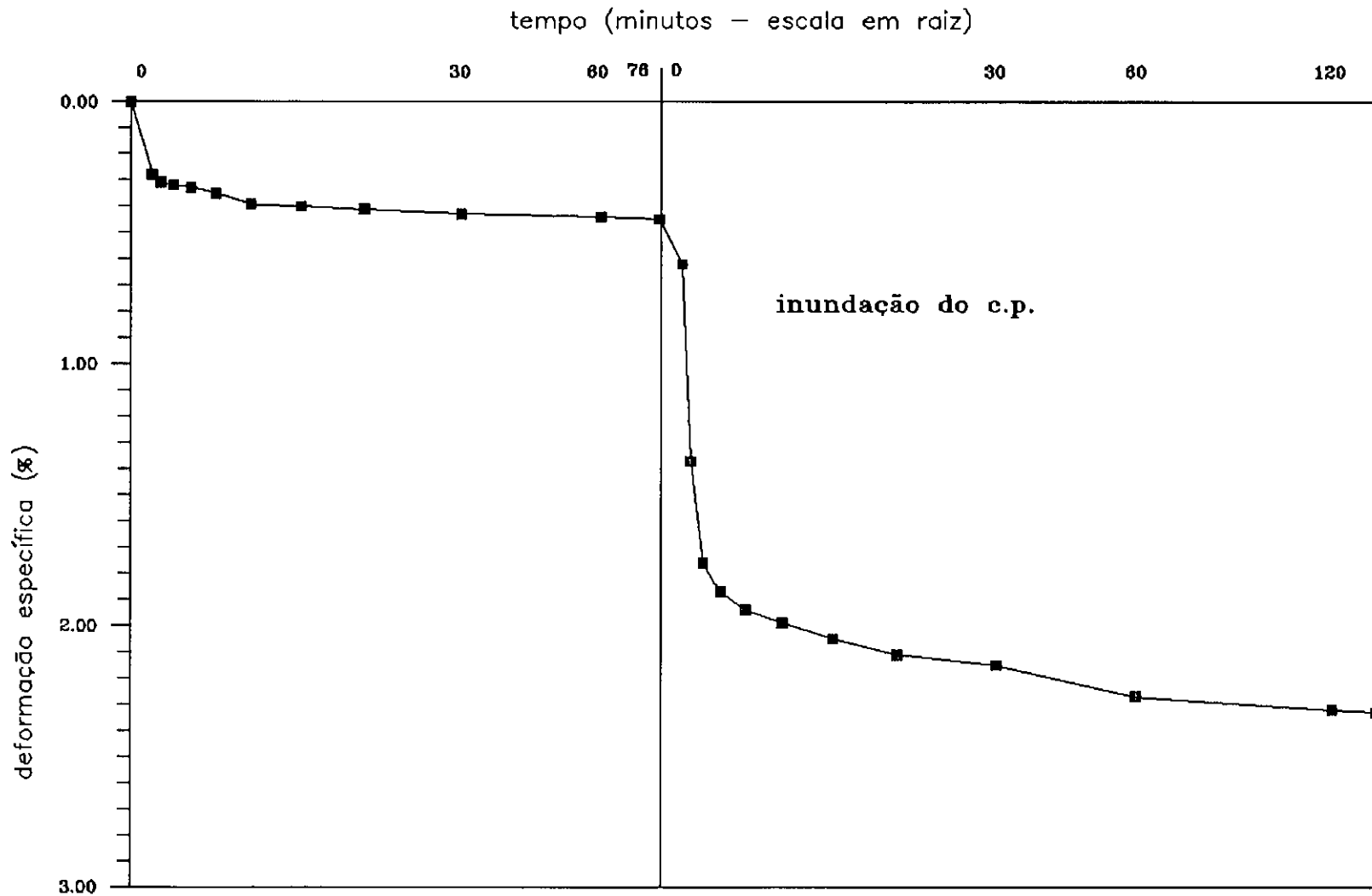


Fig III.15: Ensaio oedométrico - CEPED
 Amostra da estaca 230+00 - prof.:1,00m
 Deformação específica x tempo - tensão vertical: 25 kPa

tempo (minutos - escala em raiz)

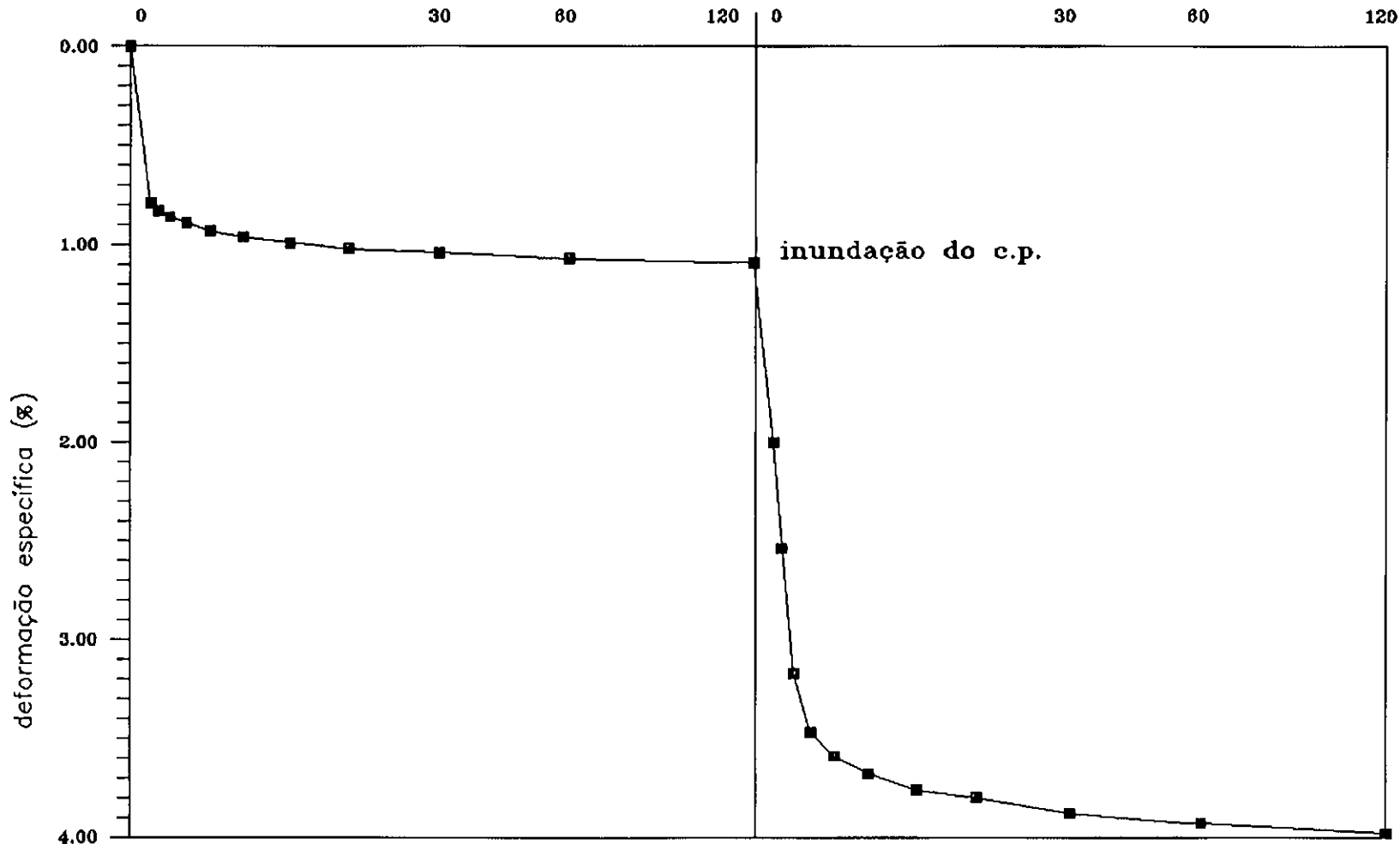


Fig III.16: Ensaio oedométrico - CEPED
Amostra da estaca 230+00 - prof.:1,00m
Deformação específica x tempo - tensão vertical: 50kPa

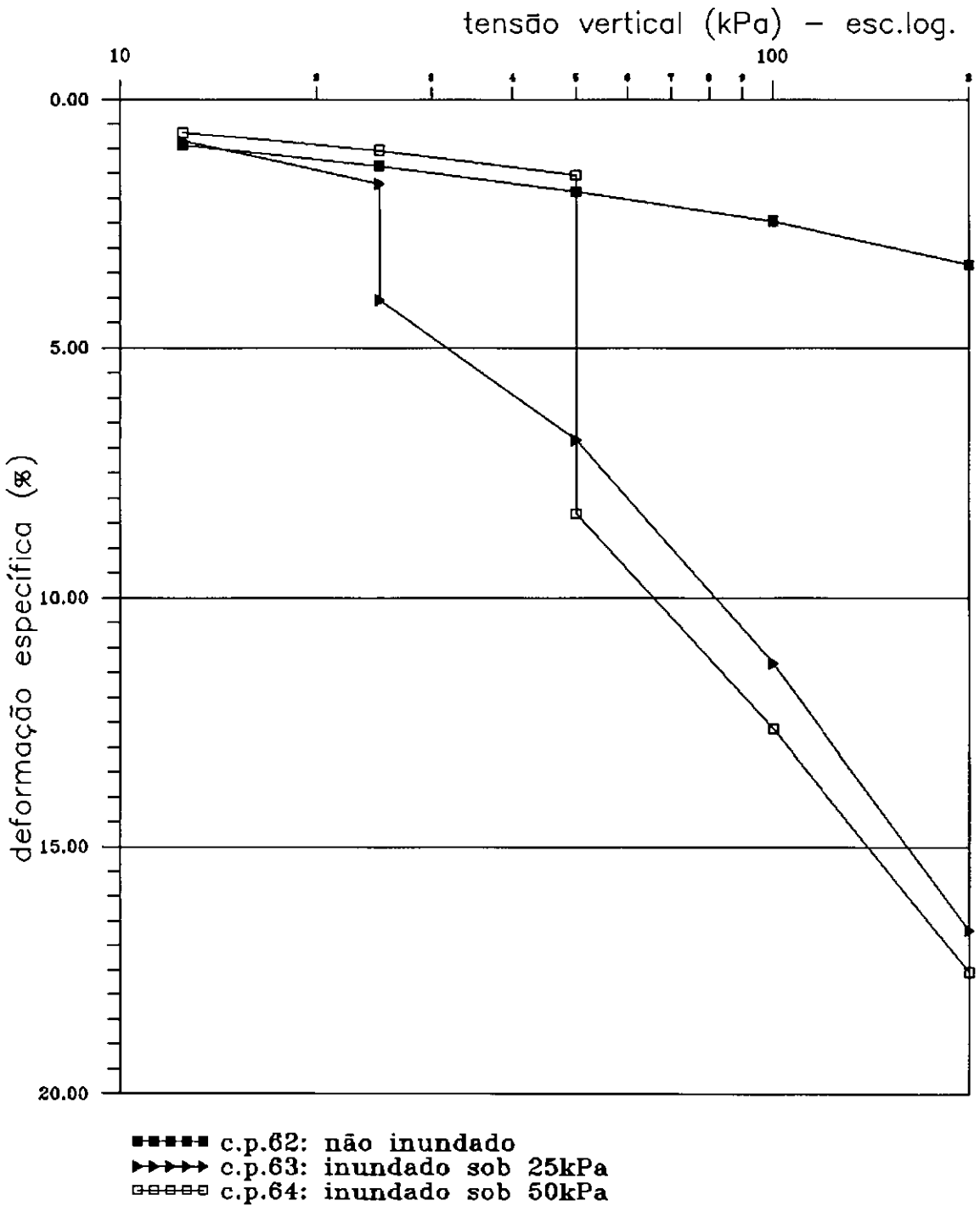


Fig. III.17: Ensaio oedométrico - CEPED
 Amostra da estaca 230+00 - prof.:2,00m

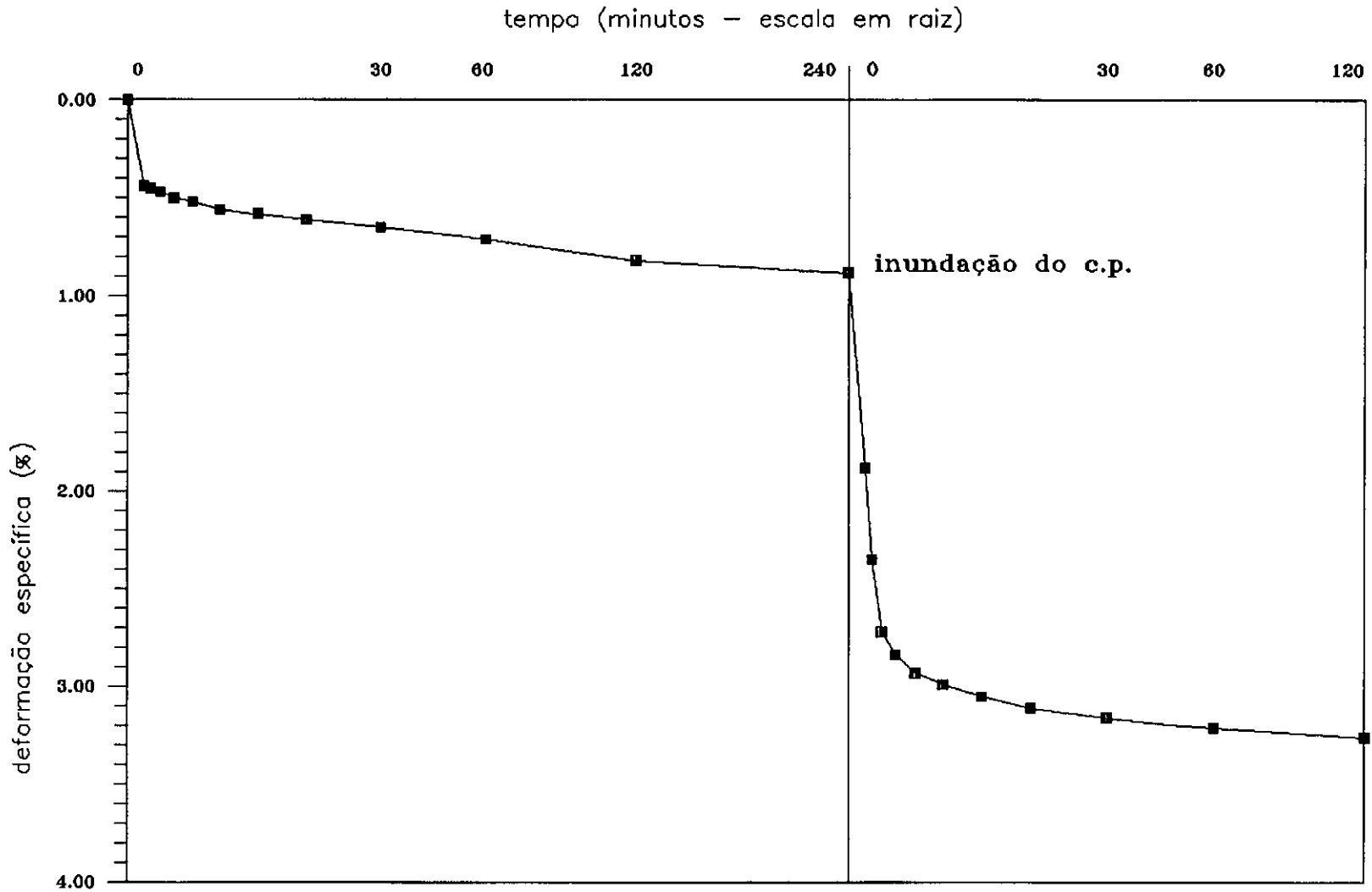


Fig III.18: Ensaio oedométrico - CEPED
 Amostra da estaca 230+00 - prof.:2,00m
 Deformação específica x tempo - tensão vertical: 25kPa

tempo (minutos - escala em raiz)

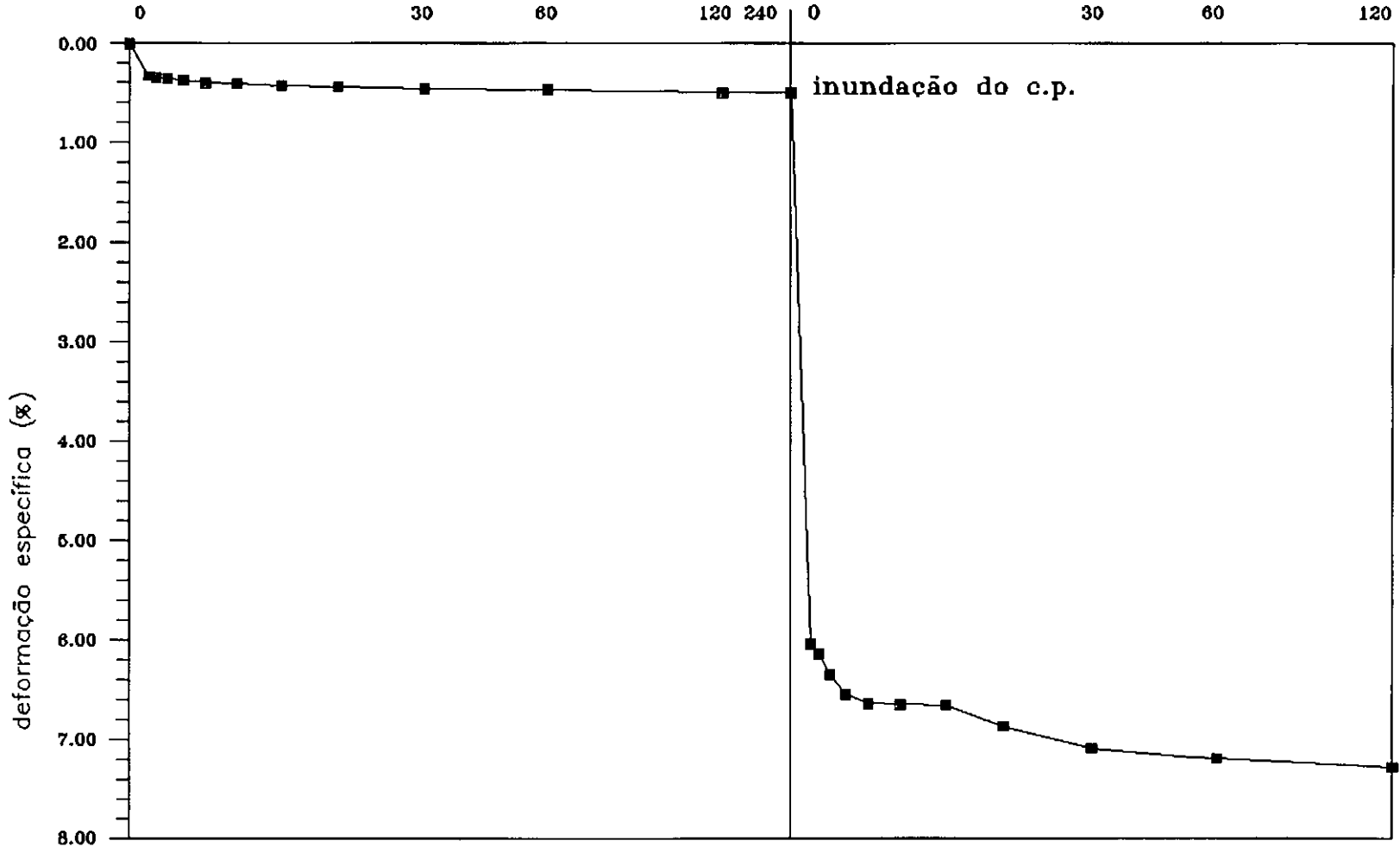


Fig III.19: Ensaio oedométrico - CEPED
Amostra da estaca 230+00 - prof.:2,00m
Deformação específica x tempo - tensão vertical: 50kPa

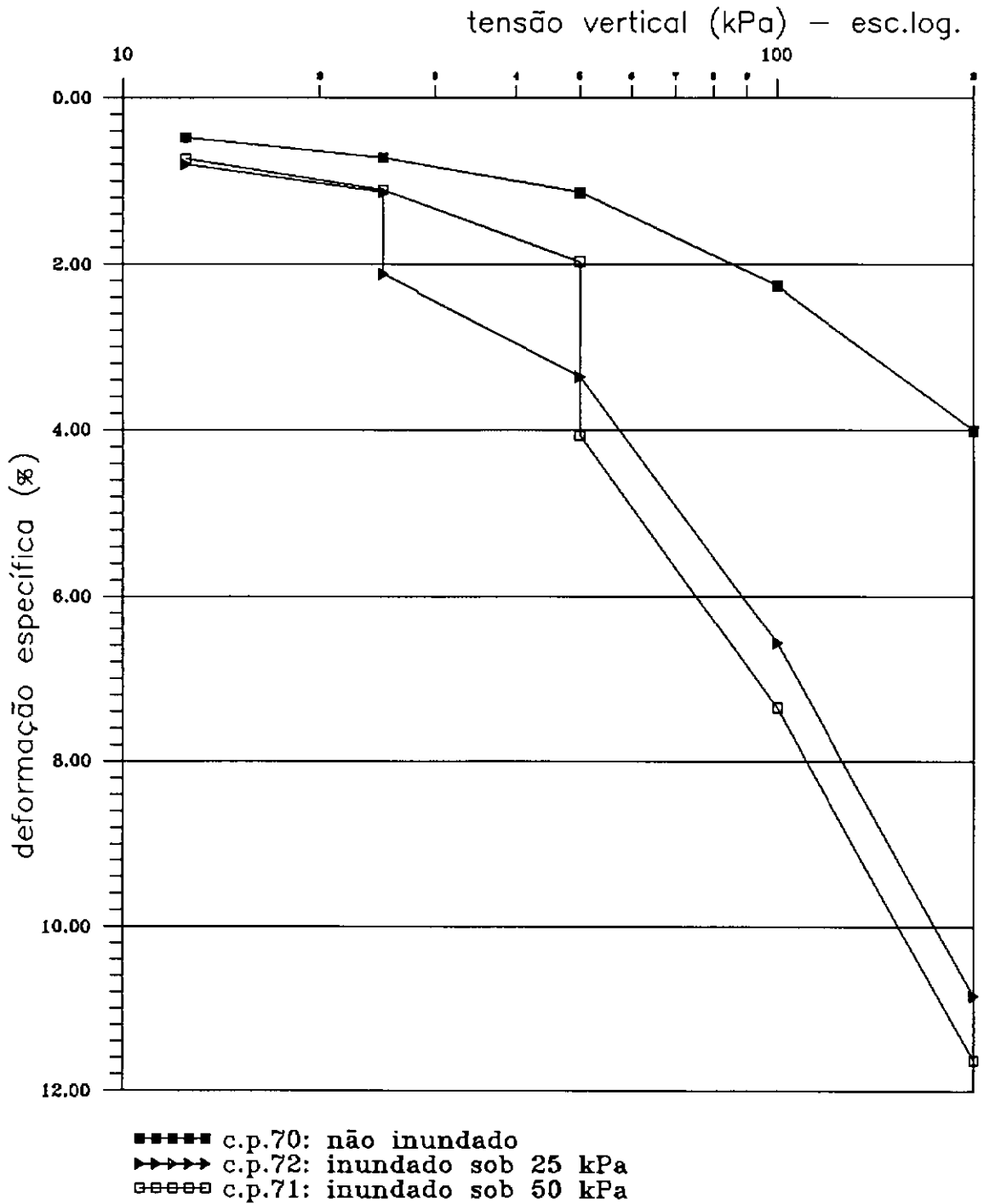


Fig. III.20: Ensaio oedométrico – CEPED
 Amostra da estaca 255+00 – prof.:4,00m

tempo (minutos - escala em raiz)

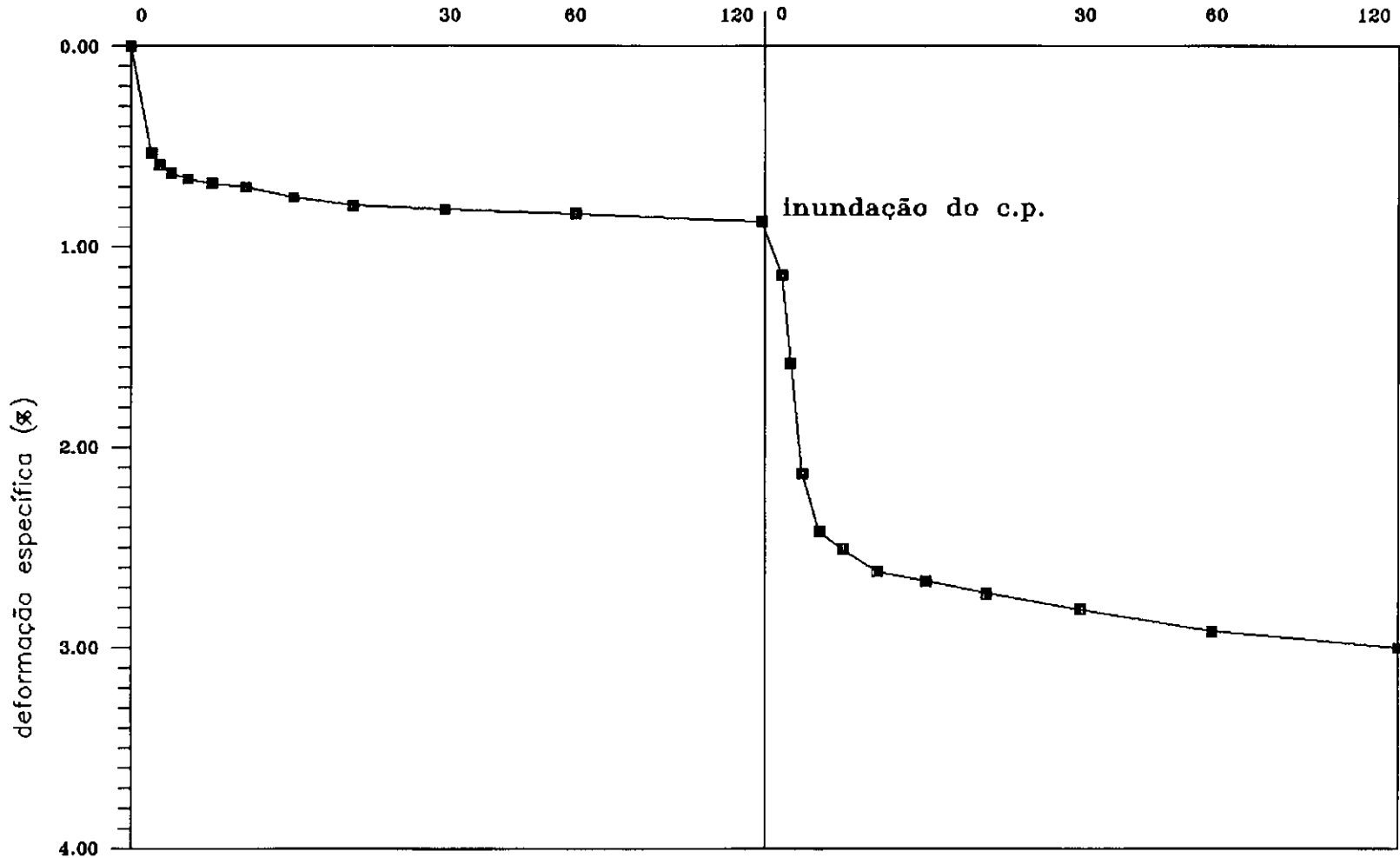


Fig III.22: Ensaio oedométrico - CEPED

Amostra da estaca 255+00 - prof.:4,00m

Deformação específica x tempo - tensão vertical: 50 kPa

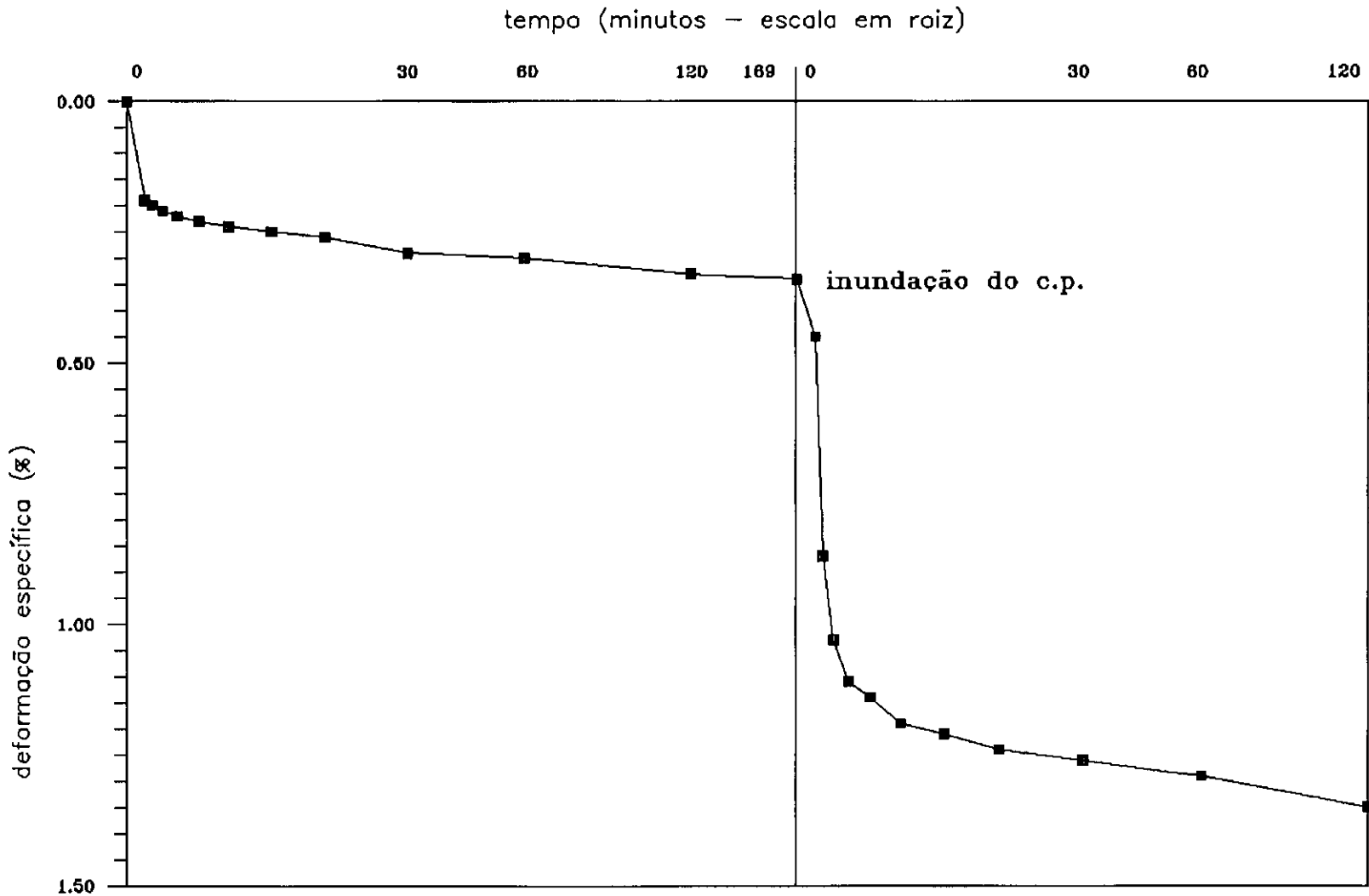


Fig III.21: Ensaio oedométrico - CEPED
 Amostra da estaca 255+00 - prof.:4,00m
 Deformação específica x tempo - tensão vertical: 25 kPa

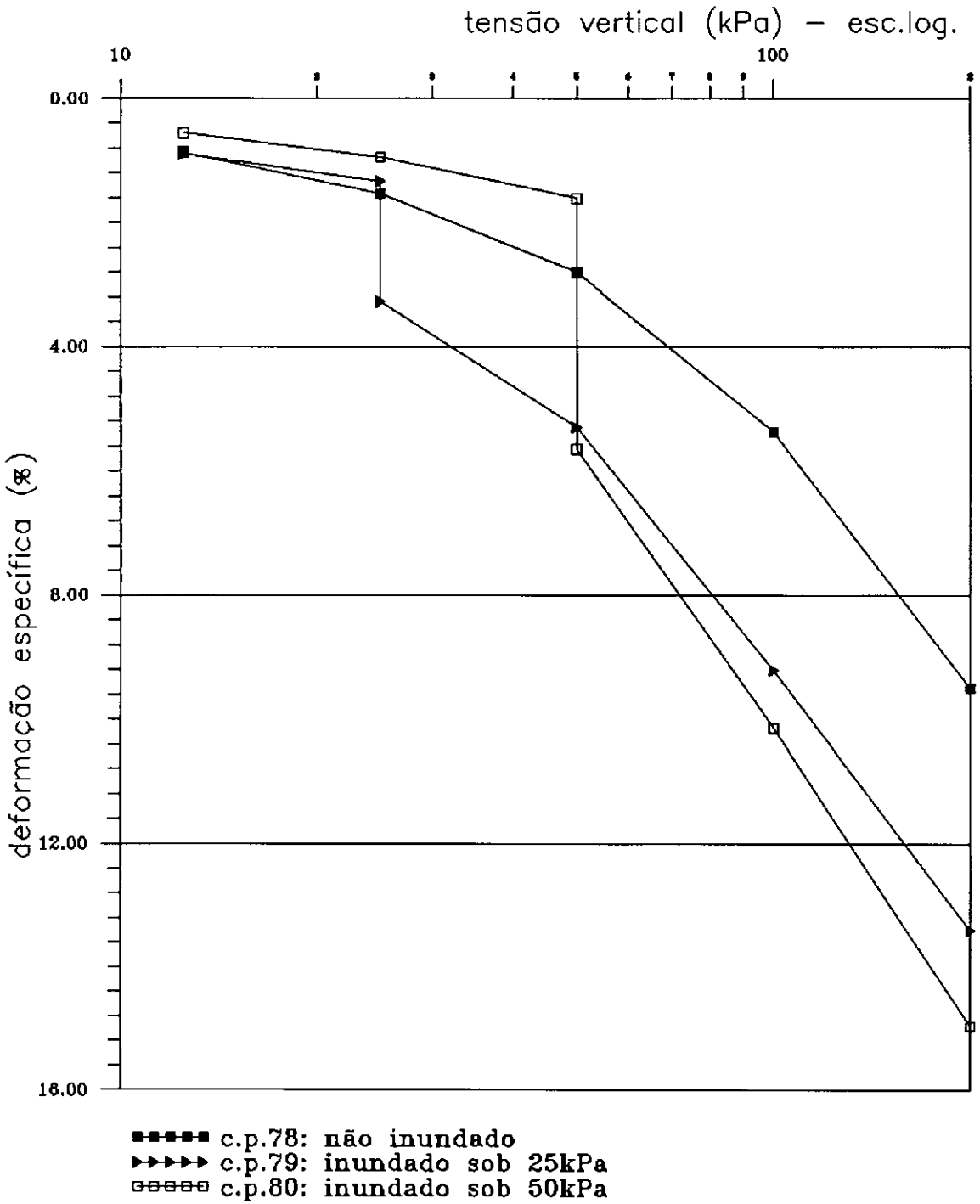


Fig. III.23: Ensaio oedométrico - CEPED
 Amostra da estaca 280+00 - prof.:2,00m

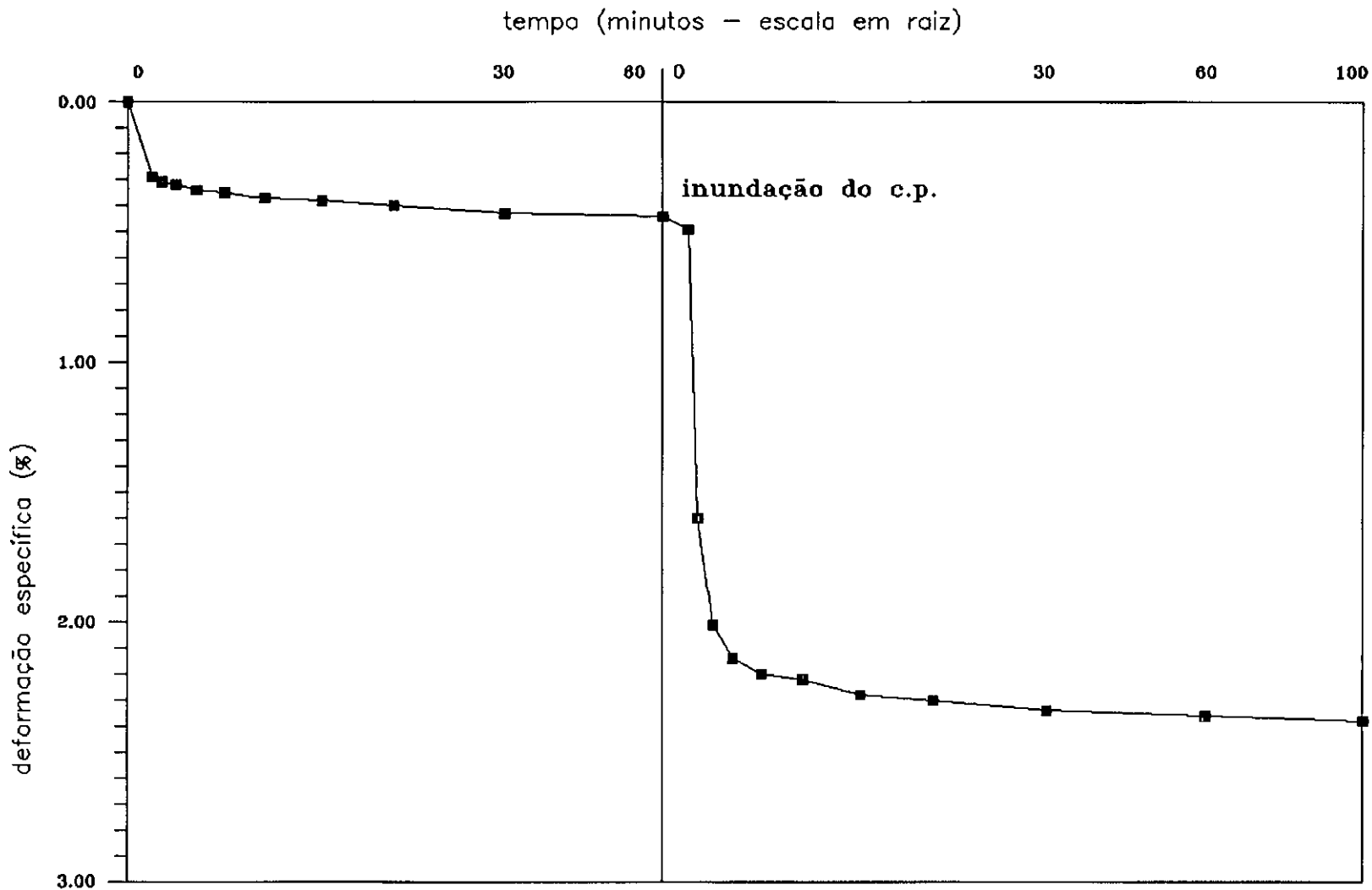


Fig III.24: Ensaio oedométrico - CEPED
 Amostra da estaca 280+00 - prof.:2,00m
 Deformação específica x tempo - tensão vertical: 25kPa

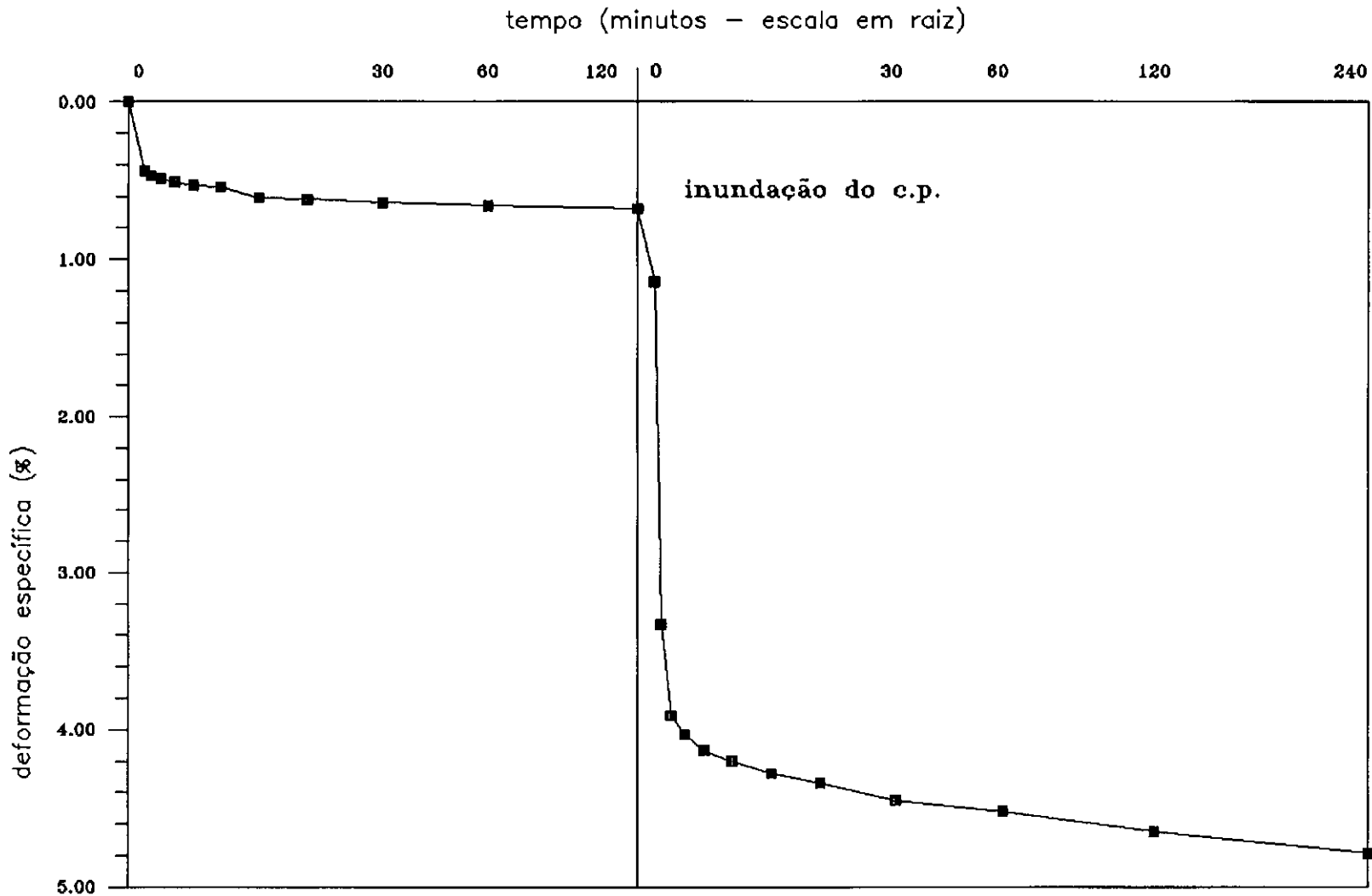


Fig III.25: Ensaio oedométrico - CEPED
 Amostra da estaca 280+00 - prof.:2,00m
 Deformação específica x tempo - tensão vertical: 50kPa

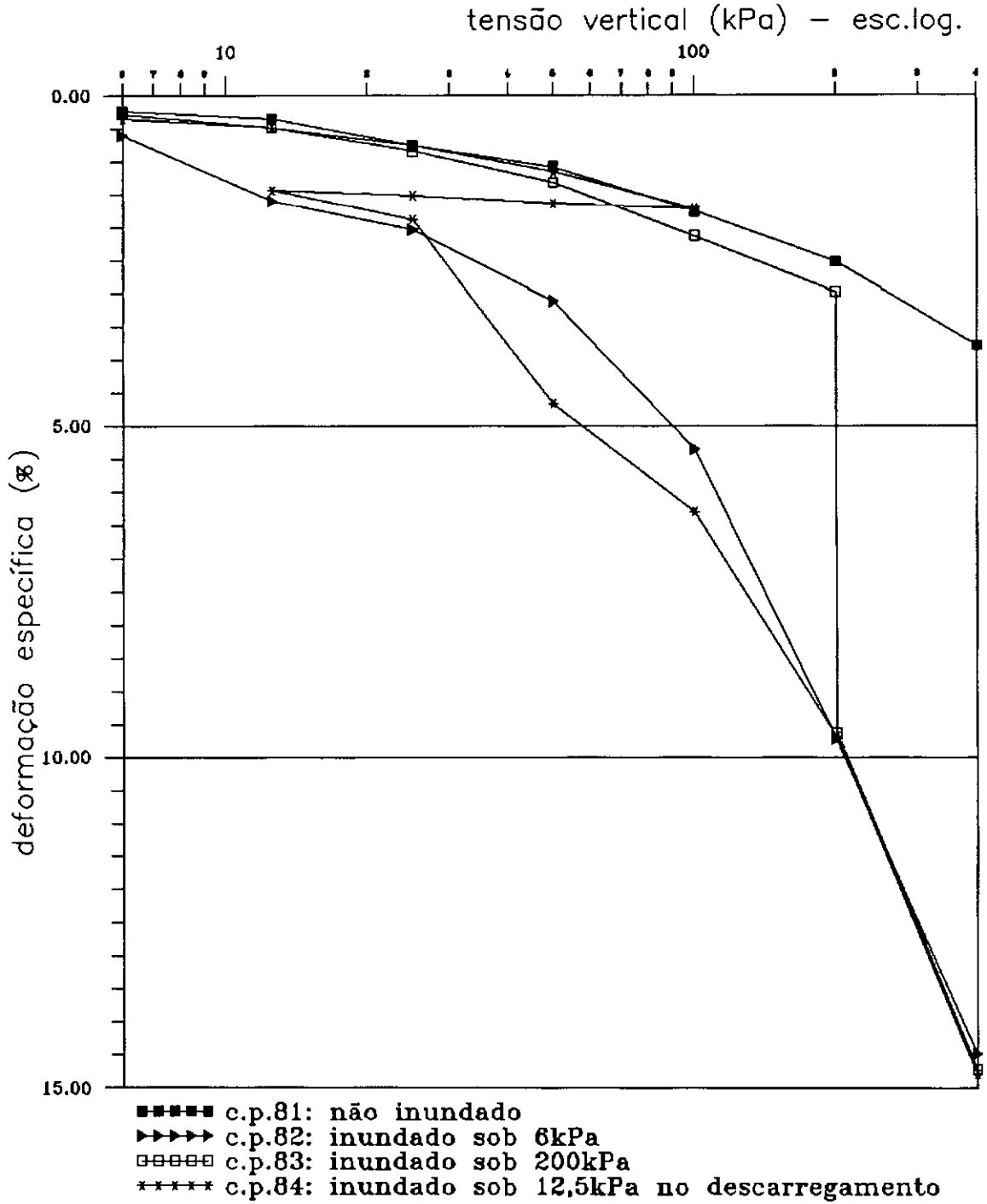


Fig. III.26: Ensaio oedométrico – CEPED
 Amostra da estaca 285+00 – prof.:5,00m

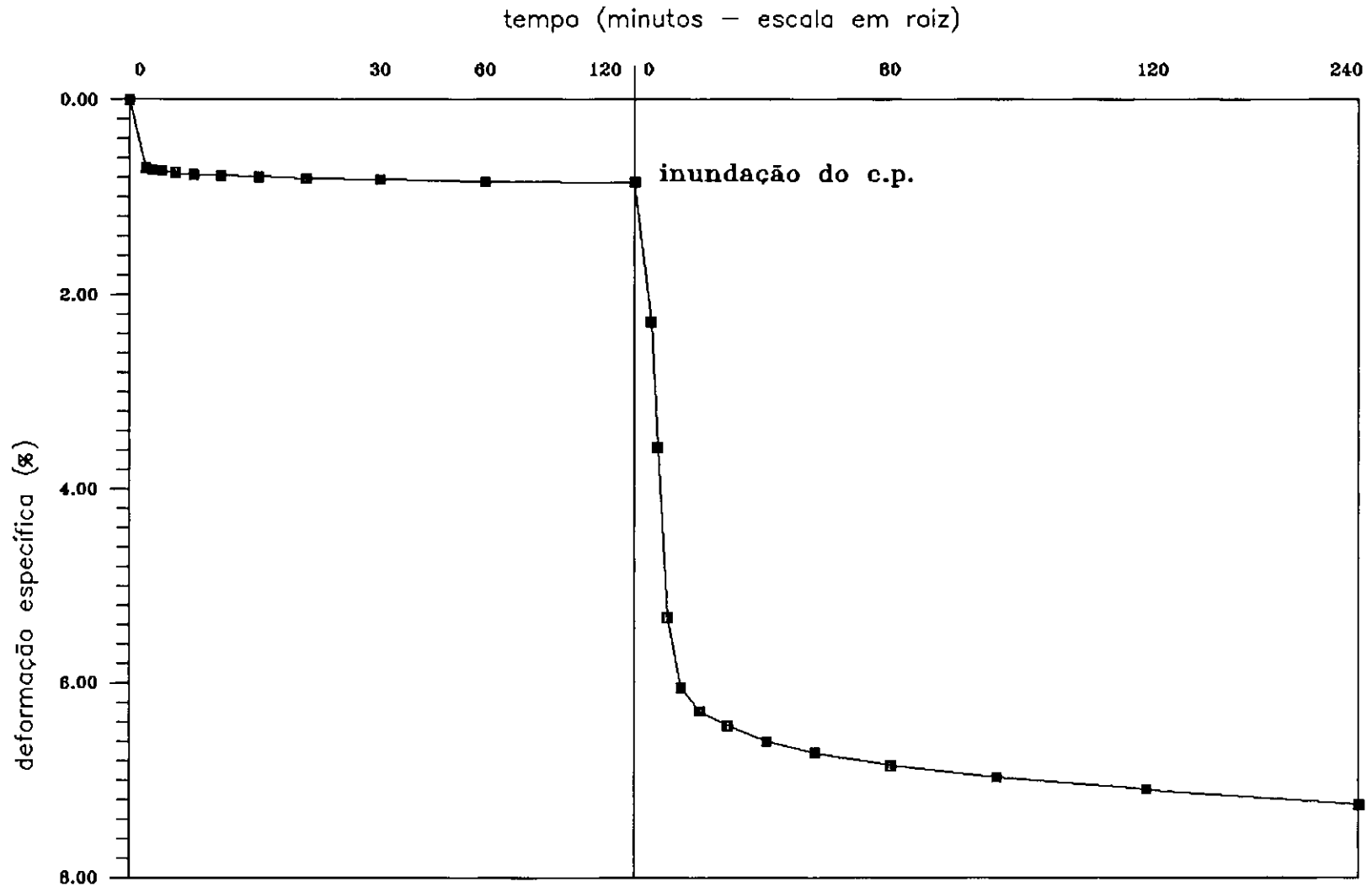
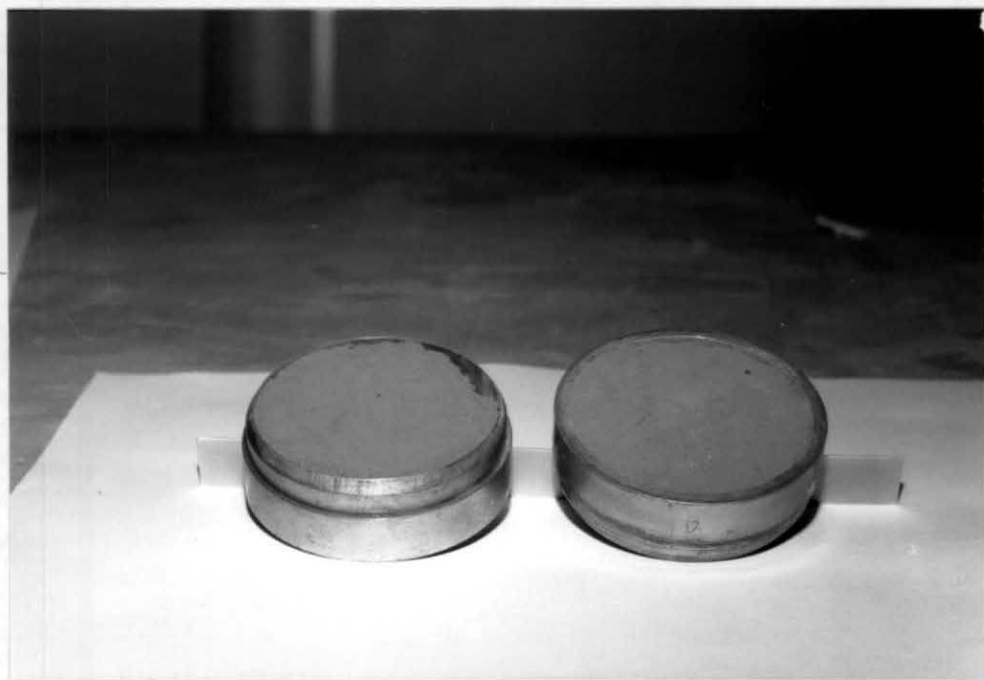


Fig III.27: Ensaio oedométrico - CEPED
 Amostra da estaca 285+00 - prof.:5,00m
 Deformação específica x tempo - tensão vertical: 200kPa

b - ensaios oedométricos realizados na COPPE

Realizaram-se ensaios oedométricos simples e "duplo" com corpos de prova das amostras das estacas 215+00 (prof.:4,00m) e 255+00 (prof.:4,00), cujos resultados constam nas tabelas III.11 e III.12, respectivamente.

A moldagem do c.p. no anel oedométrico se mostrou muito difícil, principalmente na amostra da estaca 255+00, pois o solo se fraturava facilmente, mesmo utilizando uma fina camada de vaselina de silicone na parede interna do anel. A fotografia III.16 mostra o efeito da moldagem na qualidade do c.p..



Fotografia III.16 - Falhas nas bordas dos corpos de prova devido à dificuldade da moldagem do solo no anel oedométrico.

Ref. c.p.	Estaca	Prof. (m)	Diâm. (cm)	Ho (cm)	Tensão Vert na inundação (kPa)	e_c	Δe_c	Def. esp. de colapso(%)
89*	215+00	4.00	5.07	1.89	50.00	0.698	0.024	1.41
92*	255+00	4.00	5.09	1.89	50.00	0.705	0.041	2.41

* : ESSES CORPOS DE PROVA SOFREM COLAPSO NO CICLO DE DESCARREGAMENTO/RECARREGAMENTO. A TENSÃO DE DESCARREGAMENTO E A DEFORMAÇÃO PLÁSTICA RESULTANTE ESTÃO APRESENTADAS ABAIXO:

Ref. c.p.	Tensão vertical de descarregamento (kPa)	Def. plástica específica (%)
89	100.0	2.88
92	100.0	0.39

Tabela III.11 - Resultados dos ensaios oedométricos simples realizados na COPPE.

c.p.	Estaca	Prof. (m)	Estado do c.p.	12,5 kPa		25,0 kPa		50,0 kPa		100,0 kPa		200,0 kPa		400,0 kPa	
				ec	def. esp. de col.(%)	ec	def. esp. de col.(%)	ec	def. esp. de col.(%)	ec	def. esp. de col.(%)	ec	def. esp. de col.(%)	ec	def. esp. de col.(%)
90	215+00	4,00	I												
	C O L A P S O			0.629	0.73	0.624	1.68	0.617	3.72	0.599	6.91	0.577	10.49	0.552	13.30
91	215+00	4,00	N												
93	255+00	4,00	I												
	C O L A P S O			0.717	0.94	0.716	2.05	0.711	3.67	0.704	7.08	0.690	10.70	0.664	15.06
94	285+00	4,00	N												

onde N : natural; I: inundado sob a tensão vertical do top cap;

ec: índice de vazios imediatamente antes da inundação do c.p.;

def. esp. de col.: deformação específica de colapso.

Tabela III.12 - Resultados dos ensaios oedométricos "duplo" realizados pela COPPE.

Utilizaram-se seis prensas oedométricas, sendo três com relação de braço de alavanca 1:10 e outras três com relação 1:11. As prensas e células oedométricas são de fabricação da Wykeham Farrance Engineering Ltd..Os anéis oedométricos foram do tipo fixo, cujas dimensões foram de 5,0cm a 5,09cm (média de 5,06cm) de diâmetro e de 1,88cm a 1,91cm (média de 1.90cm) de altura e as pedras porosas foram as do tipo cerâmicas.

A programação dos ensaios consistiu em realizar seis ensaios com corpos de prova dos blocos de amostras já citados conforme a tabela III.13.

Estágio	Tensão vertical (kPa)					
	Amostra da estaca 215			Amostra da estaca 255		
	c.p.1	c.p.2	c.p.3	c.p.4	c.p.5	c.p.6
1	6,0	1,07**	6,0	6,0	1,24**	6,0
2	12,5	6,0	12,5	12,5	6,0	12,5
3	25,0	12,5	25,0	25,0	12,5	25,0
4	50,0	25,0	50,0	50,0	25,0	50,0
5	100,0	50,0	100,0	100,0	50,0	100,0
6	50,0	100,0	50,0	50,0	100,0	50,0
7	25,0	50,00	25,0	25,0	50,0	25,0
8	50,0	25,0	50,0	50,0	25,0	50,0
9	50,0*	50,0	100,0	50,0*	50,0	100,0
10	100,0	100,0	200,0	100,0	100,0	200,0
11	200,0	200,0	400,0	200,0	200,0	400,0
12	400,0	400,0	-	400,0	400,0	-

* Estágio de inundação do c.p. mantendo-se a carga vertical do estágio anterior.

** Estágio de inundação do c.p. sob a carga do "top cap".

Tabela II.13 - Programação dos ensaios oedométricos realizados na COPPE.

De acordo com a programação, realizaram-se dois ensaios oedométricos simples com os c.p.'s 2 e 5 e dois pares de ensaios oedométricos "duplo" com os c.p.'s 1 e 3, e 4 e 6. As tensões de inundação dos corpos de prova 2 e 5 foram 1,07 e 1,24 kPa respectivamente, provocadas pelo peso do top cap, procurando-se, assim, uma aproximação da metodologia proposta por JENNINGS e KNIGHT (1975), descrita no item II.5.5, que recomenda uma tensão de inundação de 1kPa. Os c.p.'s foram inundados adicionando-se água potável na célula até a sua borda superior. Considerou-se o início do estágio de inundação a partir do primeiro movimento do deflectômetro.

Uma variação não prevista da umidade natural do corpo de prova de um solo colapsível durante o ensaio pode provocar resultados inesperados, devido a um colapso parcial ou até mesmo, dependendo da variação de umidade, o colapso total. Deve-se, então, proceder o ensaio, tomando-se bastante cuidado para manter a umidade do solo constante. Para tal, as células dos c.p.'s 1, 3, 4 e 6 foram, antes do início dos ensaios, protegidas nas suas partes superiores por porções de estopa muito levemente umedecidas (fotografia III.17). Os c.p.'s 2 e 5 não necessitaram de tal proteção, posto que já iniciaram o ensaio com a inundação do solo.

O tempo dispendido para cada estágio de carregamento foi de oito horas até o sexto estágio. Para os estágios seguintes, esse tempo foi de, no mínimo, 22 horas, com a temperatura ambiente variando entre os limites de 21°C e 26°C.



Fotografia III.17 - Proteção da célula oedométrica contra a variação de umidade do corpo de prova.

Algumas curvas $\log \sigma_v \times \epsilon_v$ e $\sqrt{t} \times \epsilon_v$, representativas dos ensaios realizados na COPPE, estão apresentadas nas figuras III.28 a III.31.

A partir dos ensaios oedométricos realizados, houve dificuldades para a estimativa das tensões de pré-adensamento virtuais (ver item II.6.8) das amostras. Essas dificuldades se deveram à própria natureza do solo colapsível e ao procedimento convencional adotado para a execução dos ensaios. A natureza do solo colapsível influi

fortemente na estimativa das tensões de pré-adensamento virtuais pelo método de Casagrande, devido à grande dificuldade de se situar o ponto de maior curvatura do ramo que precede o trecho virgem da curva de deformação específica versus logaritmo de tensões . Já pelo método sugerido por PACHECO SILVA (1970) a dificuldade é devida à incerteza na definição da verdadeira inclinação do trecho virgem, devido à carência de pontos na curva, relativos a estágios de carregamentos mais elevados que os empregados nos ensaios. O método proposto por CORREIA e LACERDA (1982), baseado na variação do coeficiente de compressibilidade volumétrica com a tensão vertical, também apresentou dificuldades devido à escassez de pontos na zona de transição entre o trecho inicial de recompressão e o trecho virgem da mesma curva, necessitando de um procedimento não convencional para a execução dos ensaios oedométricos. Esse procedimento consiste na utilização de uma LIR (*load increment ratio*) menor (ou bem menor) que 1, até estar definido, com segurança, o início do trecho virgem da curva.

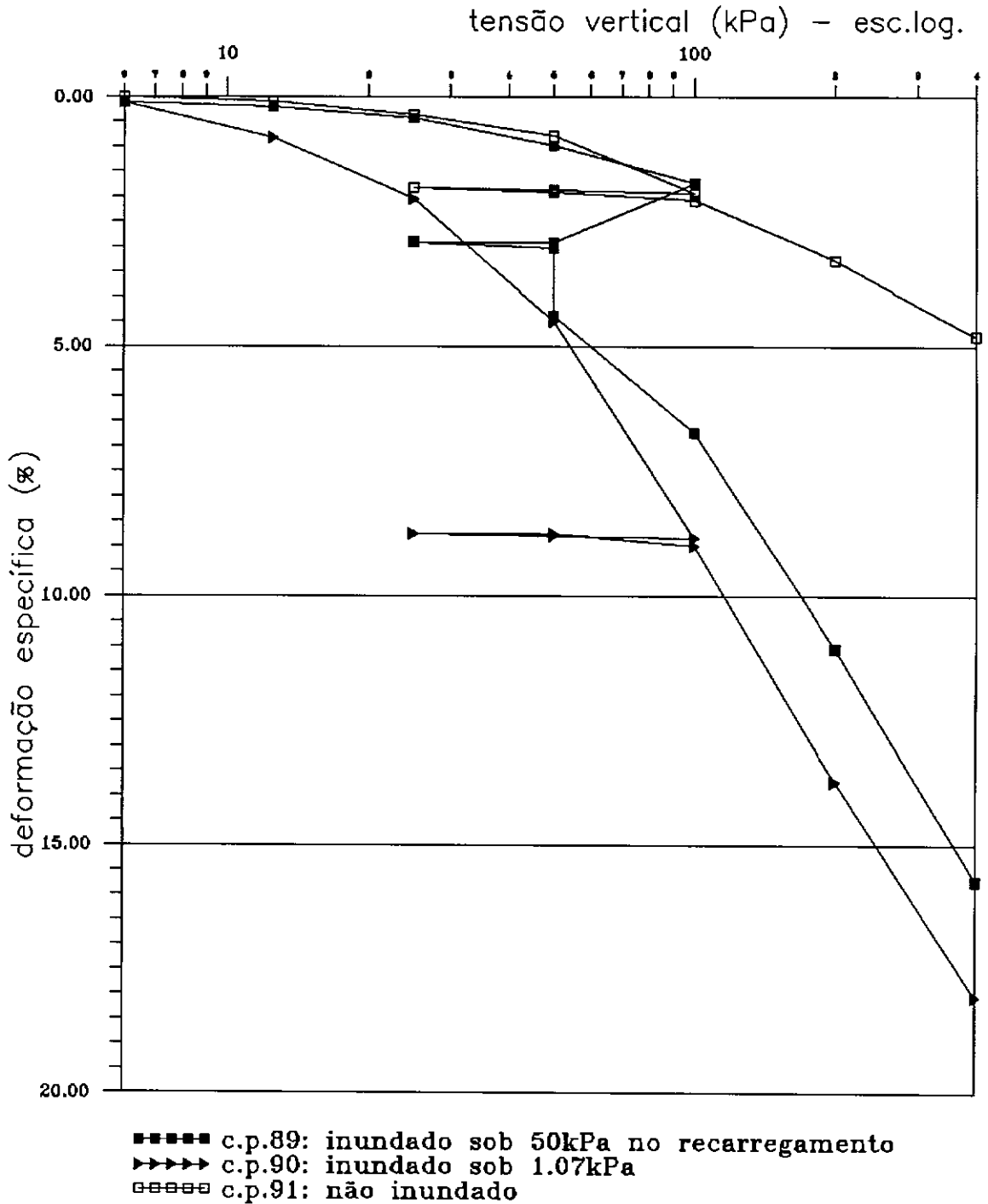


Fig. III.28: Ensaio oedométrico - COPPE
 Amostra da estaca 215+00 - prof.:4,00m

tempo (minutos - escala em raiz)

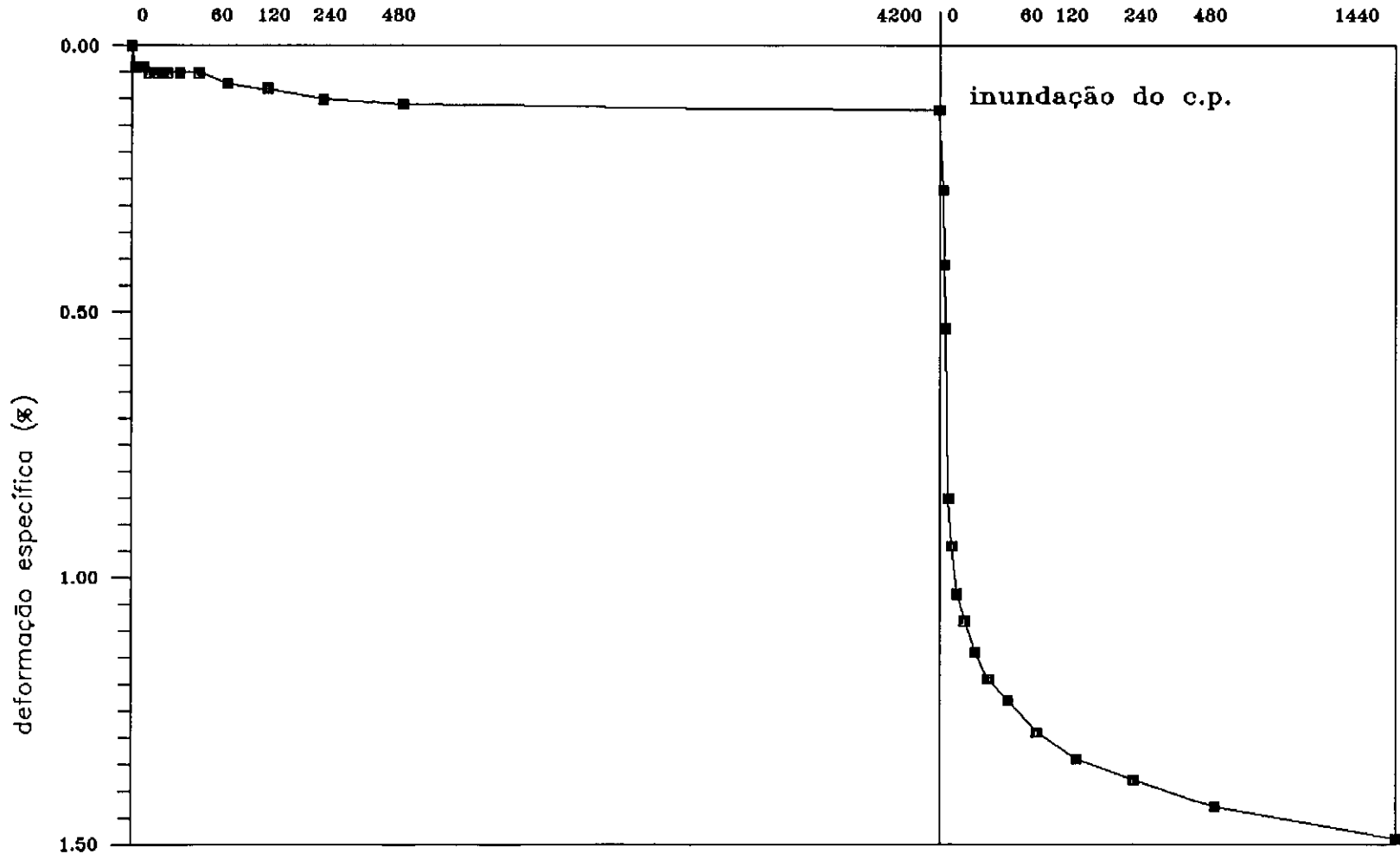


Fig III.29: Ensaio oedométrico - COPPE
Amostra da estaca 215+00 - prof.:4,00m
Deformação específica x tempo - tensão vertical: 50kPa (recarregamento)

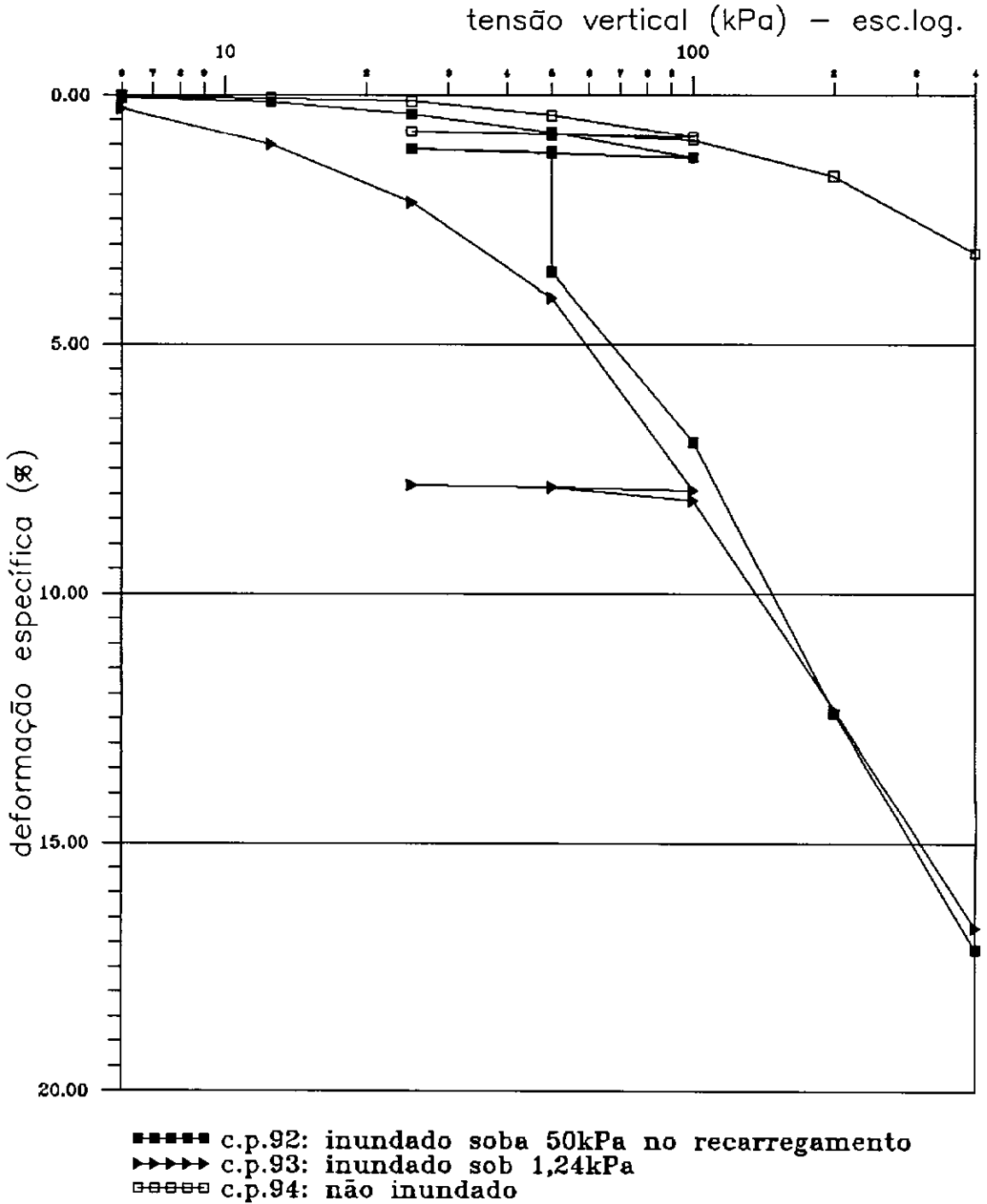


Fig. III.30: Ensaio oedométrico - COPPE
 Amostra da estaca 255+00 - prof.:4,00m

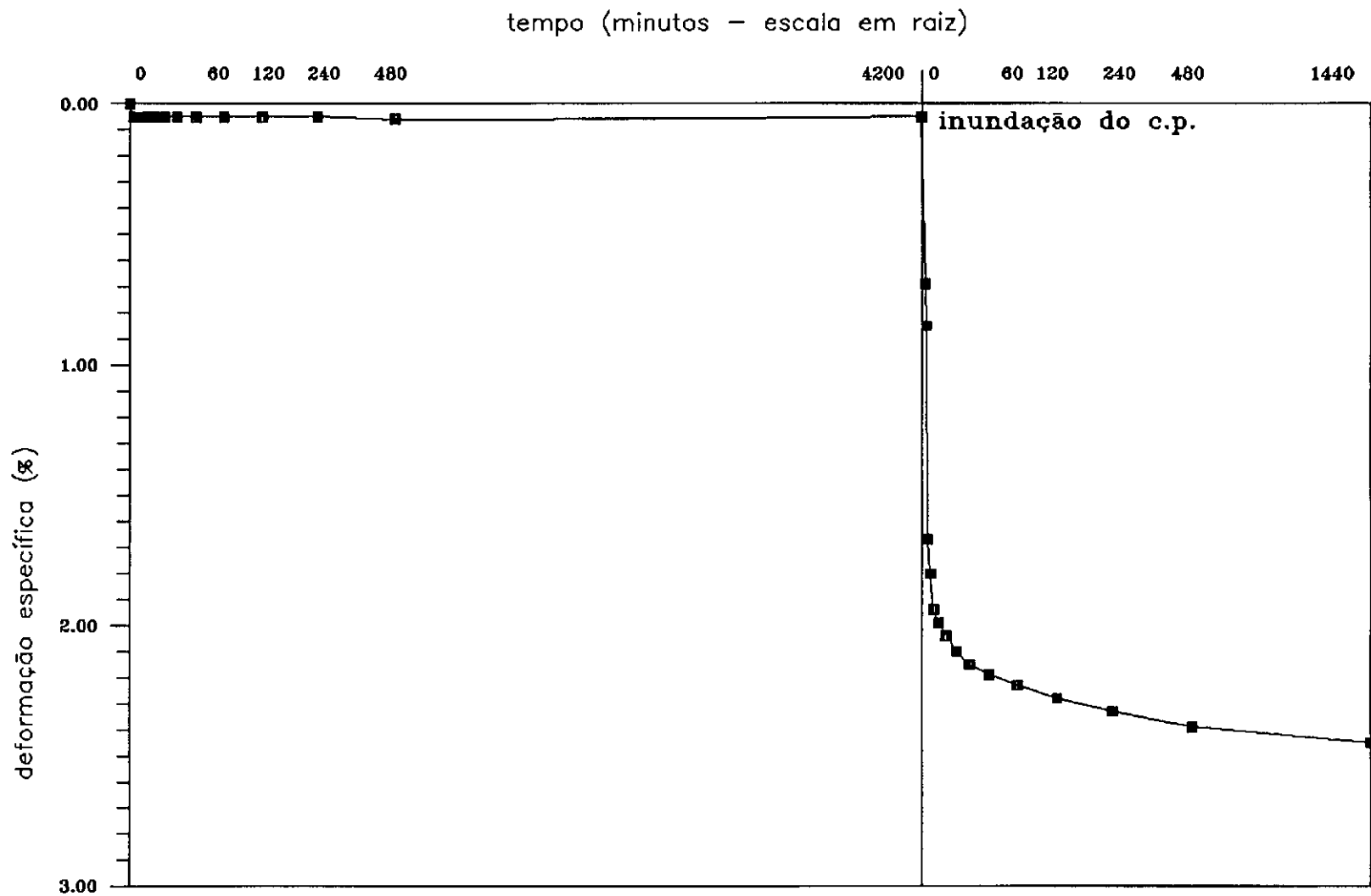


Fig III.31: Ensaio oedométrico - COPPE
 Amostra da estaca 255+00 - prof.:4,00m
 Deformação específica x tempo - tensão vertical: 50kPa (recarregamento)

III.4.1.6 - Ensaio de Resistência ao Cisalhamento.

Foram realizados na COPPE ensaios triaxiais com os seguintes objetivos:

→ analisar os comportamentos tensão-deformação, a variação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento devido à inundação do solo e a magnitude de colapso;

→ obter os parâmetros necessários para a análise de tensões e deformações da construção dos canais do perímetro de irrigação Formoso "A", pelo Método de Elementos Finitos, sendo desenvolvida por ITURRI (1990).

Foram utilizadas prensas de fabricação da Wykeham Farrance Engineering Ltd., células triaxiais da Ronald Top Ltda., transdutores de pressão da Wykeham Farrance Engineering Ltd., células de carga da COPPE/UFRJ e pedras porosas de cerâmica de alta pressão de borbulhamento.

III.4.1.6.1 - Programação dos Ensaio.

De todas as amostras, foram escolhidas para os ensaios triaxiais a da estaca 50+00 (prof.:4,00m), por ser a que possibilitava a extração do maior número de corpos de prova cilíndricos (tabela III.14).

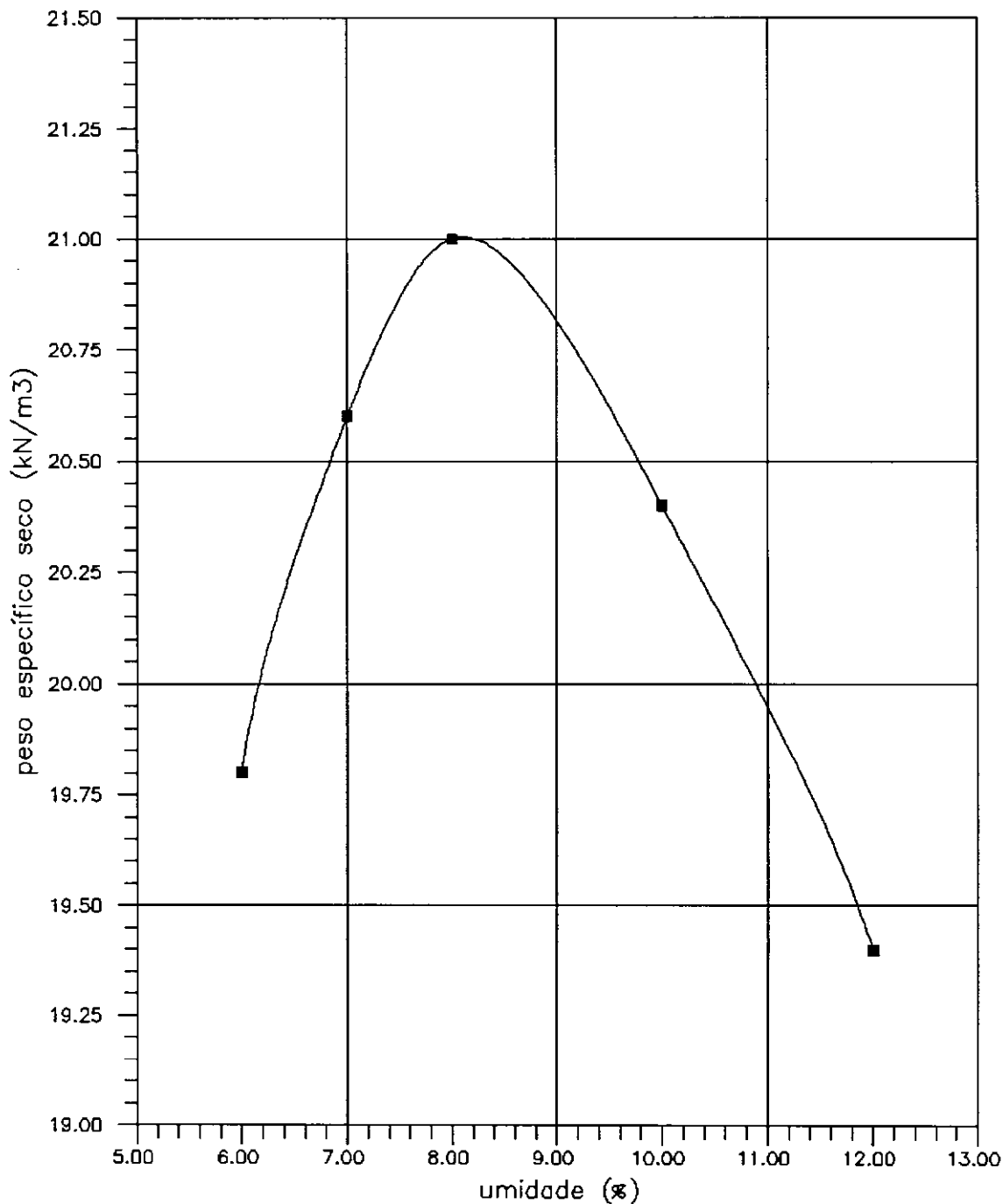
c.p.	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	Peso total (g)
1	11,00	5,05	360,59
2	10,90	5,05	356,90
3	10,50	5,05	343,65
4	10,44	5,03	337,00
5	9,99	5,00	326,27
6	9,96	5,01	327,51

Tabela III.14 - Características dos corpos de prova cilíndricos indeformados para os ensaios triaxiais.

Pelo fato dos solos apresentarem uma composição areno-silto-argilosa, uma permeabilidade de 10^{-4} cm/s (CEPED, 1988) e a aplicação das cargas da obra ser relativamente lenta, optou-se pelo ensaio triaxial consolidado drenado (CD), de forma a se aproximar do verdadeiro comportamento em campo.

Após a realização desses ensaios, os corpos de prova foram destorroados para a moldagem de outros quatro c.p.'s compactados (tabela III.15), com o objetivo de se obterem parâmetros que representassem a condição do solo compactado para a análise pelo Método de Elementos Finitos. Os corpos de prova foram compactados na umidade ótima com a energia do Proctor normal. A umidade ótima foi obtida compactando-se os c.p.'s através do ensaio MCT (*Miniatura Compactado Tropical* - NOGAMI e VILLIBOR, 1981), cujo valor foi de 8,1%, para um peso específico máximo de 21kN/m^3 (figura III.32).

Para os ensaios triaxiais com c.p.'s de solo compactado, optou-se pelo ensaio consolidado não-drenado com medição de pressão neutra (\bar{C}_U).



Peso específico seco máximo = 21,0 kN/m³.

Umidade ótima = 8,10 %.

Fig. III.32 - Ensaio de compactação do solo da amostra da estaca 50+00 - prof.: 4,00m.

c.p.	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	Peso total (g)
1C	10,39	5,0	457,87
2C	9,85	5,0	435,25
4C	10,21	5,0	447,13
5C	10,06	5,0	439,80

Tabela III.15 - Característica dos corpos de prova cilíndricos compactados para os ensaios triaxiais.

A seguir é descrita a programação dos ensaios:

a - corpos de prova de solo indeformado

Com o objetivo de se obterem determinados parâmetros necessários à análise de tensões e deformações por elementos finitos, um dos corpos de prova foi reservado para ensaio de compressão isotrópica.

Para a análise da variação dos parâmetros de resistência devido ao colapso (amostras indeformadas), o melhor procedimento seria levar uns corpos de prova na umidade natural e outros inicialmente inundados até à ruptura e, a partir dos resultados, construir as envoltórias de Mohr-Coulomb. Seria necessário, porém, para tal procedimento, a utilização de um mínimo de três corpos de prova para a construção de cada envoltória, totalizando seis c.p.'s. Porém, devido à escassez de corpos de prova, optou-se pela utilização dos cinco c.p.'s da seguinte forma: (figura III.33)

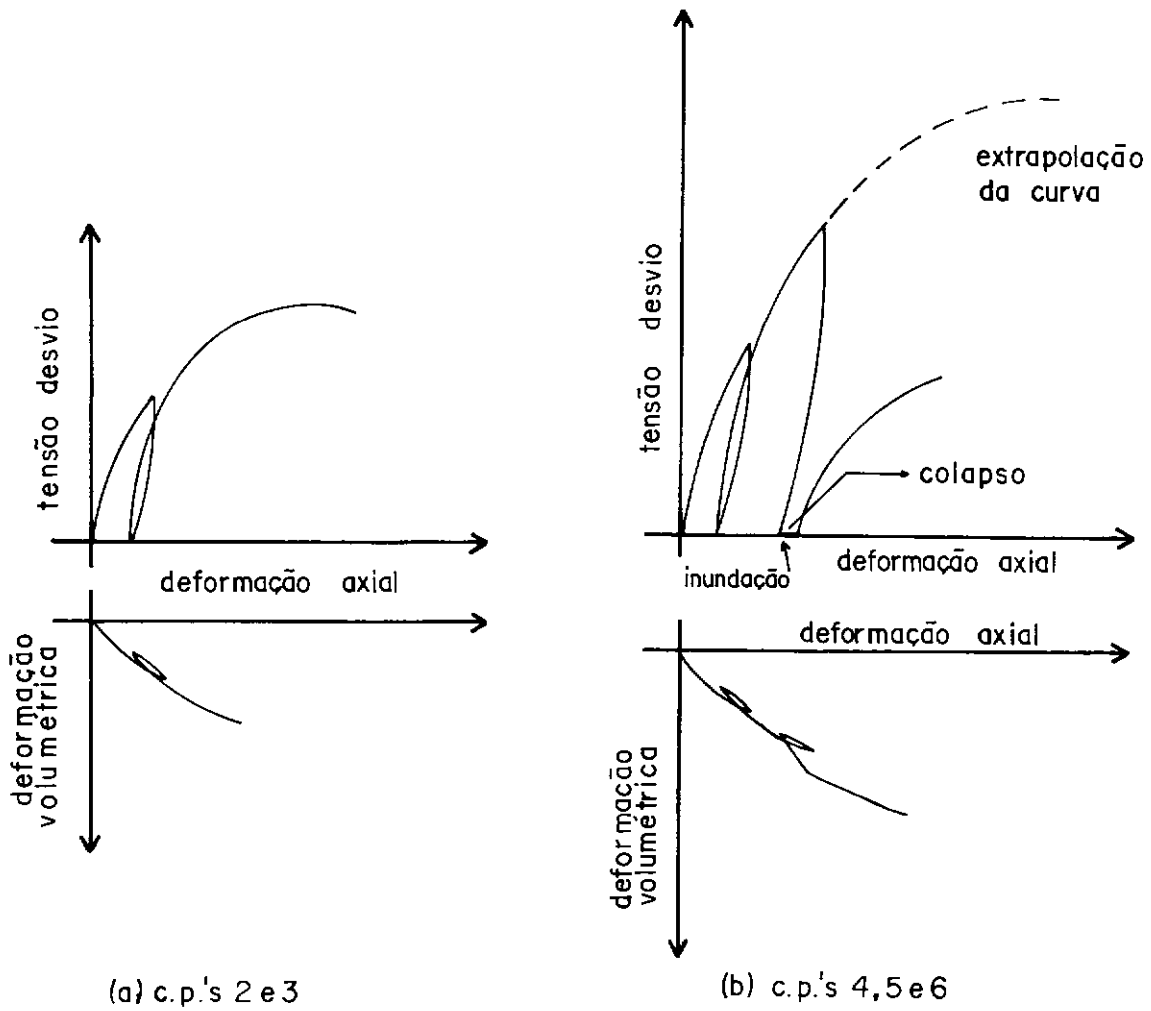


Figura III.33 - Programação inicial dos ensaios triaxiais.

- Ensaiar o c.p.2 na umidade natural sob tensão confinante constante de 50 kPa, com um ciclo de descarregamento e recarregamento (figura III.33a). Este ensaio, além de contribuir para a construção da envoltória, tem como objetivo analisar a adequação de alguma formulação a curva $\epsilon_a \times \sigma_d$, onde ϵ_a é a deformação específica axial e σ_d é a tensão desvio.

- Ensaiar o c.p.3 inundado antes da aplicação da tensão desvio, sob tensão confinante constante de 50 kPa,

com um ciclo de descarregamento e recarregamento (figura III.33a). O corpo de prova, inicialmente na umidade natural, sofre compressão sob tensão isotrópica constante de 50 kPa. Após a estabilização de deformações, a torneira que permite a percolação de água no c.p. é aberta, provocando um excesso de deformações, ou seja, o colapso. Após a estabilização das deformações deste estágio, aplica-se a tensão desvio, iniciando o processo de cisalhamento do c.p. até a sua ruptura. Para a inundação do c.p., deve-se atentar para a adoção de uma tensão de percolação que não seja a causa de uma possível ruptura dos vínculos da estrutura do solo.

- ensaiar os c.p.'s 4, 5 e 6 sob tensões confinantes constantes de 25, 100 e 200 kPa, respectivamente. Os solos são ensaiados, inicialmente, na umidade natural, com dois ciclos de descarregamento e recarregamento. Após o segundo descarregamento, o c.p. é inundado sob a condição isotrópica de solicitação de tensões e, depois do estágio de colapso, é recarregado até a ruptura (figura III.33b).

b - corpos de prova de solo compactado

Devido à escassez de corpos de prova, resolveu-se representar a condição mais desfavorável de campo, ou seja, do solo saturado, optando-se pelo ensaio \overline{CU} (consolidado e não-drenado, com medição de poropressão). A programação destes ensaios consistiu em ensaiar os c.p.'s 1C, 2C, 3C e 5C sob tensões confinantes de 25, 50, 100 e 200kPa, e a partir daí iniciar o cisalhamento.

As grandezas medidas nos ensaios triaxiais são a tensão desvio, as deformações axial e volumétrica e, no caso dos ensaios do tipo \overline{CU} , a poropressão. Devido ao fato dos corpos de prova dos solos indeformados serem ensaiados parcialmente saturados, as variações de volume desses c.p.'s foram determinadas pela quantidade de fluido que entrava ou saía da célula triaxial. Para a correção dessa medição, foi necessária a calibração das duas células utilizadas devido a expansão das mesmas e das tubulações sob as pressões confinantes aplicadas. A descrição da calibração destas células encontra-se no apêndice.

III.4.1.6.2 - Apresentação dos Resultados.

Devido à escassez de informações referentes a solos colapsíveis submetidos a ensaios triaxiais, verificaram-se comportamentos inesperados de alguns corpos de prova. Como consequência, a programação inicial dos ensaios teve que sofrer alterações, conforme o relato a seguir:

- c.p. 1 e c.p. 2 :

Esperava-se que, para os corpos de prova 1 e 2, consolidados sob tensões confinantes de 200 e 100 kPa respectivamente, as deformações ao final do estágio de consolidação se estabilizassem até aproximadamente 24 horas de ensaio. Porém, após esse período, as deformações de ambos corpos de prova continuavam e, mesmo após 72 horas de ensaio, não se constatou nenhuma tendência de estabilização de deformações. Resolveu-se, então, não utilizar esses corpos de prova para cisalhamento, mas para uma análise

qualitativa de consolidação. A compressão dos c.p.'s estendeu-se por 30350 minutos (505,83 horas), ainda sem mostrar sinal de estabilização (figuras III.34 e III.35). A temperatura da água durante este período variou entre os limites de 21°C a 26°C. Após esses estágios de deformação, os c.p.'s foram inundados por percolação de água destilada no sentido unidimensional sob uma pressão de aproximadamente 10 kPa, apresentando, como consequência, deformações de colapso de 2,52 e 2.10%.

- c.p. 3 a c.p. 6 :

Pela análise dos gráficos $\sqrt{t} \times \epsilon_{vol}$ dos dois primeiros corpos de prova, que é abordada mais detalhadamente no item IV.6, verificou-se que a compressão primária foi concluída nas primeiras horas de ensaio e as deformações seguintes consistiam na compressão secundária. Daí, resolveu-se realizar os ensaios de cisalhamento com um tempo de consolidação de aproximadamente, 120 minutos, mesmo que não fosse observada estabilização das deformações.

O c.p.3 foi submetido à compressão isotrópica na umidade natural, sob tensão confinante de 25 kPa. Durante o processo de cisalhamento, o solo sofreu um ciclo de descarregamento até a condição isotrópica e, em seguida, um recarregamento. Não foi possível proceder um novo descarregamento e a posterior inundação do c.p, pois o solo rompeu com uma deformação muito aquém da prevista. O ensaio foi, então, prosseguido até alcançar uma tensão desvio relativamente constante (figura III.36 e tabela III.16).

O c.p. 4 foi submetido à compressão isotrópica na

umidade natural, sob a carga confinante de 50 kPa. Durante o processo de cisalhamento, o c.p. sofreu dois ciclos de descarregamento (até a condição de isotropia de tensões) e recarregamento, sendo que, no segundo ciclo, ao alcançar a condição isotrópica, o solo foi inundado, tendo como consequência um estágio de colapso (figura III.37 e tabela III.16).

O c.p. 5 foi submetido à compressão isotrópica na umidade natural, sob tensão confinante de 100 kPa. O processo de cisalhamento adotado foi o mesmo que o c.p.4. (figura III.38 e tabela III.16)

O c.p.6 foi submetido à compressão isotrópica, na umidade natural, sob tensão confinante de 25 kPa e após o período de 120 minutos, foi inundado. O processo de cisalhamento foi o mesmo adotado para o c.p. 3. (figura III.39 e tabela III.16)

O c.p. 3 apresentou uma superfície de ruptura bem definida (a partir da deformação axial de 1,72%) e, durante a retirada da membrana, após o término do ensaio, desintegrou-se totalmente. Quanto aos c.p.'s 4, 5 e 6, as superfícies de ruptura não ficaram bem definidas, mas os c.p.'s puderam ser recuperados.

As figuras III.40 a III.43 e a tabela III.17 apresentam os resultados de ensaios \overline{CU} realizados em corpos de prova compactados.

tempo (escala em raiz)

504,6 horas

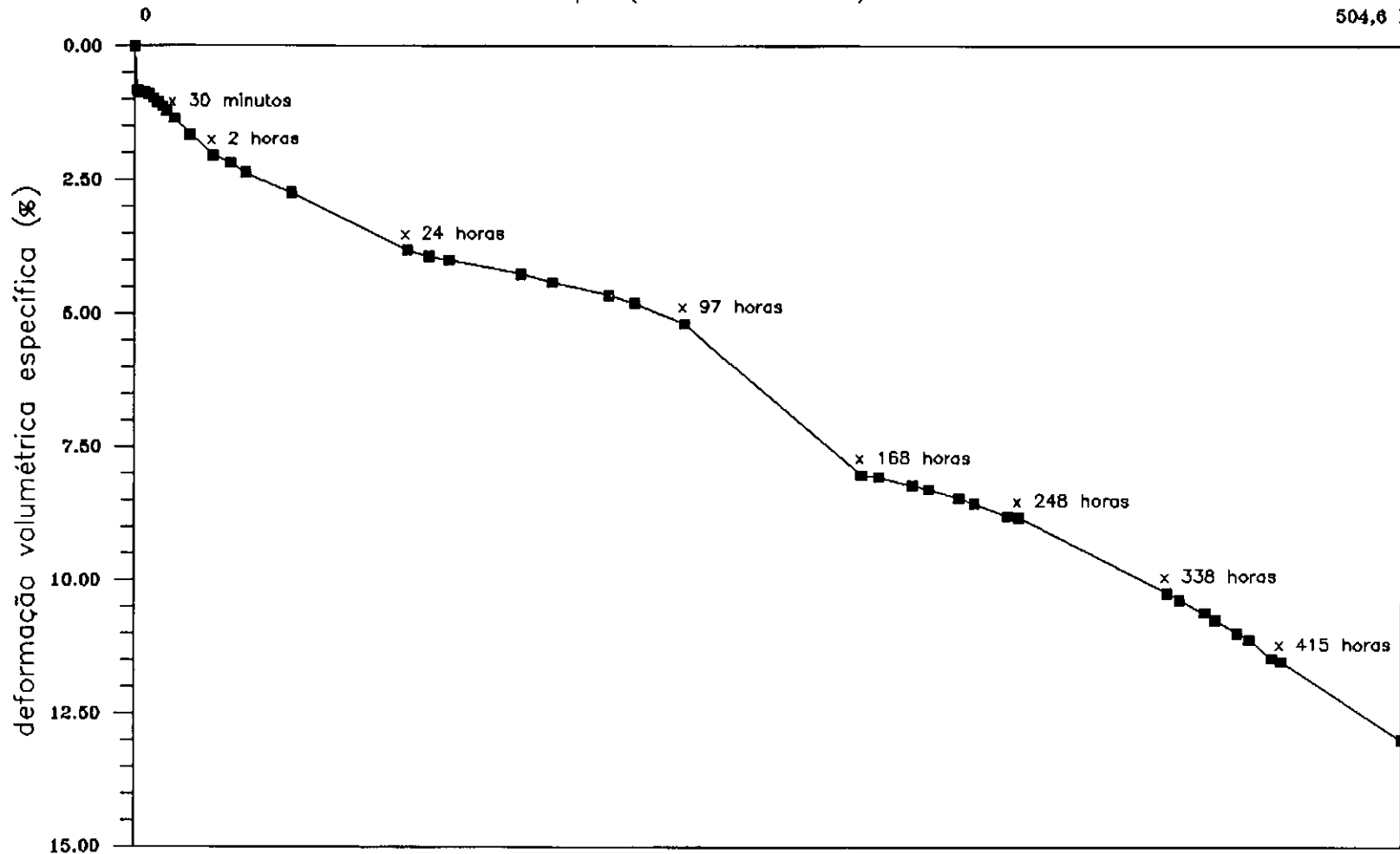


Fig III.34: Compressão isotrópica triaxial
Estaca 50+00 - prof.:4,00m
c.p.1 - tensão confinante:200 kPa

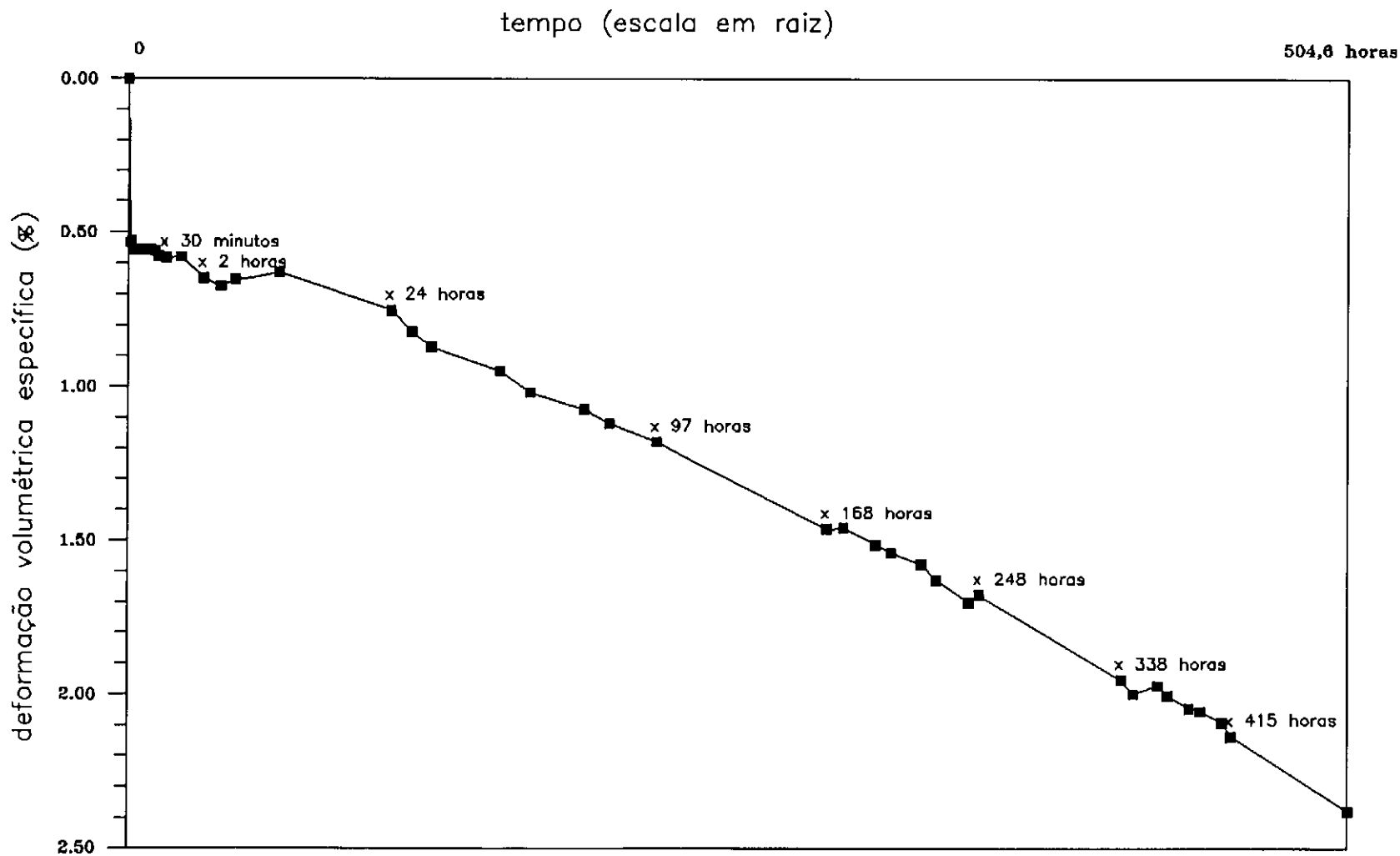


Fig III.35: Adensamento triaxial
 Estaca 50+00 - prof.:4,00m
 c.p.2 - tensão confinante:100 kPa

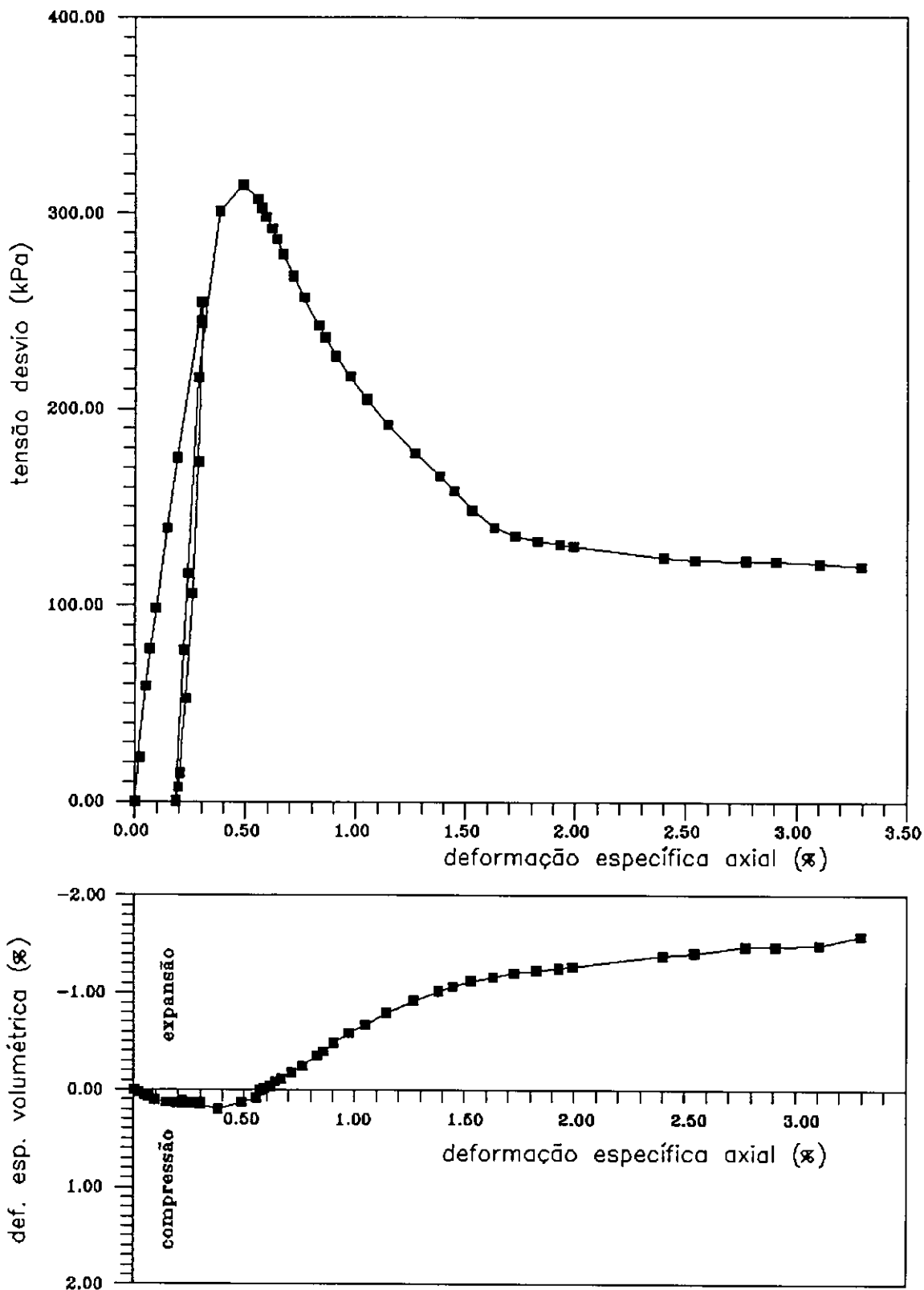


Fig. III.36: Ensaio de cisalhamento triaxial CD
 Amostra da estaca 50+00/prof.:4,00m
 c.p.3 - tensão confinante: 25kPa

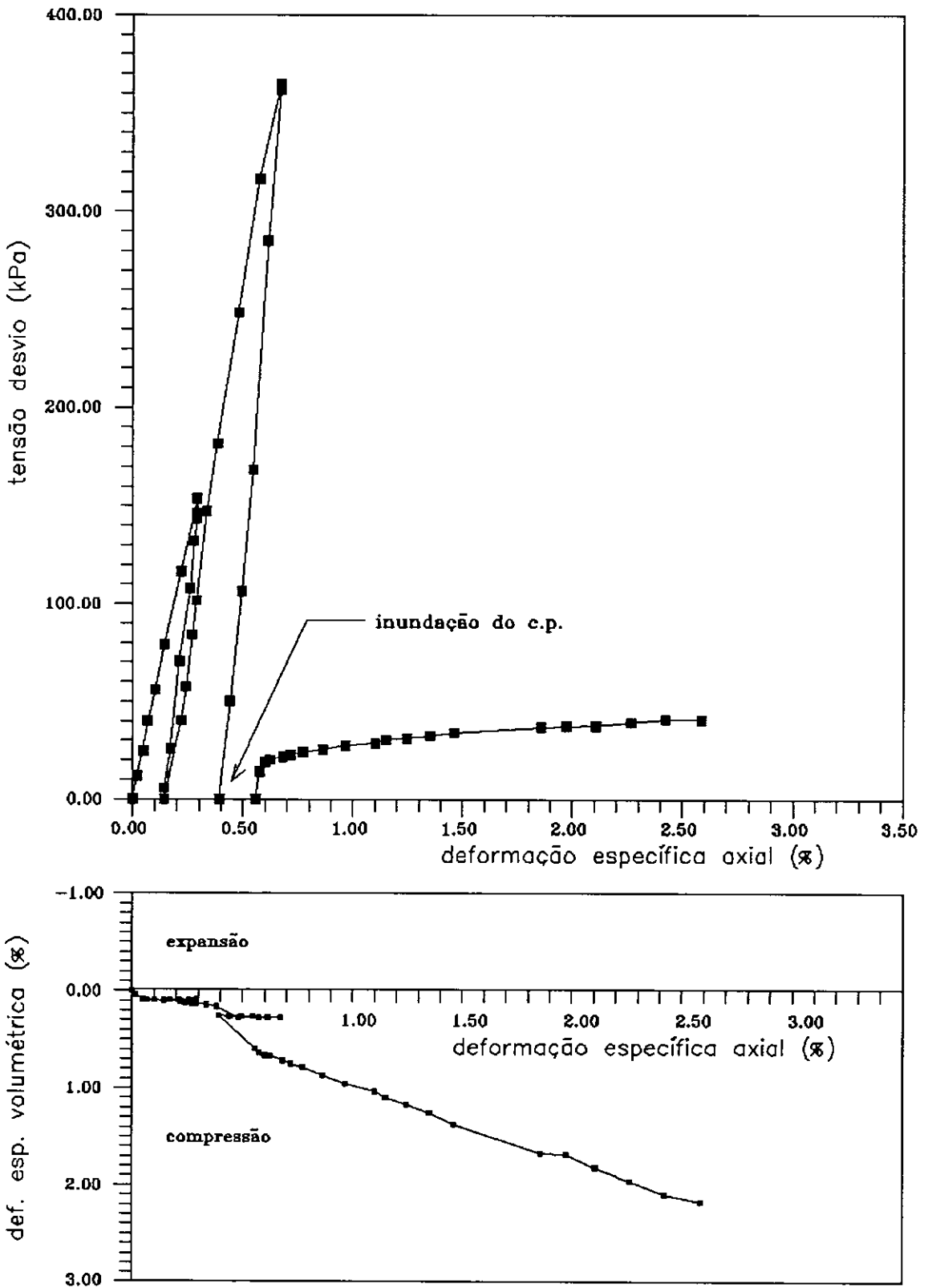


Fig. III.37: Ensaio de cisalhamento triaxial CD
 Amostra da estaca 50+00/prof.:4,00m
 c.p.4 - tensão confinante: 50kPa

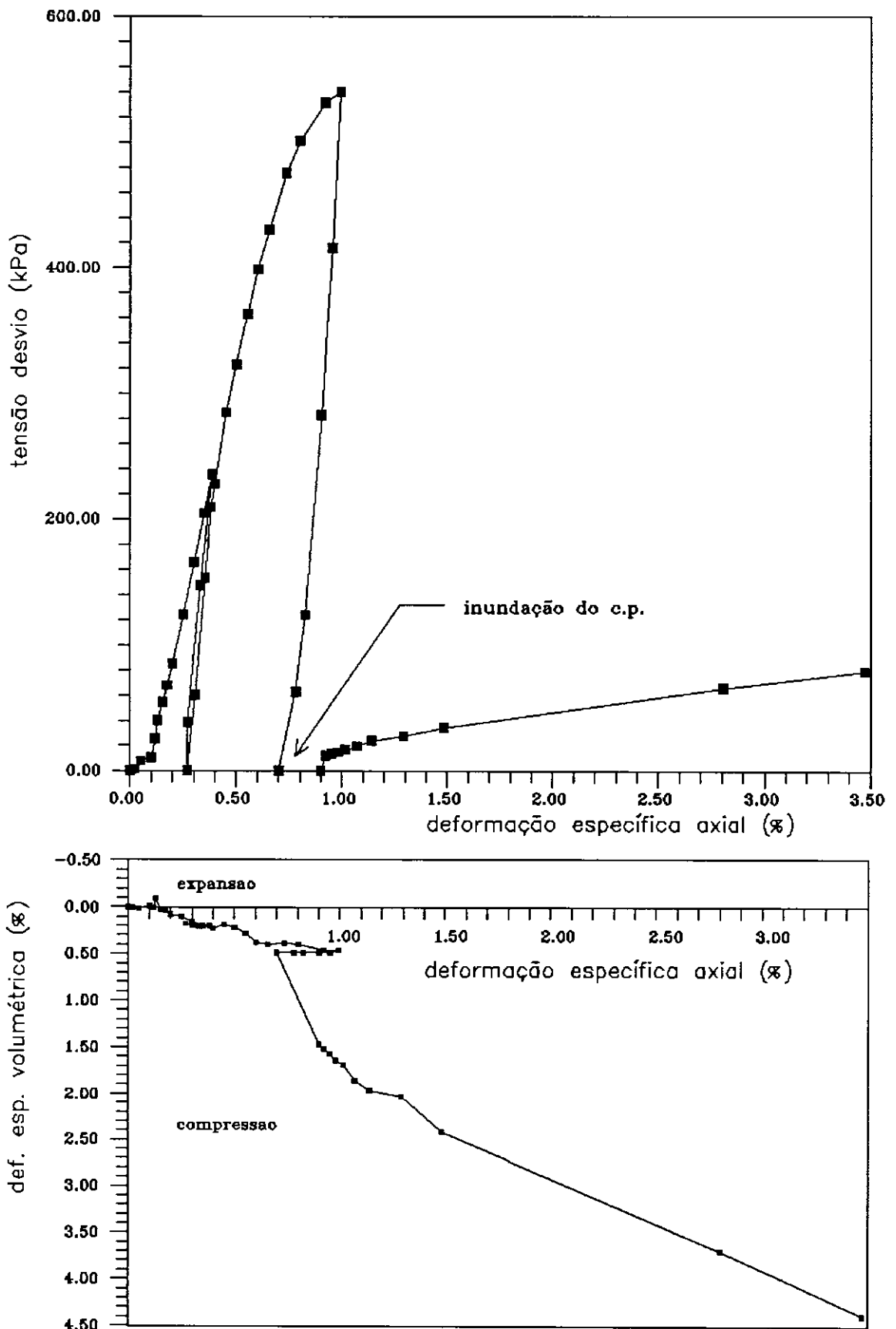


Fig. III.38: Ensaio de cisalhamento triaxial CD
 Amostra da estaca 50+00/prof.:4,00m
 c.p.5 - tensão confinante: 100kPa

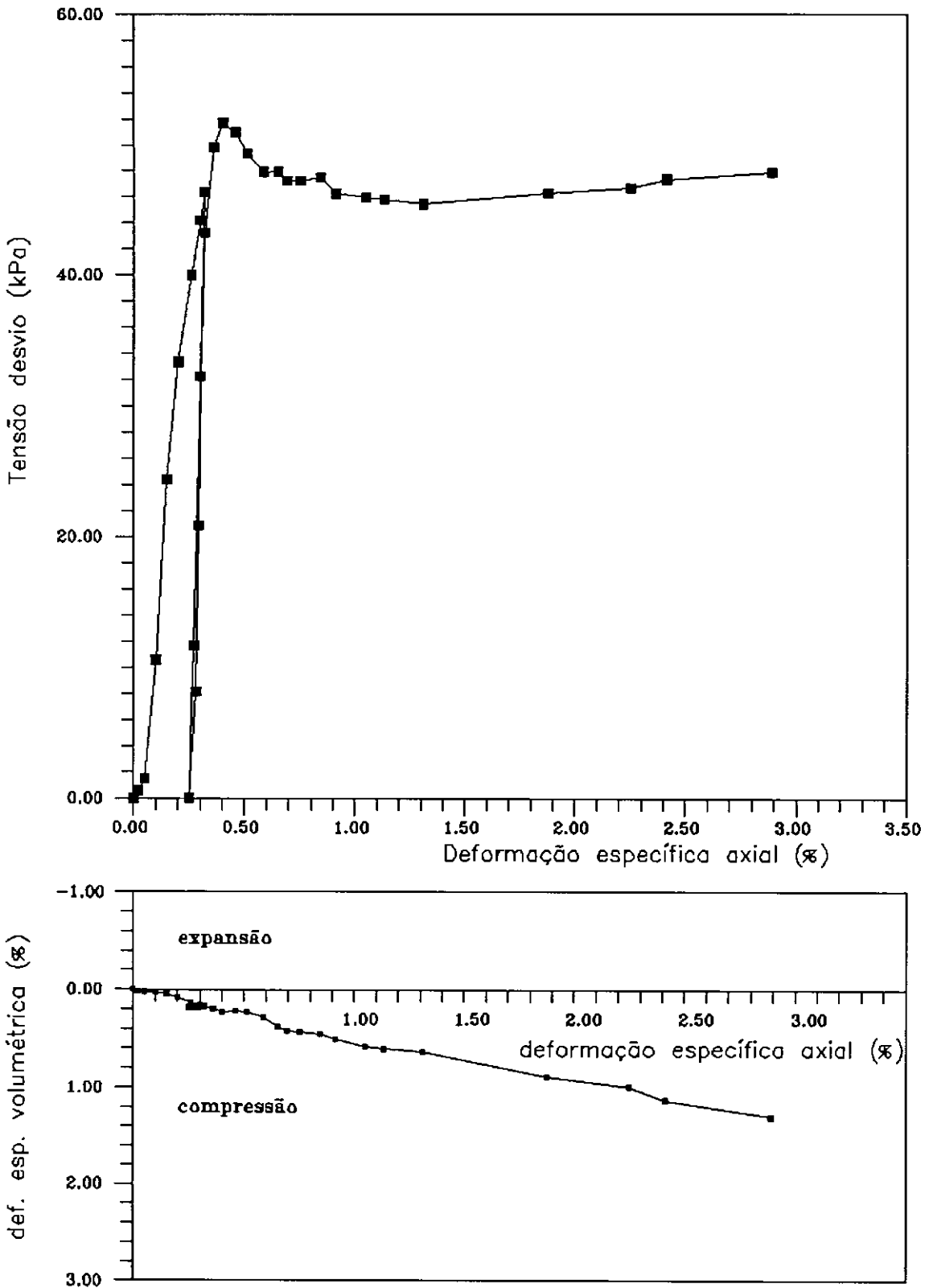


Fig. III.39: Ensaio de cisalhamento triaxial CD
 Amostra da estaca 50+00/prof.:4,00m
 c.p.6 (pré-inundado)
 Tensão confinante: 25kPa

Resultados	Corpo de prova			
	3	4	5	6
Tensão Confinante (kPa)	25	50	100	25*
Módulo de elasticidade inicial (kPa)	116969	54986	77100	22837
Tensão desvio de descarregamento (kPa)	255	154	235	-
Módulo de elasticidade do ciclo de desc./rec. (kPa)	215754	82233	190024	61398
Deformação específica volum. de colapso (%)	-	0,34	0,99	0,18
Deformação específica axial de colapso (%)	-	0,16	0,20	0,0
Tensão desvio de ruptura (kPa)	314	-	-	-
Deformação específica axial de ruptura (%)	0,13	-	-	-
Deformação específica volum. de ruptura (%)	0,49	-	-	-

* - O c.p. 6 foi inundado antes do cisalhamento.

Tabela III.16 - Resultados dos ensaios triaxiais CD em corpos de prova indeformados.

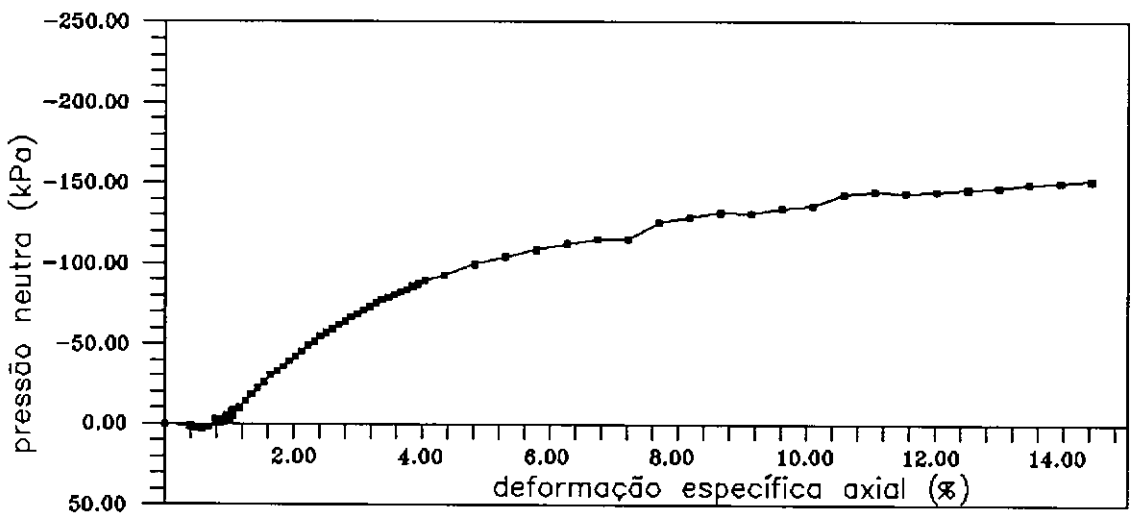
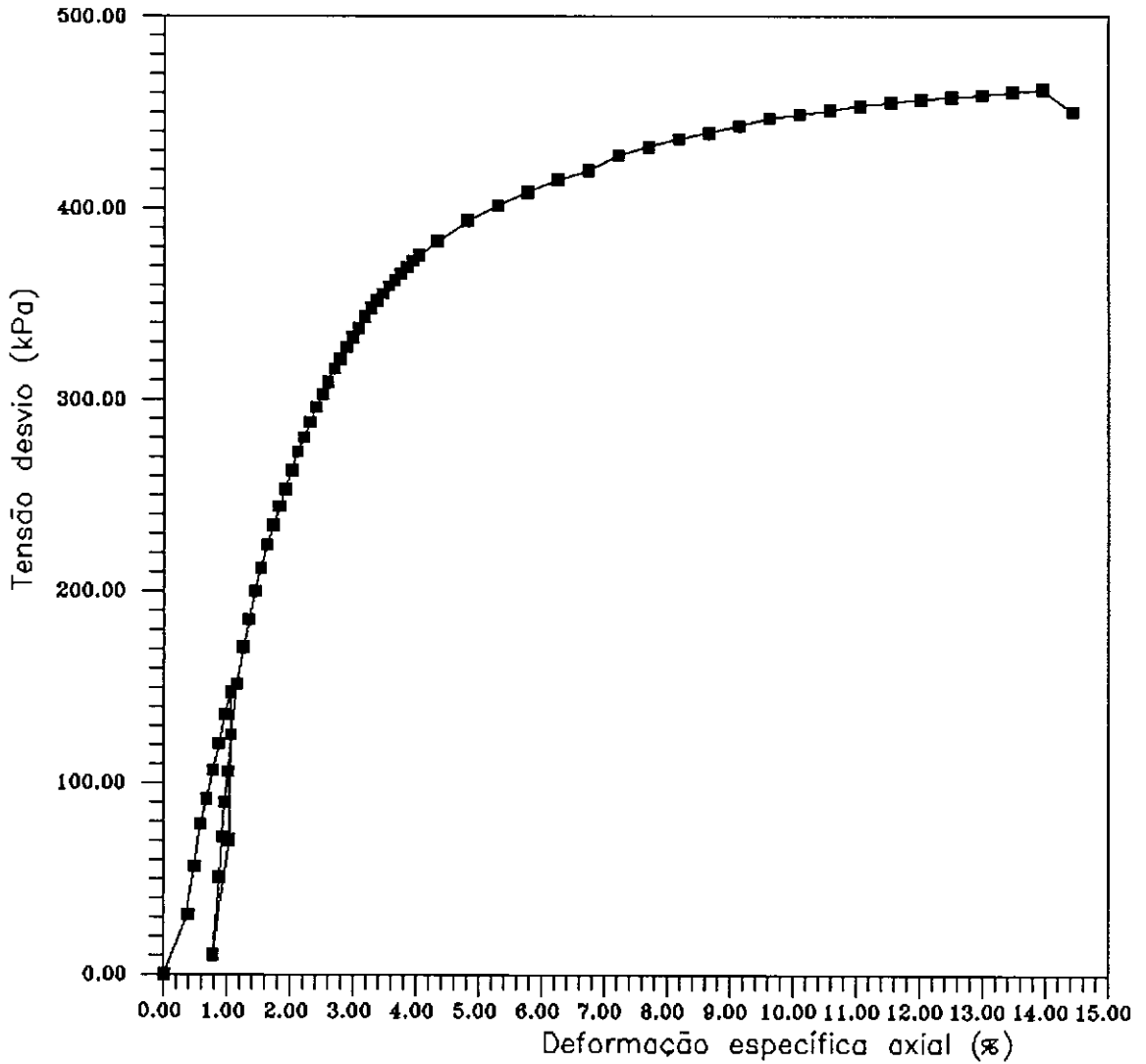


Fig. III.40: Ensaio de cisalhamento triaxial CU
 Amostra da estaca 50+00
 c.p.1C (compactado)
 Tensão confinante: 25kPa

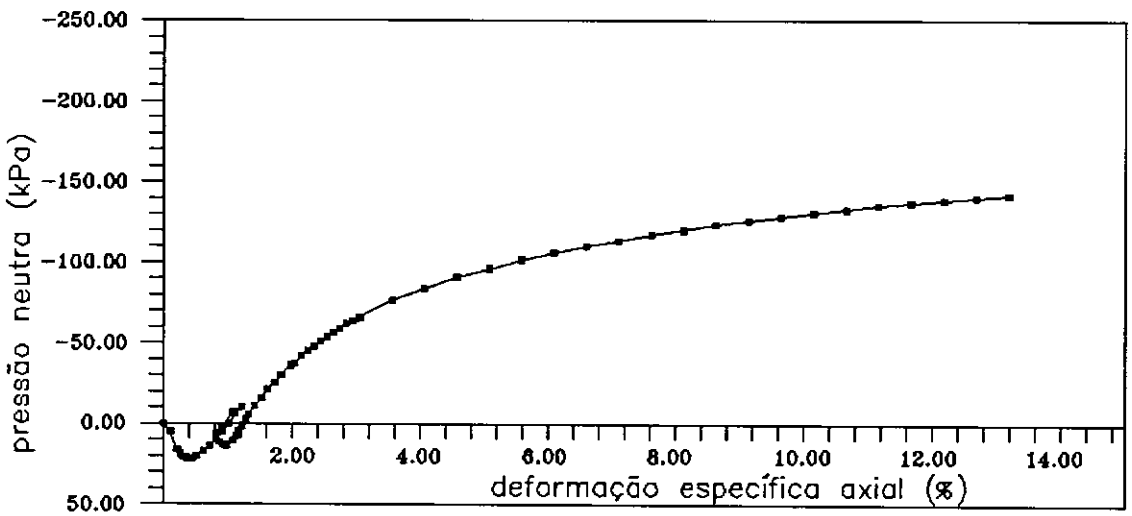
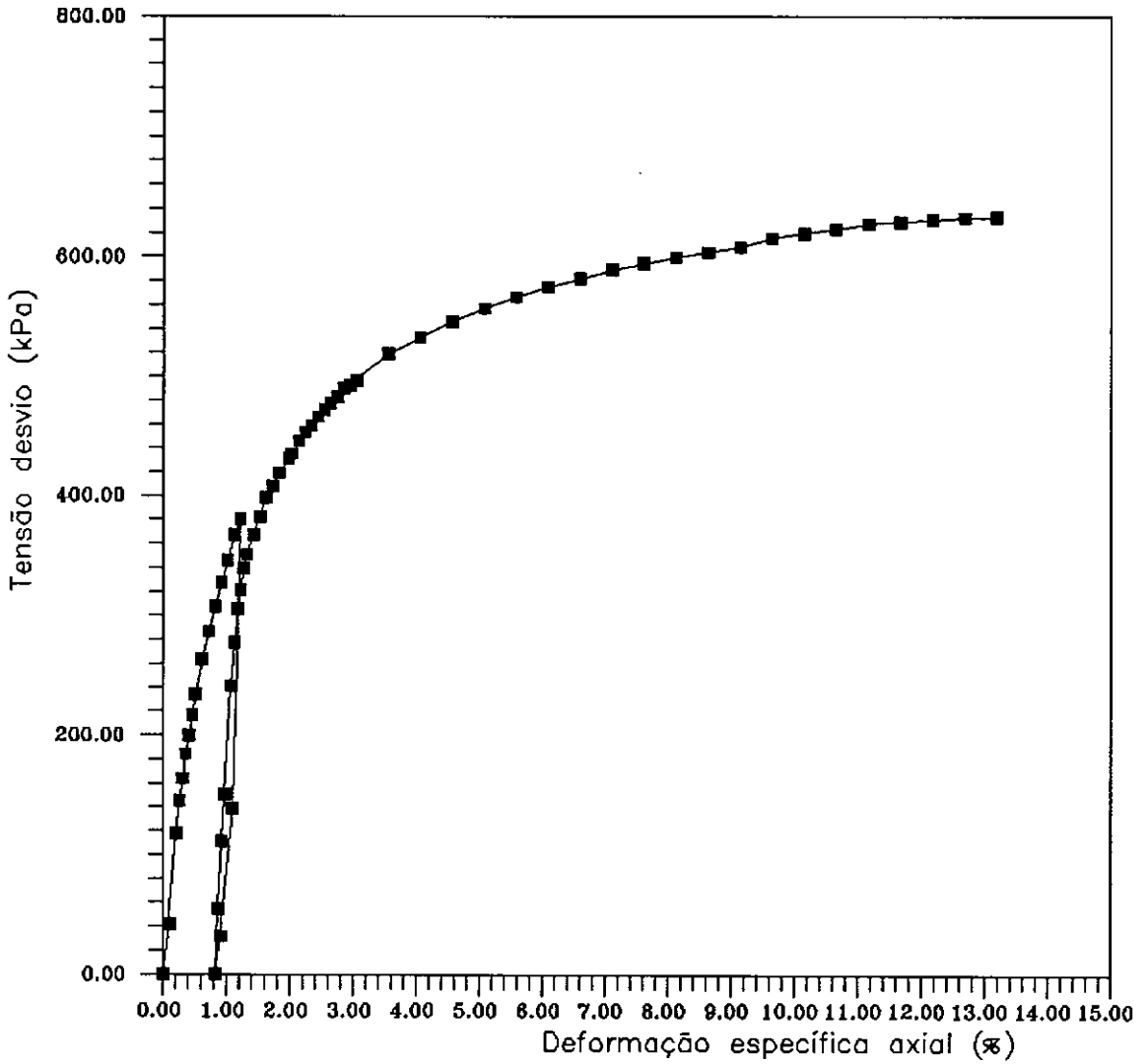


Fig. III.41: Ensaio de cisalhamento triaxial CU
 Amostra da estaca 50+00/prof.:4,00m
 c.p.2C (compactado)
 Tensão confinante: 100kPa

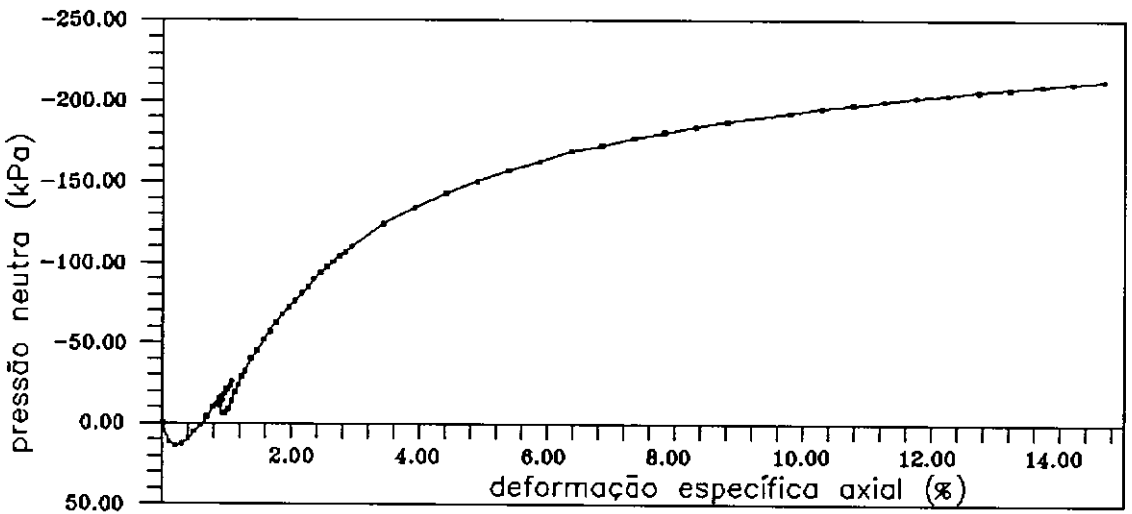
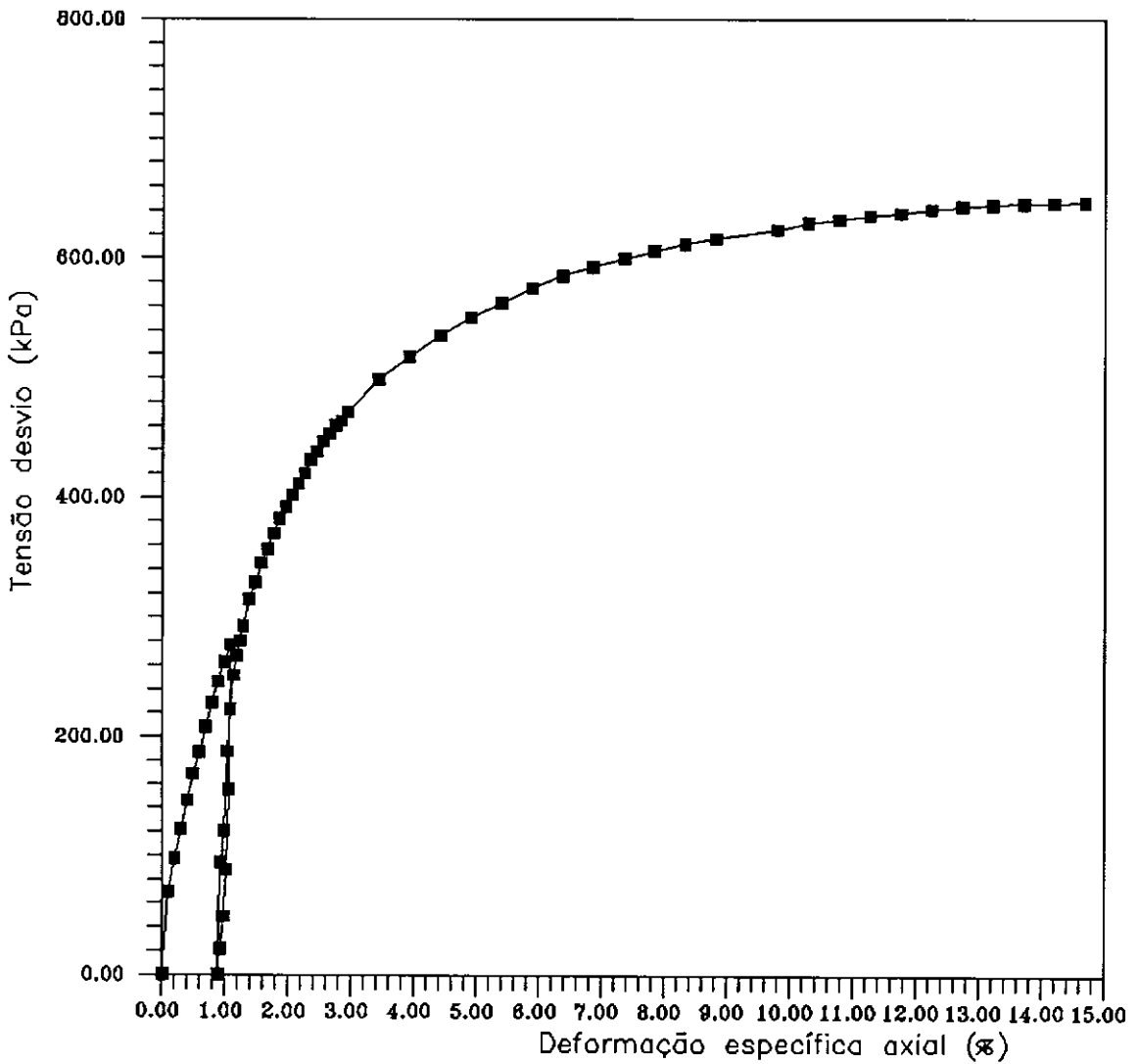


Fig. III.42: Ensaio de cisalhamento triaxial CU
 Amostra da estaca 50+00/prof.: 4,00m
 c.p.4C (compactado)
 Tensão confinante: 50kPa

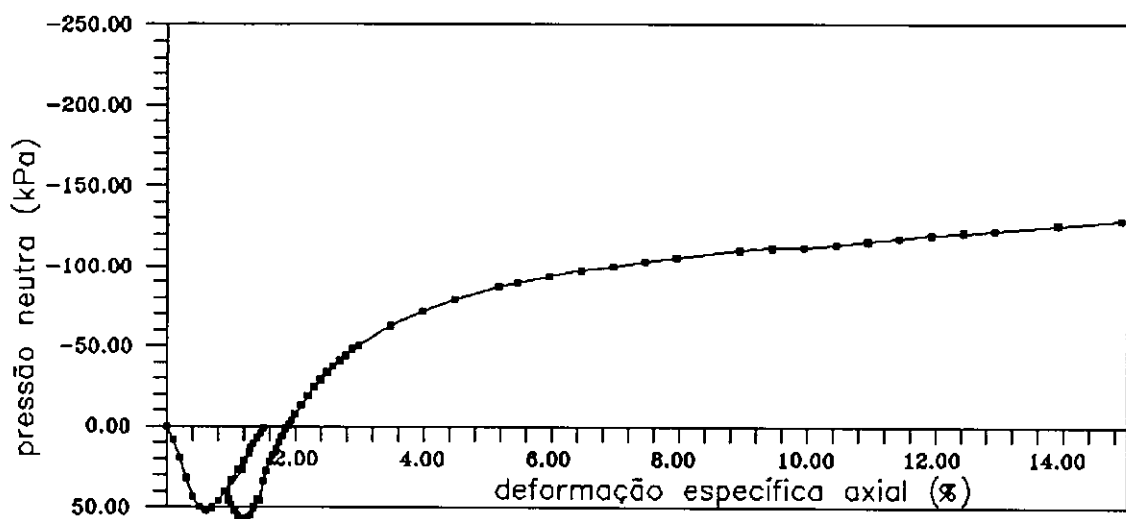
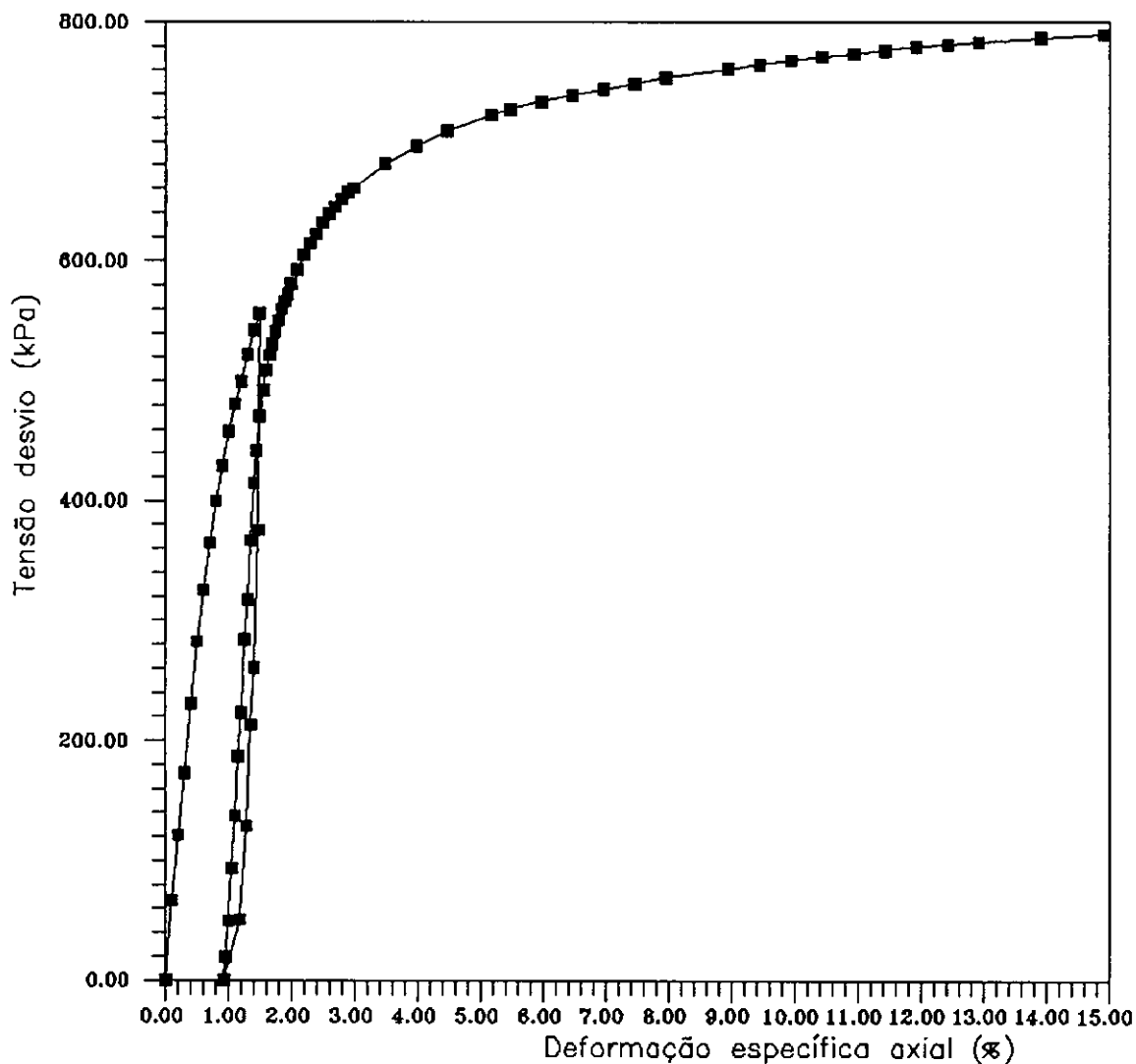


Fig. III.43: Ensaio de cisalhamento triaxial CU
 Amostra da estaca 50+00/prof.:4,00m
 c.p.5C (compactado)
 Tensão confinante: 200kPa

Resultados	Corpo de prova			
	1C	2C	4C	5C
Tensão Confinante (kPa)	25	100	50	200
Módulo de elasticidade inicial (kPa)	26328	41061	57700	60806
Tensão desvio de descarregamento (kPa)	147	276	379	556
Módulo de elasticidade do ciclo de desc./rec. (kPa)	39561	93388	126517	98173
Tensão desvio de ruptura (kPa)	461	633	647	789
Poropressão na ruptura (kPa)	-150	-143	-213	-129

Tabela III.17 - Resultados dos ensaios triaxiais \overline{CU} em corpos de prova compactados.

CAPÍTULO IV

ANÁLISE DOS RESULTADOS DA INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

IV.1 - Introdução.

A característica colapsível do solo é um resultado de sua gênese, tornando-se, portanto, muito importante a análise dos aspectos relacionados a seu processo de formação, bem como a verificação da possibilidade de correlações entre esta característica e suas propriedades físicas. Na mesma importância se situam as análises dos comportamentos mecânicos, sob diferentes formas de solicitações.

Deve ficar bem explícito que as análises aqui realizadas estão baseadas nos resultados fornecidos pela investigação geotécnica, cujos procedimentos estão sujeitos a críticas, que são discutidas no capítulo V.

IV.2 - Análise dos aspectos climáticos, geológicos e pedológicos.

Como já foi relatado no capítulo II, o comportamento colapsível dos solos está intimamente relacionado com a estrutura do solo que, por sua vez, é consequência do seu processo de formação. Desse modo, pode-se dizer que os fatores determinantes desse processo de formação, tais como material original, relevo, clima, organismos vivos e tempo podem se constituir em dados relevantes para uma prévia identificação da ocorrência ou

não de solos colapsíveis em uma determinada região.

O clima, aliado às peculiaridades do material, foi um dos fatores mais determinantes da característica colapsível. Os depósitos aluvionares, formados por enchentes rápidas ou inundações dos rios São Francisco e Corrente (decorrentes do curto período de concentração de chuvas), sofreram ressecamento durante um longo período de alta taxa de evaporação. O fato desses depósitos se constituírem, predominantemente, por areias argilosas, sugere que, devido à alta taxa de evaporação, as partículas finas distribuídas no fluido intersticial seriam carregadas por esses em direção aos estreitos espaços entre os grãos maiores, e ficariam ali retidas. No caso de solos residuais, a estrutura colapsível estaria relacionada a um processo de lixiviação de materiais colóides, solúveis e finos, resultante do intemperismo da rocha sã, combinado com o efeito da alta taxa de evaporação. Ambos os processos de formação foram também verificados por DUDLEY (1970), VARGAS (1973), KNODEL (1980), HOUSTON et alli (1988) e SIGNER et alli (1989).

Segundo OLIVEIRA (1972), os ventos e a cobertura vegetal têm efeitos importantes. Os ventos contribuem para o ressecamento do solo, devido à sua ação removedora da umidade atmosférica sobre o mesmo. A cobertura vegetal tem a função de atenuar as ações do clima sobre o solo. Portanto, estando-se diante de uma vegetação de baixa densidade, esse efeito protetor é bastante reduzido.

Vale salientar que os aspectos geo-climáticos da região do perímetro de irrigação Formoso "A" são bem

semelhantes aos do projeto de irrigação do Distrito Agroindustrial do Jaíba, situado no extremo norte do estado de Minas Gerais, na margem direita do Rio São Francisco, cujos solos foram pesquisados por BENVENUTO (1982), constatando, também, o problema da colapsibilidade.

Quanto aos aspectos pedológicos, a predominância da presença de latossolos acentua a evidência do alto grau de intemperismo e a característica de estrutura macroporosa.

IV.3 - Análise dos Resultados dos Ensaios de Microscopia Eletrônica, Difração de Raios-X e Físico-Químicos.

A análise desses ensaios tem como objetivo identificar a estrutura do solo e definir o provável mecanismo do colapso.

Ao se observarem as fotografias III.4 a III.13, resultantes da investigação microscópica, verifica-se a existência de uma tecedura cujas partículas maiores não se conectam diretamente, mas por meio de partículas menores, possivelmente argila e/ou silte. O arranjo no qual essas partículas se acomodam permite a formação de uma tecedura macroporosa, semelhante às observadas por WOLLE et alii (1981).

Pode-se observar, também, a presença de partículas extremamente pequenas, possivelmente óxido de ferro e argila, envolvendo os grãos maiores, evidenciando, portanto, a formação de partículas de argila por autogênese (ver item II.3).

Pelos resultados dos ensaios de difração de

raios-X, pode-se dizer que as partículas maiores são grãos de quartzo, enquanto as menores são de caulinita, detectando também a presença de óxido de ferro.

Os índices K_i e K_r , resultantes de ensaios químicos, indicam o estágio avançado de intemperização, estando de acordo, portanto, com a presença de caulinita como único argilo-mineral. Pela determinação do pH, constata-se que o meio é ácido ($\text{pH} < 7$) e pela quantificação dos cátions trocáveis, verifica-se a predominância do hidrogênio, cálcio e magnésio, enquanto o sódio e o potássio se reduzem a teores muito baixos. Esses dados conduzem à conclusão de que as partículas de caulinita encontram-se em estado floculado. Verificou-se, também, que a presença do óxido de ferro é reduzida, apresentando teores de 2,4 a 4,3%.

Não sendo conhecida a estrutura do solo, poder-se-ia suspeitar, quanto ao mecanismo de colapso, que a ruptura dos vínculos formados pelas partículas de argila se devesse a uma mudança no sistema químico do solo. MITCHELL (1976) acentua que o processo de evolução do solo pode causar alterações nas curvas de energia de interação interpartículas, ou seja, a mudança química do meio pode provocar alterações nas magnitudes das energias atrativas e/ou repulsivas, sabendo-se que estas são sensíveis às mudanças de concentração eletrolítica, valência catiônica, constante dielétrica e temperatura. Essas mudanças das curvas de interação poderiam causar conseqüências consideráveis no comportamento do solo quando perturbado ou sujeito à ação da água de infiltração.

Logo, nos solos em questão, o mecanismo de colapso, defendido por diversos pesquisadores (e.g. KASSIF e HENKIN, 1967; DUDLEY, 1970; REGINATTO e FERRERO, 1973 e LUTENEGGER e SABER, 1988), poderia ser desencadeado pelo aparecimento de forças de repulsão entre as partículas de argila, devido à entrada da água de infiltração, destruindo o arranjo originalmente flocculado que constitui os vínculos entre os grãos de quartzo. Consequentemente, esses grãos de quartzo se desestabilizariam e ocupariam os espaços dos macroporos.

Deve-se ressaltar, porém, que os resultados dos ensaios de expansão livre (FQ1), que constataram aumentos de volume significativos, bem como o aspecto visual desses ensaios, além dos índices de Ph e cátions trocáveis, comprovam que as partículas de argila, ao interagirem com a água, se mantêm em estado flocculado. Conclui-se, então, que para os solos estudados nesta pesquisa, o mecanismo de colapso não é consequência de um fenômeno químico, mas sim físico.

O ensaio FQ2 forneceu maiores informações para a determinação da estrutura do solo e a definição do mecanismo de colapso. Das observações realizadas pode-se constatar que as partículas de argila estão, na estrutura original do solo, aglomeradas em micronódulos ou microagregados, que não são destruídos pela simples interação com a água. As partículas de caulinita só puderam ser individualizadas pelo efeito do aparelho de ultrassom. Isto se deve ao fato das partículas individuais de caulinita estarem, provavelmente, cimentadas pelo óxido de

ferro, que, apesar de se apresentar em baixo teor, deve possuir uma superfície específica alta (e, conseqüentemente uma alta atividade), já que somente o hexametáfosfato de sódio possibilitou a sua individualização. KRISHNA MURTI (1977) também verificou a forte interação do óxido de ferro com o argilo-mineral caulinita na formação de microagregados estáveis à água, citando até a formação de "pseudo-siltos".

Dessas conclusões sugere-se que a estrutura do solo é de tal forma que os grãos de quartzo não se conectam diretamente, mas sim por meio de partículas do argilo-mineral caulinita e, principalmente, de micronódulos dessas partículas e silte, possibilitando um arranjo tal que confere ao solo a propriedade macroporosa.

Resta, então, estabelecer o mecanismo de colapso relacionado a essa estrutura. O arranjo do vínculo formado por partículas de argila age como um forte apoio entre os grãos de quartzo, proporcionando ao solo, sob seu baixo teor de umidade, uma alta resistência à compressão. Sabendo-se que o fenômeno é predominantemente físico, este arranjo deve ser preservado sem grandes alterações, devido às tensões capilares que, segundo MICHAELS (1959), representam uma contribuição importante para a resistência à compressão na estrutura caulinitica. Apesar dos ensaios não fornecerem informações definitivas a respeito do mecanismo, supõe-se que este seja desencadeado pela destruição dos meniscos capilares entre os micronódulos de caulinita, destruindo o arranjo que formava a forte sustentação dos grãos de quartzo.

Através dos resultados dos ensaios FQ4 e FQ5, verificou-se, a grosso modo, uma tendência crescente ao colapso à medida que diminui a concentração de metanol em solução.

HOLTZ e KOVACS (1981) descrevem o *slaking*, fenômeno em que um torrão de solo de baixa umidade é desintegrado rapidamente quando imerso num becher com água, devido ao efeito da capilaridade: " O torrão começa a se desintegrar imediatamente e, em alguns solos, a desintegração é tão rápida que o torrão parece quase explodir". Se o torrão estiver acima do limite de contração, ele expandirá gradualmente. Por outro lado, se ele estiver abaixo, as tensões capilares sugarão a água dos vazios e as bolhas de ar presas nos vazios serão comprimidas pelo menisco. Eventualmente, a pressão interna do ar torna-se suficientemente alta para exceder a resistência do solo. No caso dos solos colapsíveis aqui estudados, este vencimento da resistência do solo ocorreria dentro dos vínculos entre os grãos maiores.

Verificou-se que o limite de contração dos solos aqui analisados são aproximadamente iguais aos limites de plasticidade ou até três unidades inferior. Os limites de contração foram calculados pelo método proposto por A. Casagrande (HOLTZ e KOVACS, 1981) em sua Lecture na Harvard University, que apesar de não apresentar uma acurácia muito boa, pode garantir que o limite de contração destes solos são maiores que suas umidades naturais.

Logo, esse estudo de HOLTZ e KOVACS, aliado às observações dos ensaios FQ4 e FQ5, reforça a hipótese

proposta para o mecanismo desencadeador do colapso. Baseando-se também no fato de que a tensão superficial da solução diminui à medida que se aumenta a concentração de metanol (tabela IV.1), pode se prever, então, que um fluido de infiltração com baixa tensão superficial não seria capaz de eliminar os meniscos capilares e expulsar as bolhas de ar enclausuradas, e, conseqüentemente, de provocar a destruição do arranjo dos vínculos entre os grãos de quartzo, seguida da destruição a um nível macroestrutural. Sabendo-se que a água apresenta uma tensão superficial alta ($72,75 \times 10^{-3} \text{ N/m}$ a 20°C), esse fenômeno não seria evitado quando a temos como fluido de infiltração.

Porcentagem em volume de álcool metílico em água	Tensão superficial (10^{-3} N/m)
7,50	60,90
10,00	59,04
25,00	46,38
50,00	35,31
60,00	32,95
80,00	27,26
90,00	25,36
100,00	22,65

Tabela IV.1 - Tensão superficial da solução de álcool metílico em água a 20°C (apud WEAST, 1985).

A figura IV.1 apresenta a estrutura do solo inferida a partir das análises dos resultados dos ensaios de microscopia eletrônica, de difração de raios-X e de ensaios físico-químicos.

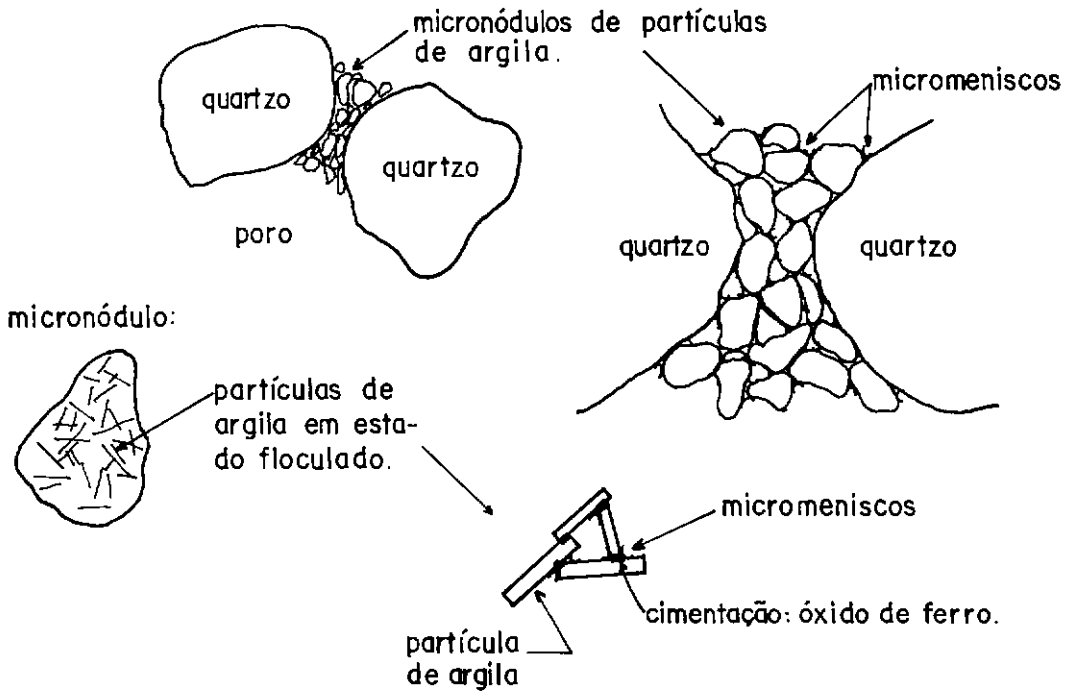


Figura IV.1 - Estrutura proposta para os solos colapsíveis da região em estudo.

IV.4 - Análise dos Resultados dos Ensaio de Caracterização.

Os valores médios apresentados na tabela III.2 indicam que os solos pesquisados podem ser classificados de uma forma geral, como SC-SM (transição entre areia argilosa e areia siltosa), sendo constituídos principalmente pela fração de areia fina, apresentando uma plasticidade baixa à média. O valor médio da densidade real dos grãos, próximo à do quartzo (2,65) e da caulinita ($2,64 \pm 0,02$), aliado ao baixo peso específico do solo, indica uma estrutura macroporosa, cuja porosidade média é de 42%. Esta

característica, juntamente com o baixo teor de umidade (umidade média de 4,61%), faz com que o solo se apresente com um baixo grau de saturação, cujo valor médio é de 16.91%.

A propriedade macroporosa e o baixo grau de saturação são características da maior parte dos solos colapsíveis. FEDA (1966) afirma que a principal condição para o solo ser colapsível é apresentar uma porosidade maior que 40%.

Os limites de Atterberg se situam de acordo com DUDLEY (1970), que afirma que a maioria dos solos colapsíveis apresenta o limite de liquidez abaixo de 45 e o índice de plasticidade abaixo de 25.

Comparando-se com os solos colapsíveis encontrados na bibliografia pesquisada, não foi constatada similaridade da caracterização geral com as dos solos de territórios estrangeiros. Quanto aos solos colapsíveis pesquisados no Brasil, verificou-se uma maior semelhança com a caracterização de alguns solos do Piauí (RIANI e BARBOSA, 1989), do norte de Minas Gerais (BENVENUTO, 1982) e de Pernambuco (SIGNER et alli, 1989). Deve-se ressaltar que esses dois últimos solos estão localizados, também, próximos à margem do Rio São Francisco.

Deve-se atentar, porém, para a possibilidade de erro nos valores das porcentagens das frações de partículas menores obtidas do ensaio de granulometria, devido à presença de micronódulos de argila, que poderiam provocar um aumento errôneo das frações de silte e/ou areia fina e uma diminuição da fração argila.

IV.5 - Análise dos Resultados dos Ensaio Oedométricos.

A análise dos ensaios oedométricos simples e "duplo" tem como objetivo tentar definir as tendências do comportamento colapsível desses solos frente à solicitação confinada unidimensional através das curvas de deformação, além do estabelecimento de possíveis correlações entre as deformações específicas de colapso (ϵ_{vc}) e algumas propriedades do solo.

IV.5.1 - Aspectos Gerais.

Todas as curvas $\log \sigma_v$ x ϵ indicam que o índice de compressão ($C_c = \frac{-\Delta e}{\Delta \log \sigma_v}$) do c.p. inundado é consideravelmente maior que o do c.p. não inundado para qualquer tensão vertical.

Os corpos de prova (c.p.'s) 23, 24, 27, 28, 36 e 84 sofreram pré-carregamentos de até 100kPa, antes de serem inundados sob as tensões de 12,5, 25 ou 50 kPa, apresentando ϵ_{vc} praticamente nulas. Isto pode ser devido ao fato de que o pré-carregamento foi suficiente para provocar uma estrutura de densidade próxima àquela que seria resultante do colapso após carregamento monotônico até a tensão de inundação do c.p.. De acordo com esta hipótese estão ainda os c.p. 8 e 11 que descarregados a partir de 50kPa apresentaram ϵ_{vc} consideravelmente maiores quando inundados sob a tensão de 25kPa, já que sofreram uma pré-compressão menor. Estas observações parecem indicar que há uma forte dependência da história de tensões na magnitude de colapso.

O c.p. 89 apresentou um comportamento

aparentemente estranho, ao diminuir de volume quando descarregado da tensão de 100kPa para 50kPa (ver figura III.28). Porém, esta anomalia pode ser explicada por um provável acidente durante o umedecimento da estopa de proteção contra a umidade (ver item III.4.1.5 b). Um excesso de umedecimento da estopa foi, provavelmente, suficiente para desencadear o colapso do contorno do c.p.. Nos 30s iniciais do estágio de descarregamento o c.p. sofreu uma leve expansão, a partir da qual é de se supor ter ocorrido um colapso parcial.

Quanto à viabilidade da utilização dos resultados dos ensaios "duplo", fez-se uma comparação dos resultados destes ensaios com os dos ensaios simples. Foram feitas, então, cinco comparações, cujos resultados mostraram que em quatro delas os ensaios simples forneceram ϵ_{vc} 5 a 31% menores, enquanto que, na comparação restante, o ensaio simples forneceu ϵ_{vc} 30% maior, não se concluindo nenhuma tendência. Estas diferenças se devem, principalmente, às heterogeneidades dos c.p.'s, não representando, porém, motivos para desconsideração dos resultados dos ensaios "duplo".

IV.5.2 - Aspectos Reológicos.

A magnitude de colapso é um dado muito importante para o estudo de um projeto de engenharia. A velocidade com a qual o colapso se processa, por outro lado, também é um dado relevante para o estudo completo da interação solo-estrutura.

A partir dos resultados de alguns ensaios

oedométricos (figuras III.7 a III.31), elaboraram-se curvas de velocidade de deformação específica versus tempo, para os estágios de carregamento imediatamente antes do estágio de inundação do c.p. e o de inundação do c.p., sob as tensões de 25kPa, 50kPa (durante carregamento monotônico, ou no ciclo de descarregamento/recarregamento) ou 200kPa (figuras IV.2 a IV.5). As velocidades foram calculadas pelo quociente entre a diferença de deformações específicas entre duas leituras consecutivas e o tempo entre estas leituras, referenciadas ao tempo médio entre as mesmas leituras.

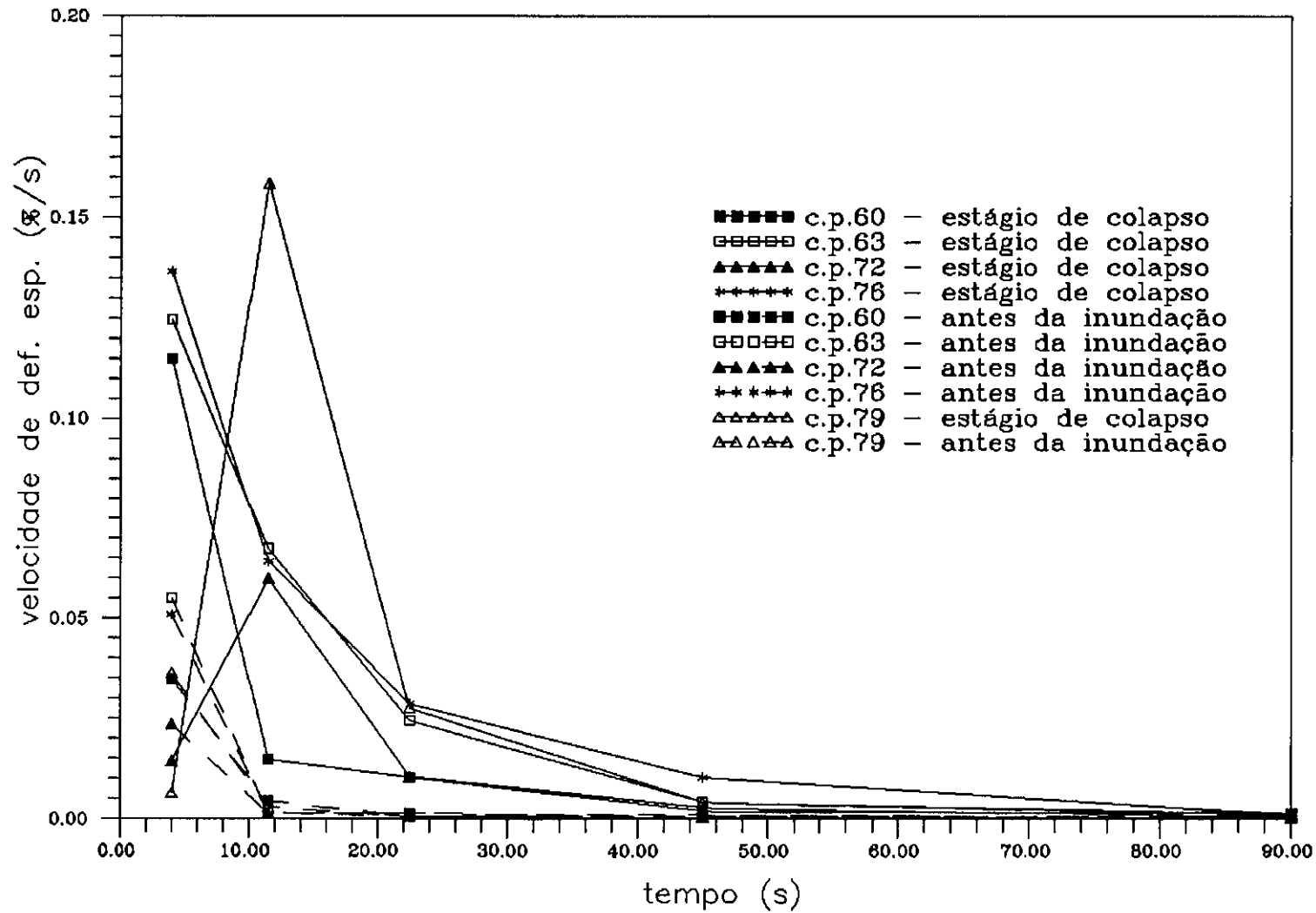


Fig IV.2: Variação da velocidade de deformação específica nos estágios de 25kPa dos ensaios oedométricos.

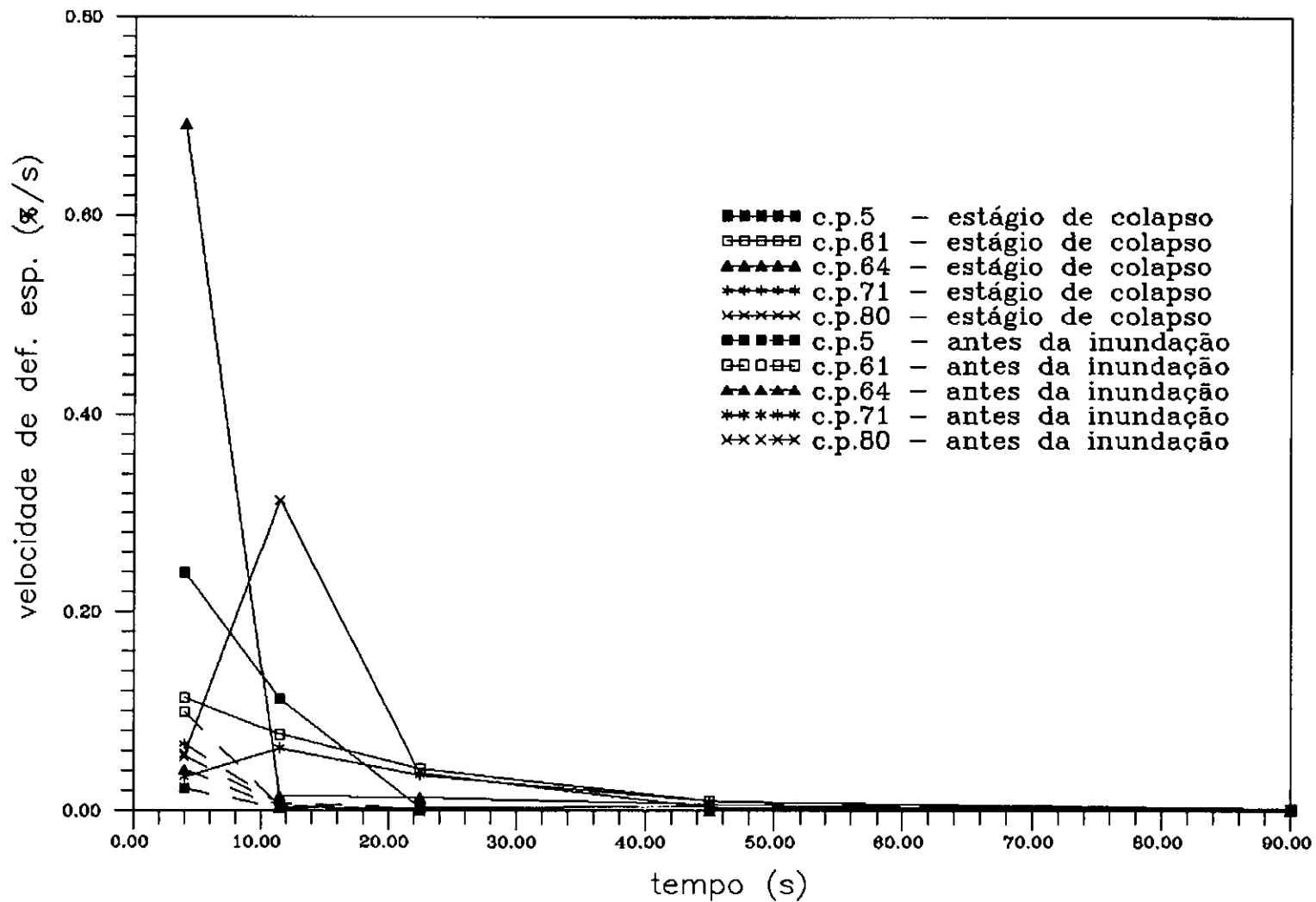


Fig IV.3: Variação da velocidade de deformação específica nos estágios de 50kPa dos ensaios oedométricos.

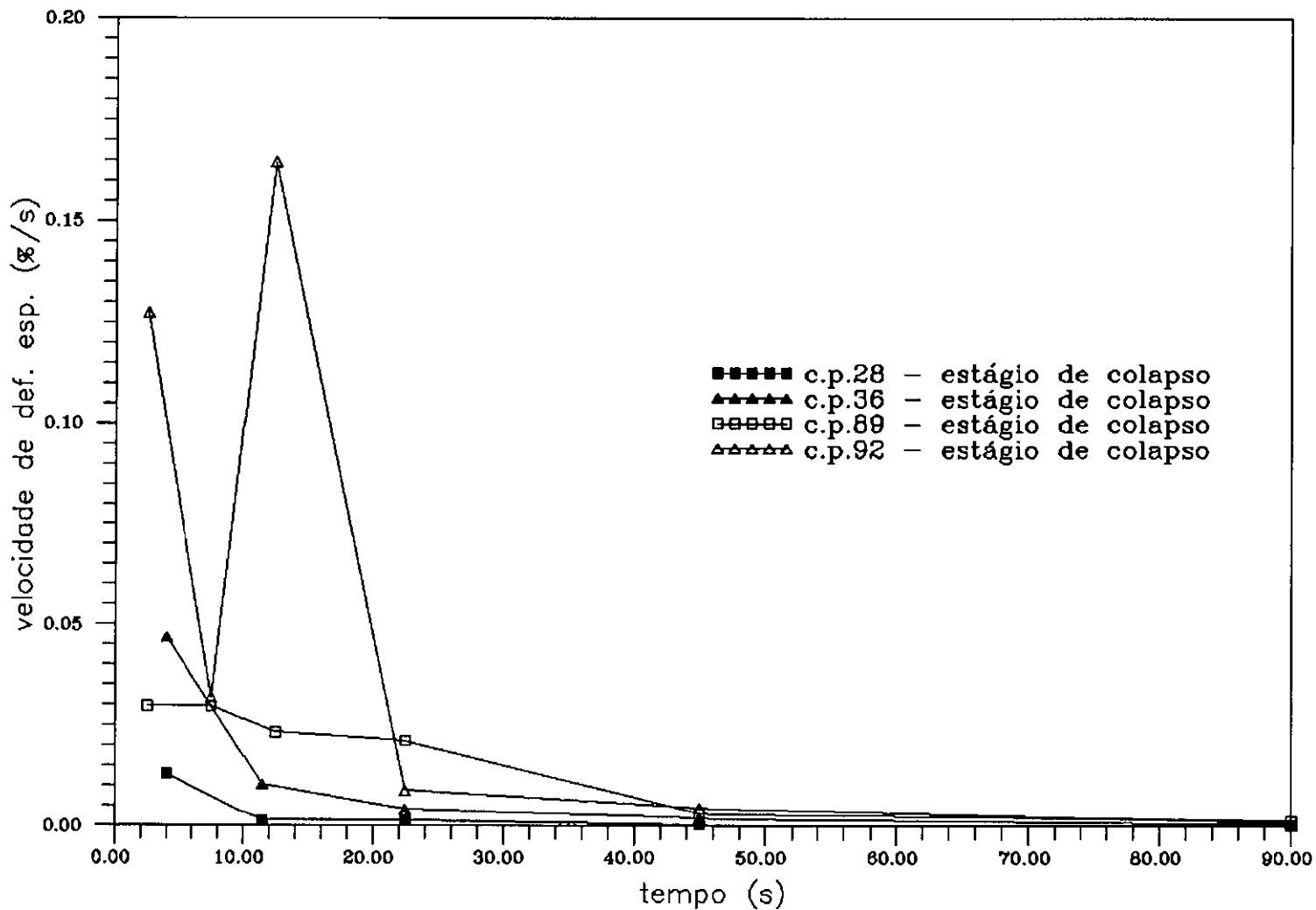


Fig IV.4: Variação da velocidade de deformação específica nos estágios de 50kPa nos trechos de desc./rec. dos ensaios oedométricos.

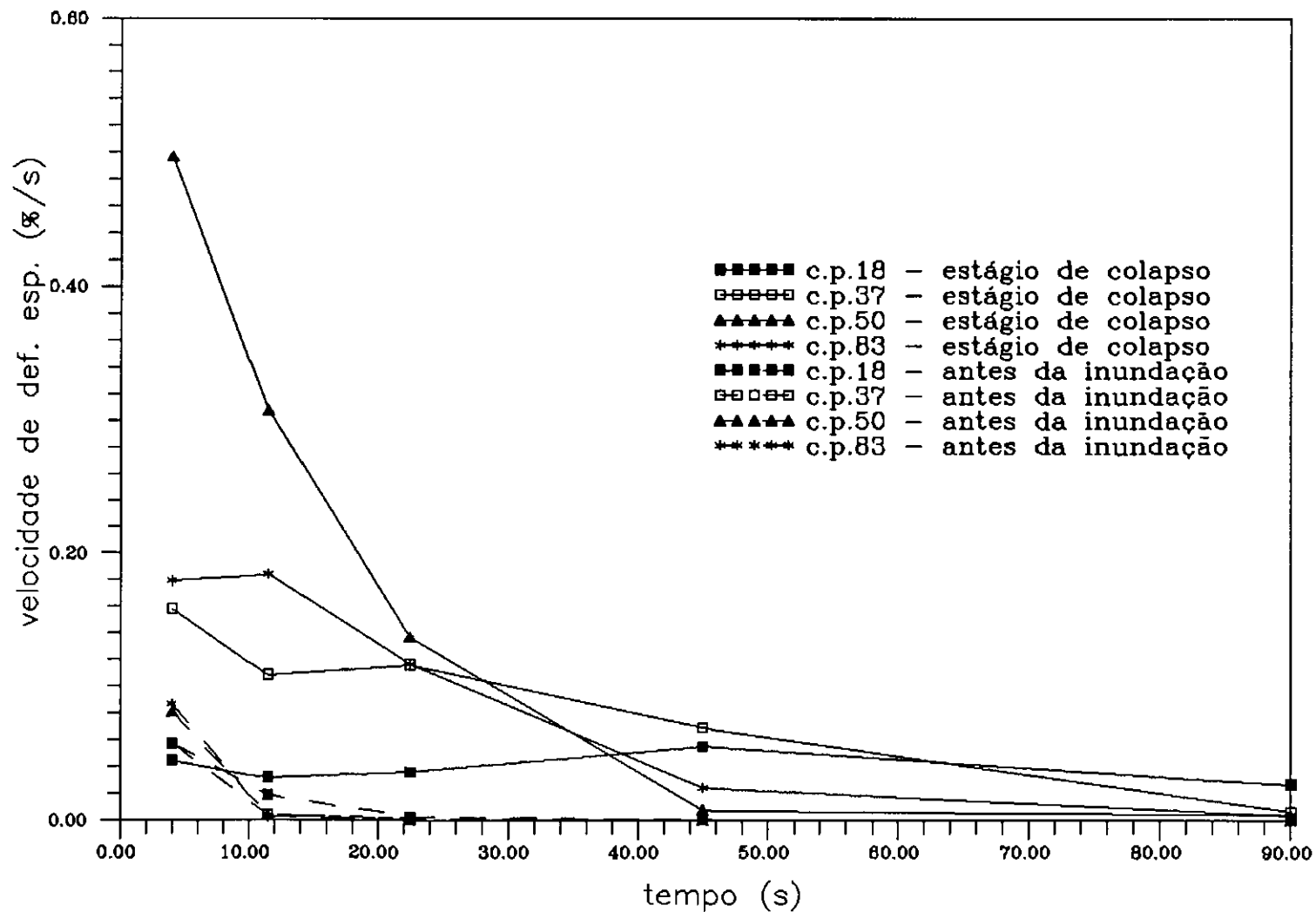


Fig IV.5: Variação da velocidade de deformação específica nos estágios de 200kPa dos ensaios oedométricos.

De um modo geral, pôde-se constatar:

- analisando-se o comportamento de 14 c.p.'s, as velocidades máximas de deformação específica do estágio de colapso foram maiores que as do estágio imediatamente antes do colapso, exceto para os c.p.'s 18 e 71. A razão de (velocidade máxima de ϵ_v do estágio de colapso)/(velocidade máxima de ϵ_v do estágio imediatamente antes do colapso) alcançou um valor máximo de 17,5;

- como era de se esperar, todos os c.p.'s no estágio antes do colapso apresentaram uma desaceleração contínua das deformações;

- no estágio de colapso, alguns c.p.'s apresentaram uma aceleração inicial de deformações, seguida de uma desaceleração, caracterizando um "pico" nas respectivas curvas. Esses "picos", que são pontos de velocidade máxima, ocorreram independentemente da tensão de colapso, no tempo de 11,5s após o início do estágio de inundação do c.p.;

- as velocidades máximas de colapso sob 50kPa dos c.p.'s carregados monotonicamente foram superiores às desenvolvidas pelos c.p. inundados no ciclo de descarregamento/re-carregamento, o que pode ser explicado pelo fato desses c.p.'s terem sido submetidos a uma pré-consolidação. Estas observações ressaltam a importância da história de tensões no processo de colapso.

Os "picos" apresentados por algumas curvas devem-se, provavelmente, a forma com que se processa o avanço da frente de saturação no c.p., conforme sugere a figura IV.6.

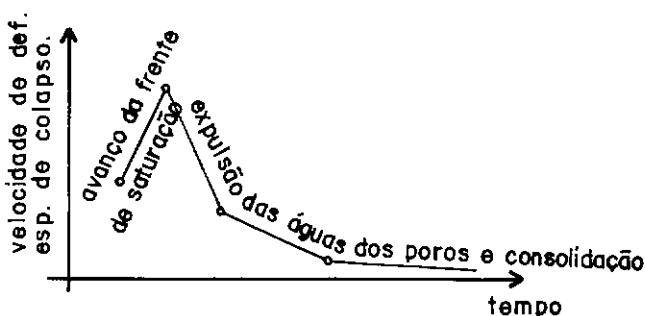


Figura IV.6- Gráfico esquemático da variação de velocidade de deformação específica de colapso com o tempo do estágio de inundação do corpo de prova.

BROWZIN (1981 - ver item II.4.2) constatou que existem dois estágios no processo de colapso: a) no primeiro período, 0,5 a 9min, que se prolonga até ser alcançada a velocidade máxima de deformação, ocorre a saturação do c.p. e a quebra de ligações entre as partículas do solo; b) no segundo período, ocorre a expulsão da água dos poros. Esse comportamento está de acordo com o que foi verificado por BENVENUTO (1982) ao constatar, em ensaios de campo, que os "picos" de velocidade de recalque devido ao colapso ocorreram próximos do tempo necessário para que a frente de saturação atingisse todo o estrato colapsível. FEDA (1988) também constatou "picos" de velocidade de deformação de colapso em ensaios oedométricos em loess.

IV.5.3 - Correlações.

Este item tem por objetivo investigar as

possíveis tendências de correlação das deformações específicas de colapso (ϵ_{vc}) com as tensões verticais de colapso e diversas variáveis do solo.

a - tensões de colapso

As figuras IV.7 e IV.8 apresentam as variações de ϵ_{vc} com a tensão vertical de colapso até 200 kPa e 400kPa, respectivamente. Nessas figuras, os pontos isolados representam valores de ϵ_{vc} para as amostras que se submeteram ao colapso sob uma única tensão vertical, enquanto que cada curva representa a variação da ϵ_{vc} com a tensão vertical para uma determinada amostra.

As figuras referidas mostram uma tendência generalizada de aumento de ϵ_{vc} com a tensão vertical até 400kPa. Pode-se então dizer que essa correlação crescente tende a se amenizar com o aumento da tensão de colapso, verificando-se nas curvas que apresentam uma maior quantidade de pontos uma diminuição do coeficiente angular até a tensão de 400kPa. A partir desse valor, nada se pode afirmar, devido à falta de pontos. Em algumas curvas não foi possível verificar este decréscimo do coeficiente angular, devido, provavelmente, à carência de pontos intermediários. Diversos autores (e.g. WOLLE et alli, 1981; DUFFY et alli, 1986 e LUTENEGGER e SABER, 1988) também constataram essa tendência de comportamento de ϵ_{vc} com o aumento da tensão vertical.

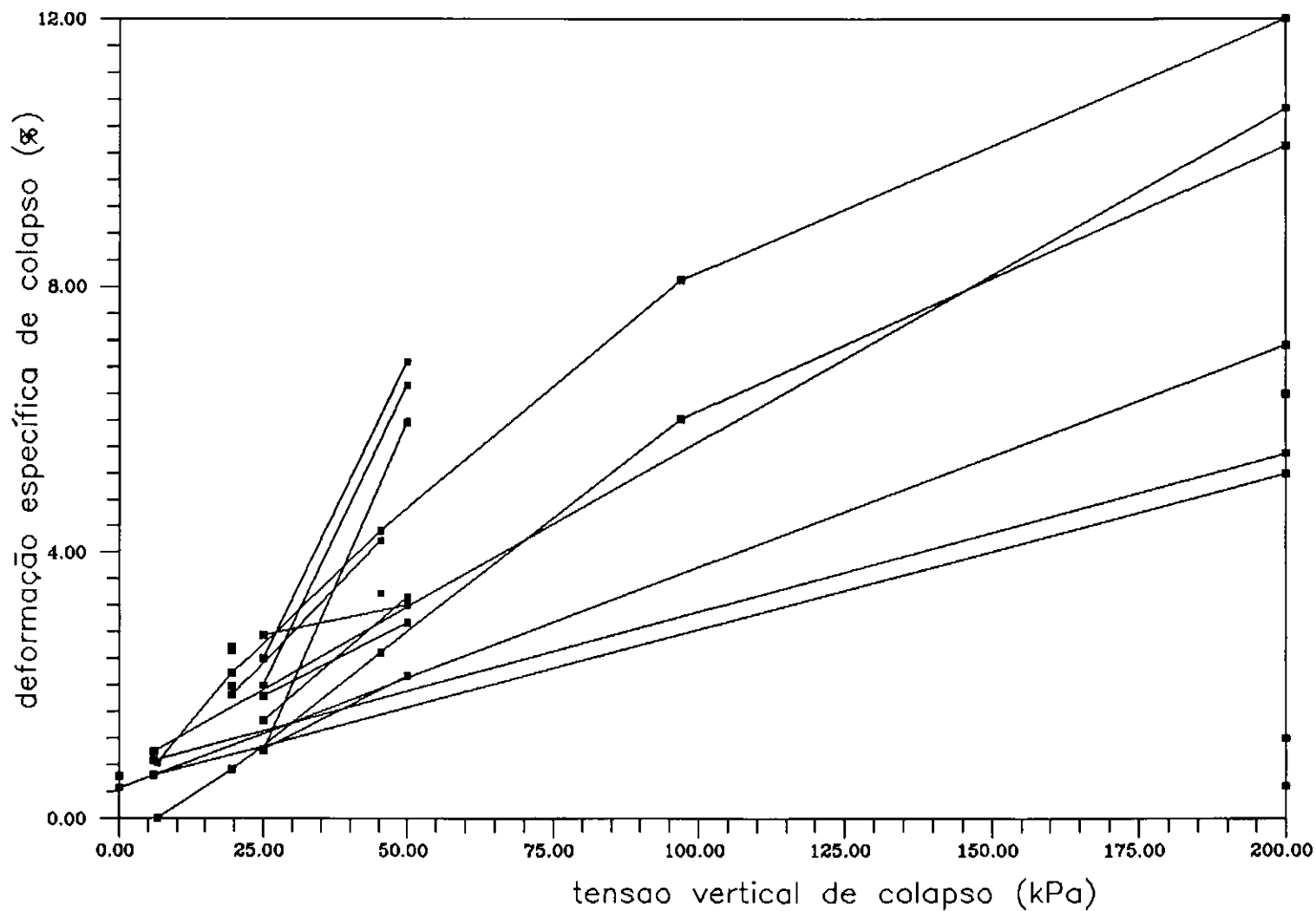


Fig IV.7: Variação da deformação específica de colapso com a tensão vertical de colapso até 200 kPa.

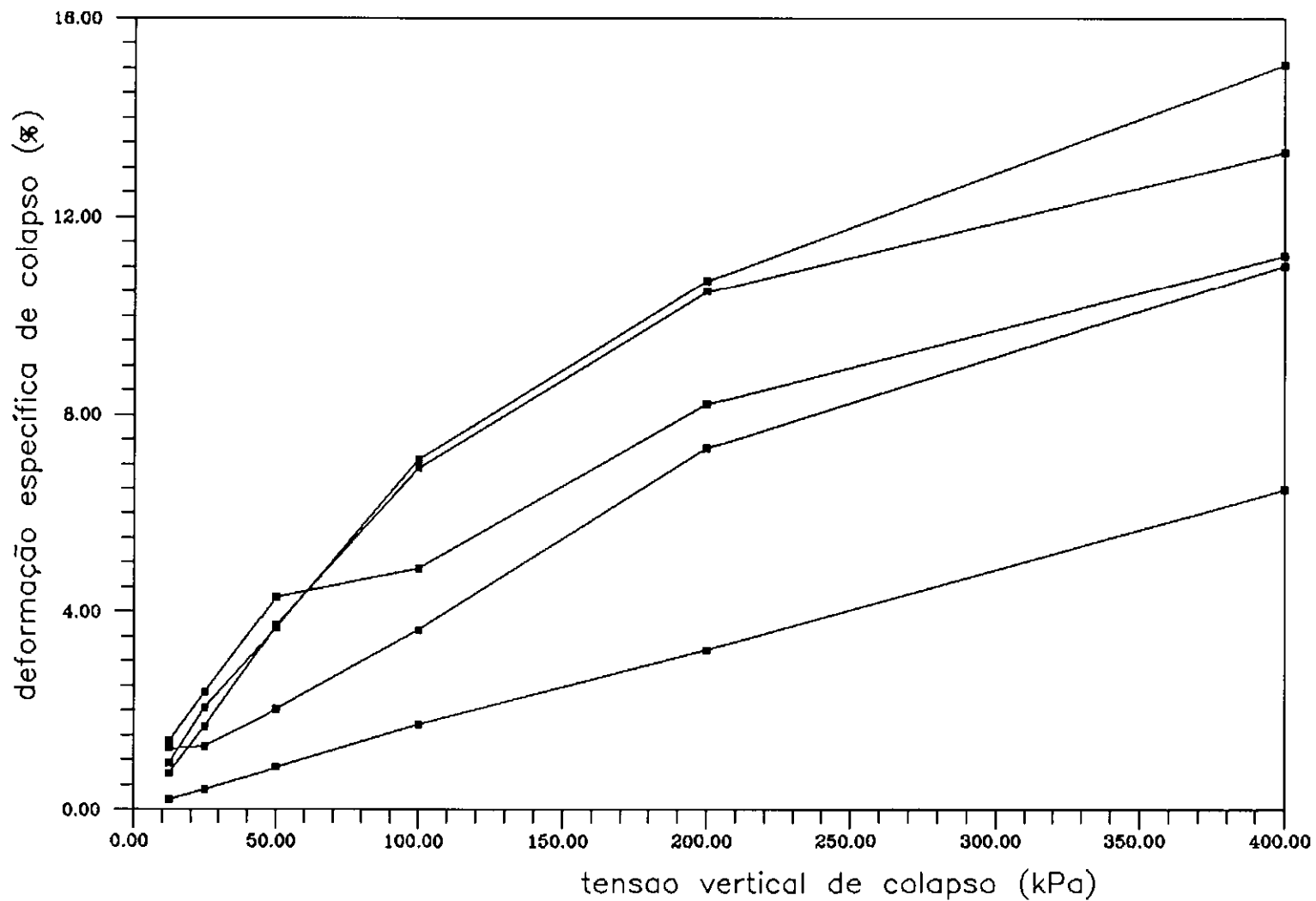


Fig IV.8: Variação da deformação específica de colapso com a tensão vertical de colapso até 400 kPa.

Essas observações (quanto à diminuição da tendência crescente) vão ao encontro das conclusões de VARGAS (1973) de que a colapsibilidade aumenta com a tensão vertical de colapso até um determinado limite, a partir do qual a ϵ_{vc} diminui até valores mínimos para altas tensões. ARAGÃO e MELO (1982), ALONSO et alli (1987), SIGNER et alli (1989) e RIZKALLAH e KEESE (1989) obtiveram resultados que confirmam este comportamento, que pode ser explicado pelo fato de que tensões suficientemente elevadas destruiriam, sob a umidade natural, a estrutura macroporosa original, se aproximando da estrutura resultante do colapso, à medida que se aumenta a tensão vertical (figura IV.9).

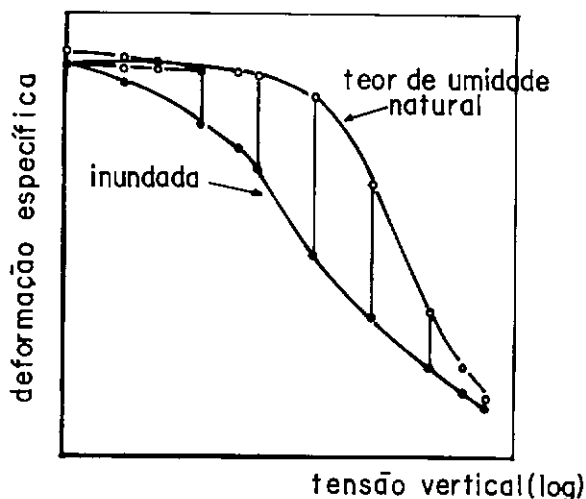


Figura IV.9- Variação do colapso com a tensão vertical aplicada.

b - caracterização do solo

Para os índices físicos, limites de Atterberg e granulometria, esta investigação das tendências de correlação foi realizada através de análises por regressão

linear, cuja variável dependente é ϵ_{vc} .

Para exprimir numericamente o ajuste das retas de regressão aos pares de valores observados, foram determinados os respectivos coeficientes de correlação linear. Esse coeficiente pode ser positivo (se a correlação é crescente) ou negativo (se a correlação é decrescente), variando entre -1 e 1. Ele será nulo quando não há correlação, assumindo o valor 1 ou -1 quando a correlação é perfeita.

Nos casos onde se dispõe de maior quantidade de dados foram também apresentadas curvas limites de 95% de confiabilidade para o estabelecimento de correlações por regressão linear, tanto para valores individuais quanto para valores médios. Essas curvas delimitam a região gráfica onde se pode garantir, com uma confiabilidade de 95%, onde é provável que se situem os pontos definidos pelos pares de valores da ϵ_{vc} e a variável independente em questão. Tem-se dois pares de curvas, uma para valores individuais e outra para valores médios. O par de curvas para valores médios delimita uma região gráfica mais restrita, situada mais próxima da reta de regressão linear que as curvas para valores individuais. As curvas limites de confiabilidade foram determinadas através do "pacote" *STATGRAPHICS* para análise estatística de dados por microcomputador.

Devido à grande variação de ϵ_{vc} com a tensão vertical, torna-se mais conveniente analisar as correlações de índices físicos, limites de Atterberg e granulometria para cada tensão vertical de colapso. A tabela IV.2

apresenta os valores dos coeficientes de correlação linear entre determinadas variáveis da caracterização e ϵ_{vc} .

Variáveis da caracterização	Coeficientes de correlação linear				
	tensão de colapso (kPa)				
	12,5	25,0	50,0	100,0	200,0
peso esp. úmido	-0,45	-0,65	-0,54	-0,43	-0,37
peso esp. seco	-0,38	-0,59	-0,49	-0,46	-0,36
índ vazios inicial	0,27	0,55	0,46	0,48	0,46
umidade inicial	-0,48	-0,12	-0,16	-0,30	-0,19
grau sat. inicial	-0,49	-0,35	-0,30	-0,39	-0,25
índ. de plast.	0,53	0,18	-0,02	-0,31	-0,52
(umidade sat - LL)	-0,56	0,46	0,25	0,25	0,70
teor de argila	0,10	-0,37	-0,46	-0,21	-0,58
teor de arg.+silte	0,21	-0,13	-0,43	-0,96	-0,82
teor de areia fina	-0,31	-0,12	0,26	0,84	0,76
teor de areia méd.	0,34	0,30	-0,11	0,10	-0,22

Tabela IV.2 - Coeficientes de correlação linear entre ϵ_{vc} e algumas variáveis físicas do solo.

b.1 - índices físicos

Apesar das fracas correlações lineares, verifica-se que os índices físicos são as variáveis que apresentam os coeficientes de correlação mais regulares para as diferentes tensões, possibilitando a definição de tendências para cada uma.

Os coeficientes de correlação indicam que o peso específico do solo úmido ou seco são as variáveis de maior

correlação. Como já esperado, os valores indicam uma tendência de aumento de ϵ_{vc} com a diminuição do peso específico (figura IV.10a). Pode-se verificar, também, que o coeficiente angular desta correlação tende a aumentar com a tensão de colapso. As figuras IV.10b e IV.10c mostram as curvas limites de 95% de confiabilidade para as tensões verticais de colapso de 25 e 50kPa, respectivamente.

Apresentando coeficientes de correlação um pouco menores estão os índices de vazios iniciais, indicando uma tendência de aumento de ϵ_{vc} com o aumento do índice de vazios (figura IV.11a). Estando de acordo com o comportamento quanto ao peso específico, os coeficientes angulares das retas de regressão aumentam com a tensão de colapso. As figuras IV.11b e IV.11c mostram as curvas limites de 95% de confiabilidade para as tensões verticais de colapso de 25 e 50kPa, respectivamente. Essas correlações com o peso específico e o índice de vazios confirmam que a propriedade física mais indicativa da susceptibilidade ao colapso dos solos pesquisados nesta dissertação é a macroporosidade.

Para o grau de saturação inicial obteve-se uma tendência decrescente de ϵ_{vc} e uma correlação linear menor que as anteriores (figura IV.12a). Este comportamento mostra que quanto menor o grau de saturação, maior é a rigidez do solo promovida pela resistência dos vínculos de argila à deformação. As figuras IV.12b mostram as curvas limites de 95% de confiabilidade para as tensões verticais de colapso de 25kPa.

Quanto à umidade do solo, verifica-se uma

tendência de diminuição de ϵ_{vc} com o aumento da umidade inicial, apresentando a menor correlação linear (figura IV.13). Esta tendência está relacionada, da mesma forma que a variação do grau de saturação, com o aumento da rigidez do solo para uma diminuição da umidade, conforme verificado por JENNINGS e KNIGHT (1975) (figura IV.14).

Com o objetivo de comparar essas correlações lineares com os da literatura pesquisada, a tabela IV.3 apresenta os coeficientes de correlação lineares médios entre as ϵ sob a tensão de 200kPa em ensaios oedométricos e índices físicos do solo, resultantes da análise geoestatística para a previsão da susceptibilidade ao colapso dos solos de Tucson, Arizona (EUA), desenvolvida por ALI et alli (1989) .

Índices físicos	e_o	S_o	γ_s	w_o
Coeficientes de correlação linear médio	0,31	-0,25	-0,44	-0,08

Tabela IV.3 - Coeficientes de correlação linear entre ϵ_{vc} sob a tensão vertical de 200 kPa dos solos de Tucson, Arizona (ALI et al, 1989).

b.2 - Limites de Atterberg

Para a análise dos limites de Atterberg, procurou-se correlacionar ϵ_{vc} com os índices de plasticidade (figura IV.15) e com as diferenças entre as umidades necessárias para a saturação do c.p. e os limites de liquidez (figura IV.16a). Para esta segunda variável, excluindo a correlação para a tensão de colapso de 12,5 kPa, verificou-se uma tendência crescente, ou seja, quanto

mais distante a umidade do solo no estado saturado estiver do LL maior é ϵ_{vc} . A figura IV.16b apresenta as curvas limites de 95% de confiabilidade para a tensão vertical de colapso de 25kPa. A partir dos índices de plasticidade não se pode extrair uma tendência geral, o que pode ser atribuído ao pequeno intervalo de variação desta variável (1 a 10).

b.3 - granulometria

As variáveis granulométricas que apresentaram uma tendência mais regular foram os teores de argila (figura IV.17a) e os teores de argila + silte (figura IV.18a), com fortes correlações desta última para as tensões de colapso de 100 e 200kPa. Estes resultados indicam que quanto menor o teor de argila ou argila + silte, maior é ϵ_{vc} , com exceção das observadas na tensão de 12,5 kPa. A figura IV.17b mostra as curvas limites de 95% de confiabilidade para a tensão vertical de colapso de 25kPa e as as figuras IV.18b e IV.18c mostram as curvas de 95% de confiabilidade para 100 e 200kPa, respectivamente.

BULL (1972), citado por DUDLEY (1970), verificou que o colapso máximo ocorre quando se tem 12% de argila, enquanto que abaixo de 5% ocorrem pequenos colapsos. Acima de 30%, o solo pode expandir.

Pode se verificar que, nestas investigações, não foi possível constatar fortes correlações entre as variáveis físicas e ϵ_{vc} , devido à grande quantidade de variáveis envolvidas no fenômeno de colapso e ao pequeno número de pontos para um curto intervalo de variação destas variáveis.

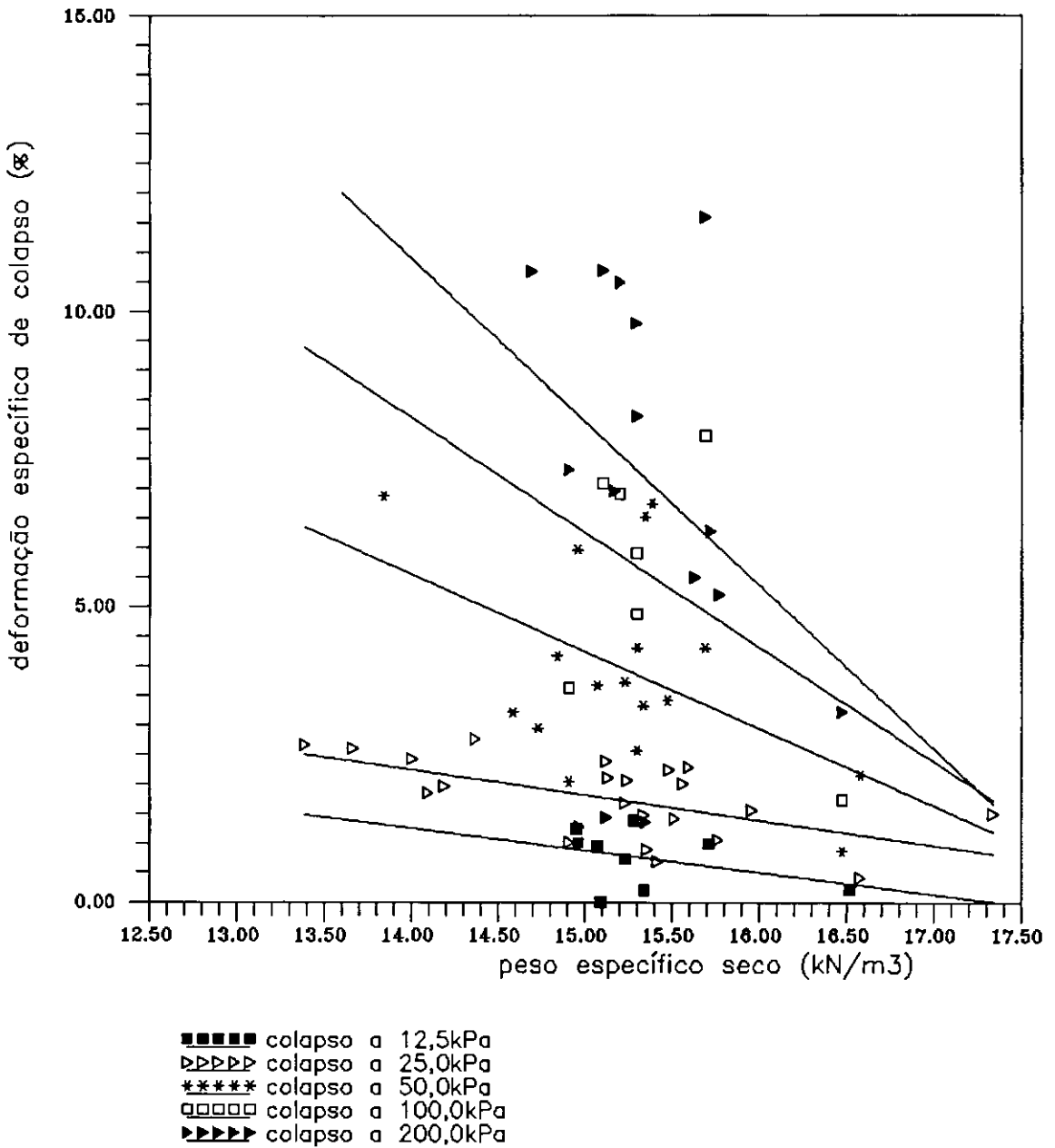


Fig. IV.10a: Correlação linear entre a deformação específica de colapso e o peso específico seco.

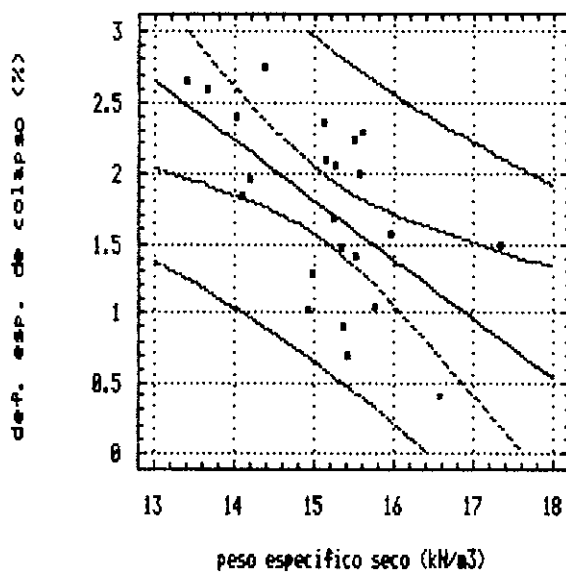


Figura IV.10b - Curvas limites de 95% de confiabilidade - peso esp. seco versus def. esp. de colapso tensão de colapso: 25kPa.

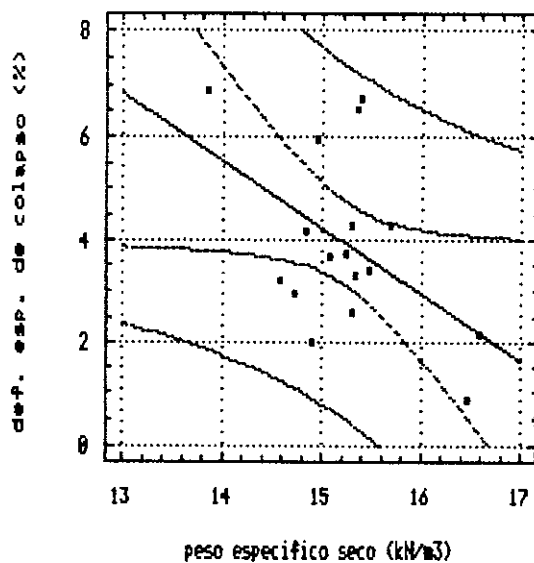


Figura IV.10c - Curvas limites de 95% de confiabilidade - peso esp. seco versus def. esp. de colapso tensão de colapso: 50kPa.

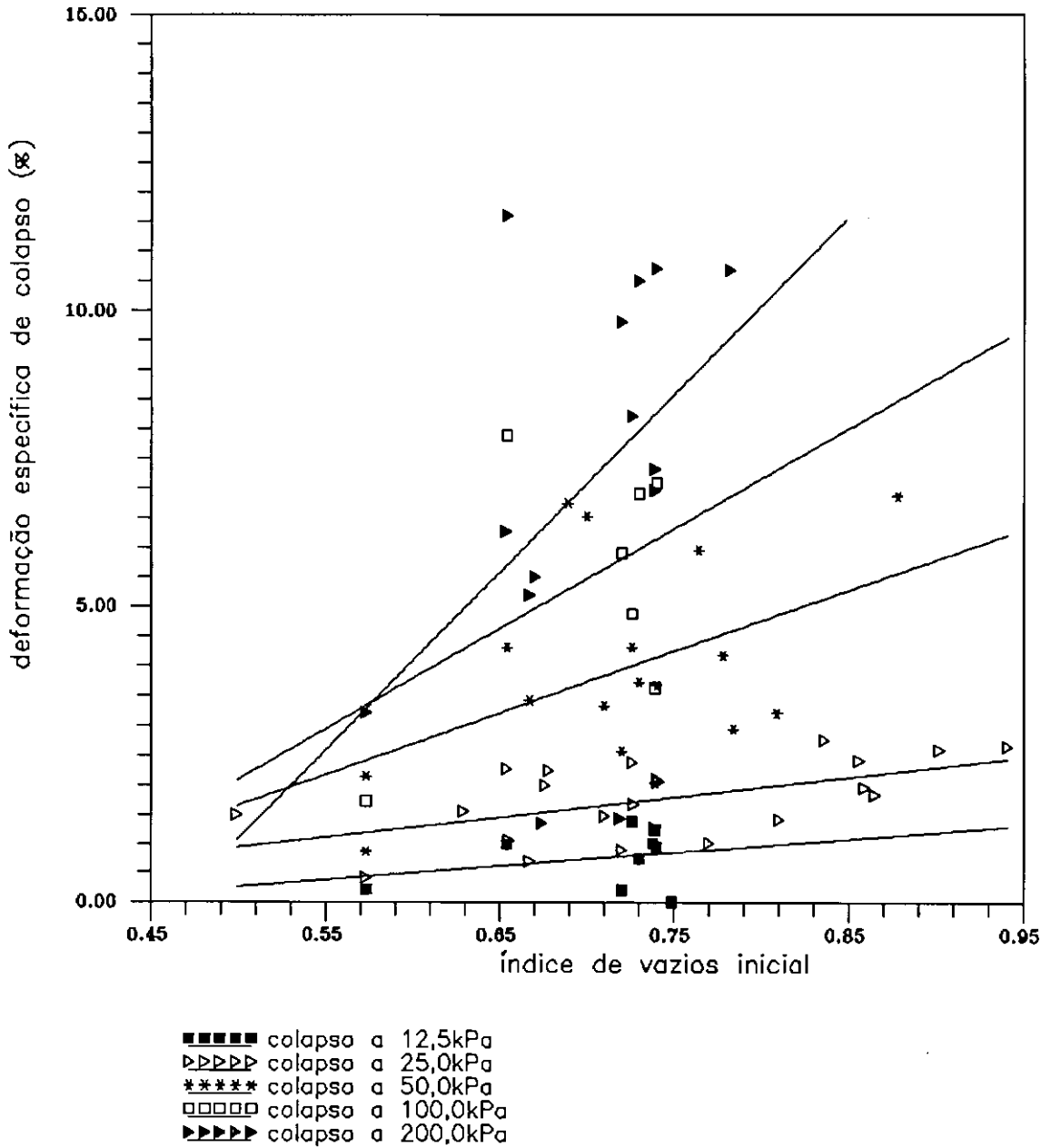


Fig. IV.11a: Correlação linear entre a deformação específica de colapso e o índice de vazios inicial.

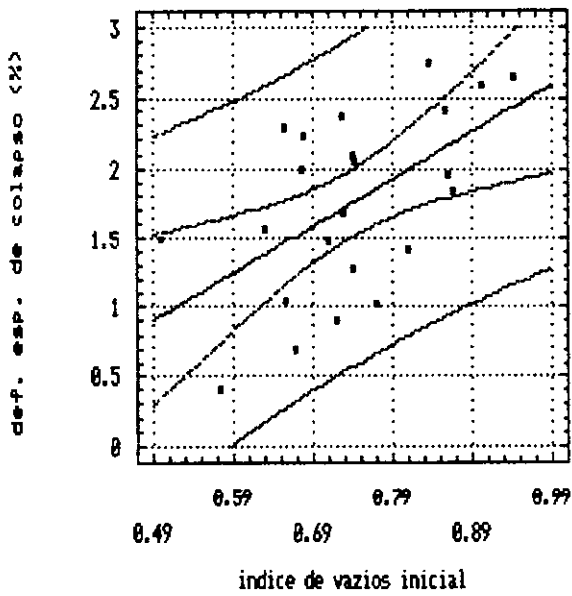


Figura IV.11b - Curvas limites de 95% de confiabilidade - índice de vazios versus def. esp. de colapso tensão de colapso: 25kPa.

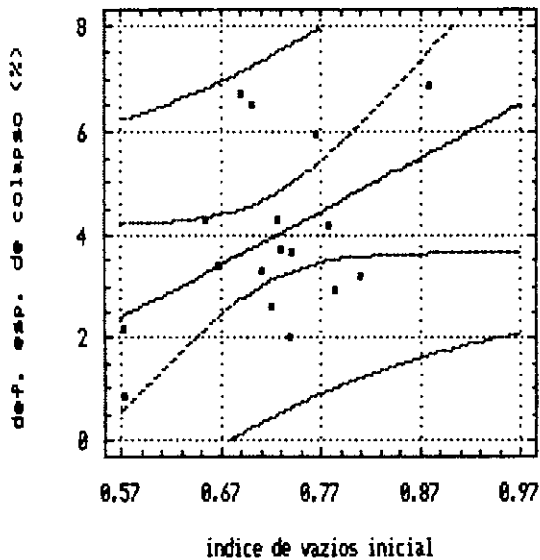


Figura IV.11c - Curvas limites de 95% de confiabilidade - índice de vazios versus def. esp. de colapso tensão de colapso: 50kPa.

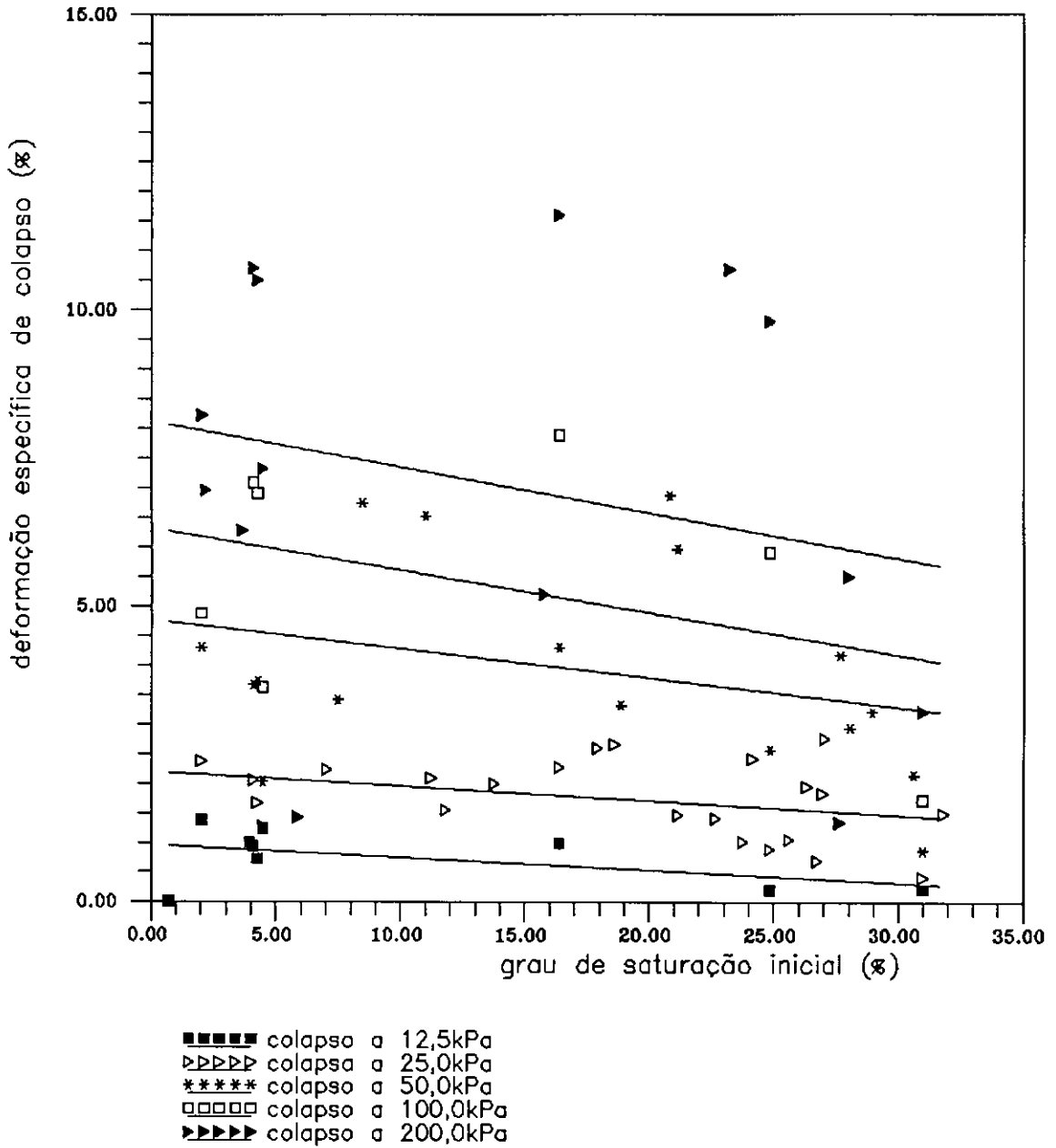


Fig. IV.12a: Correlação linear entre a deformação específica de colapso e o grau de saturação inicial.

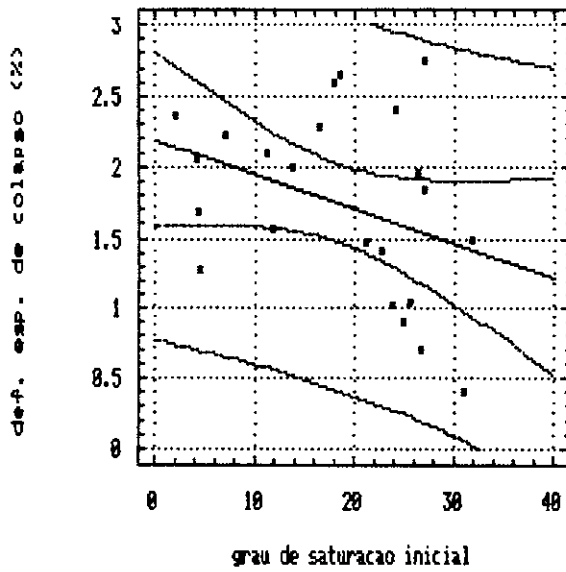


Figura IV.12b - Curvas limites de 95% de confiabilidade - grau de sat. versus def. esp. de colapso - tensão de colapso: 25kPa.

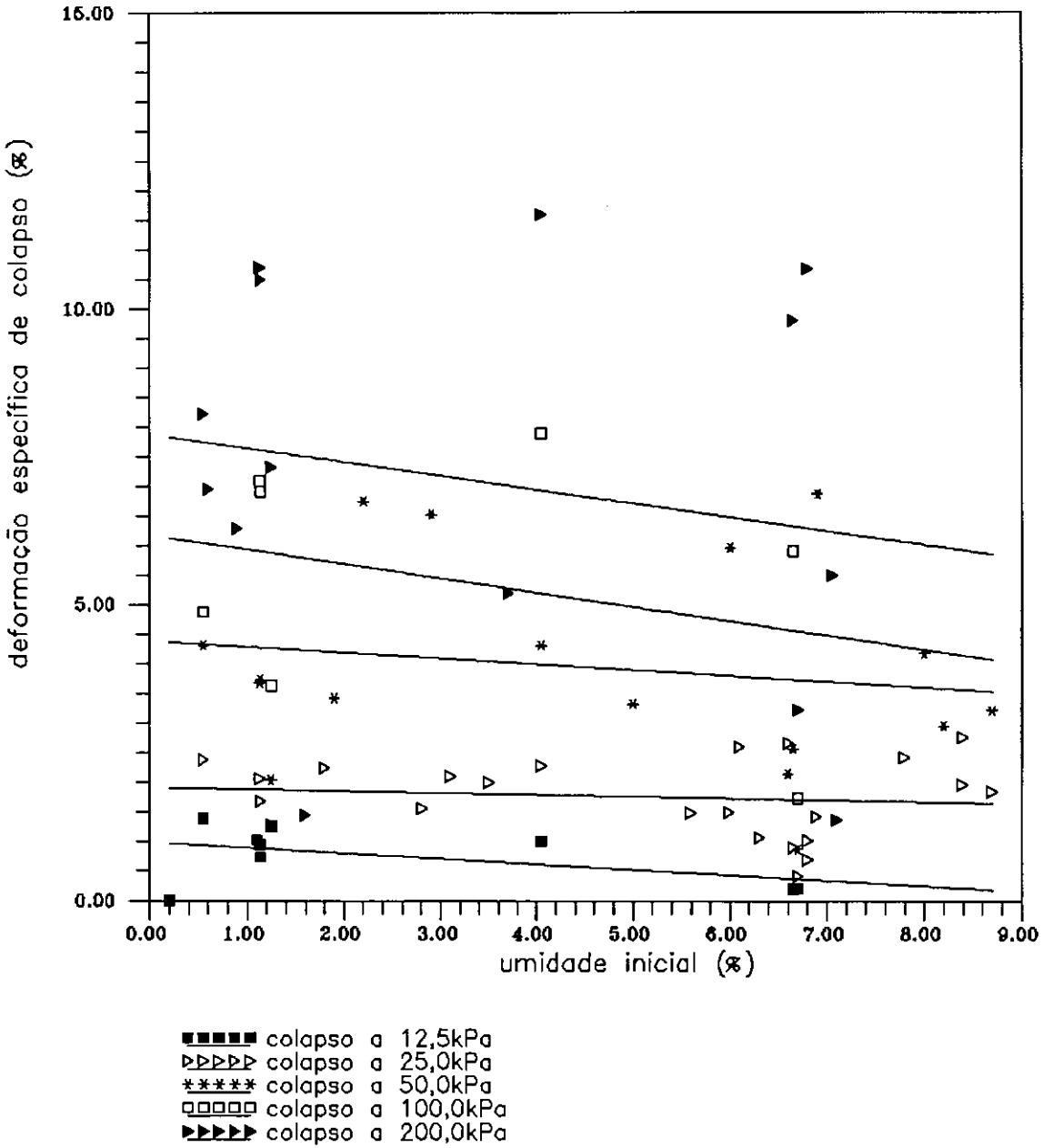


Fig. IV.13 - Correlação linear entre a deformação específica de colapso e a umidade inicial.

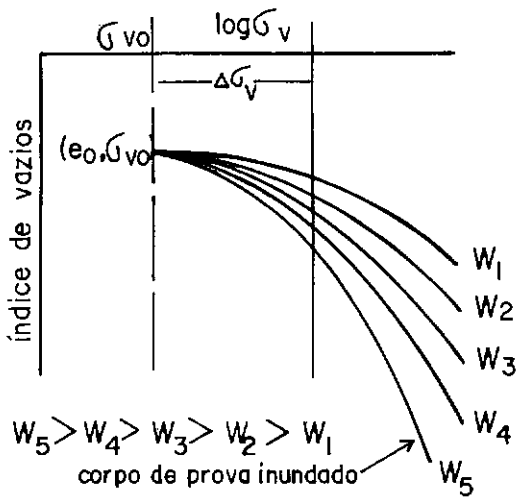


Figura IV.14 - Variação das curvas e versus $\log \sigma_v$ com a umidade inicial do corpo de prova. (apud JENNINGS e KNIGHT, 1975)

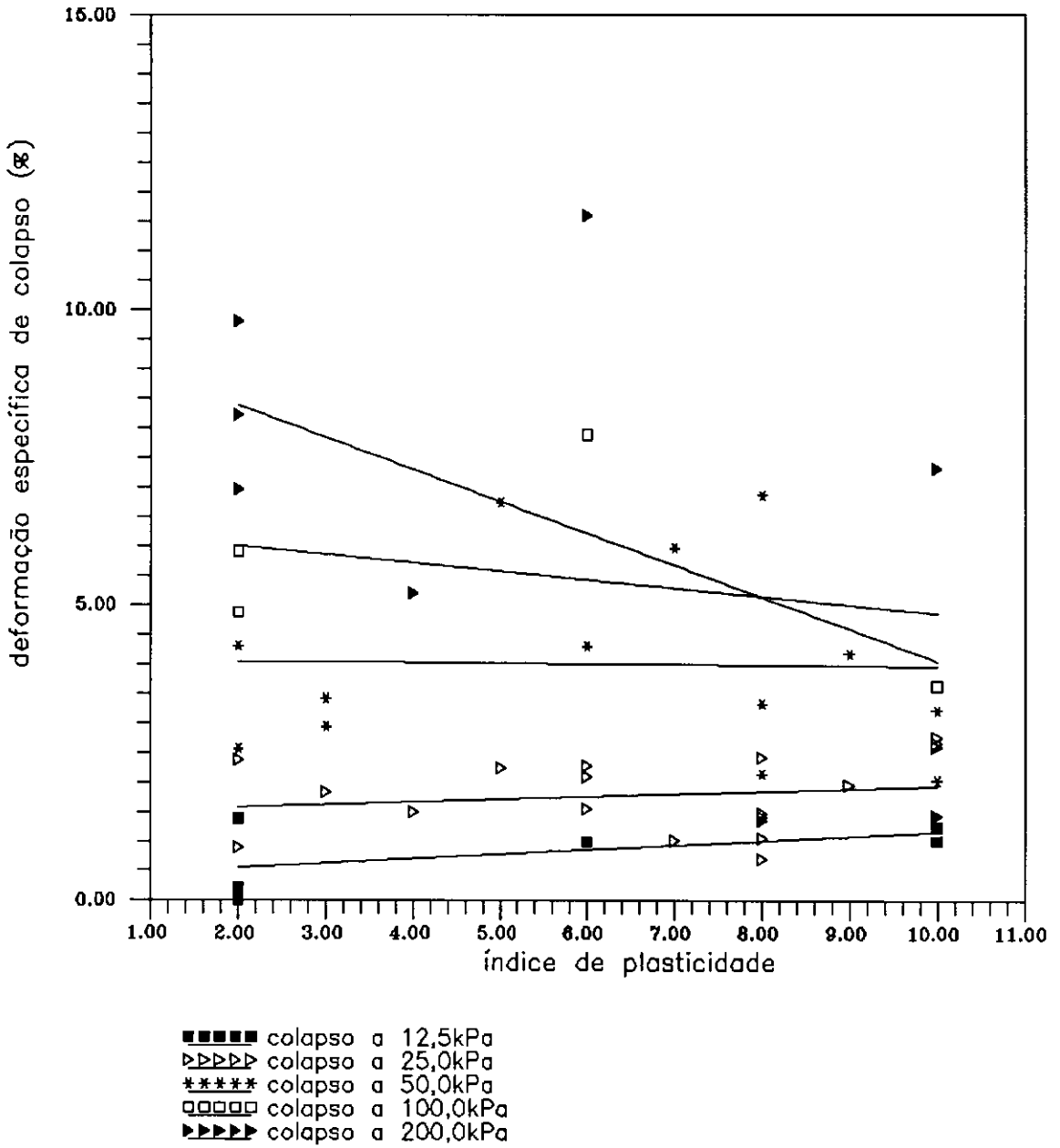


Fig. IV.15 - Correlação linear entre a deformação específica de colapso e o índice de plasticidade.

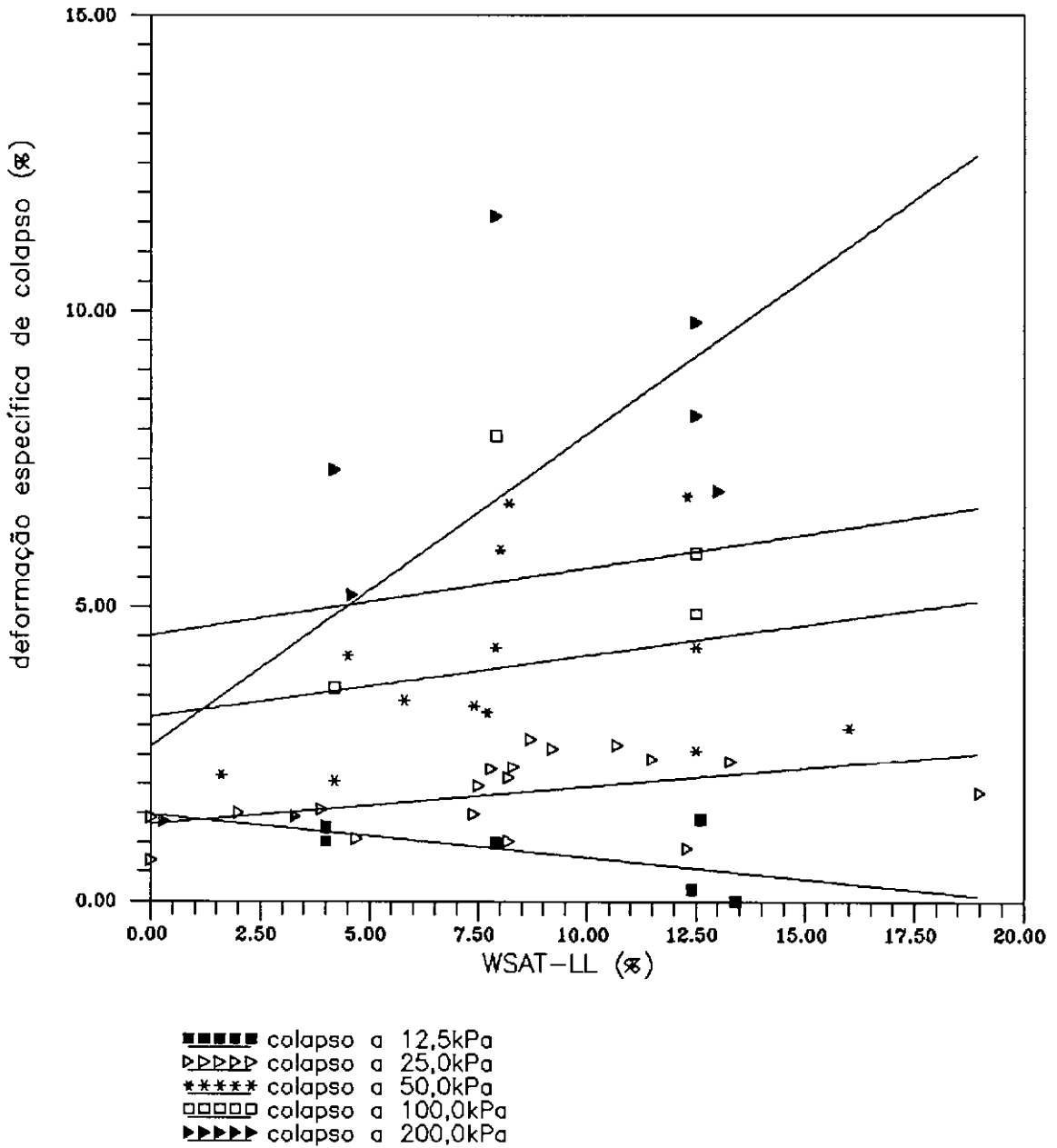


Fig. IV.16a - Correlação linear entre a deformação específica de colapso e a diferença entre a umidade necessária para a saturação do solo e seu limite de liquidez.

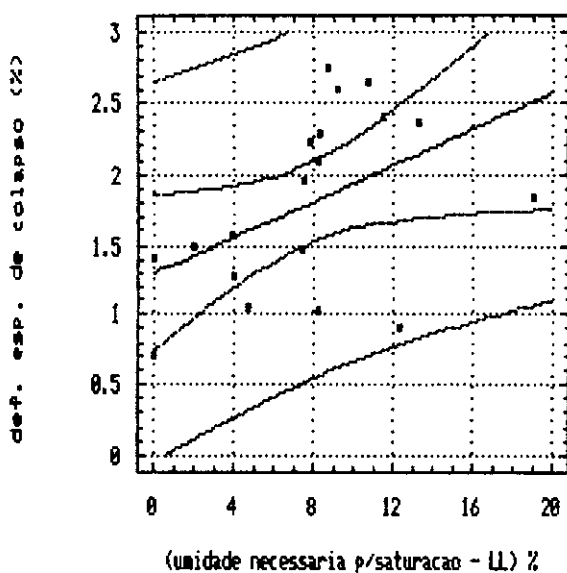
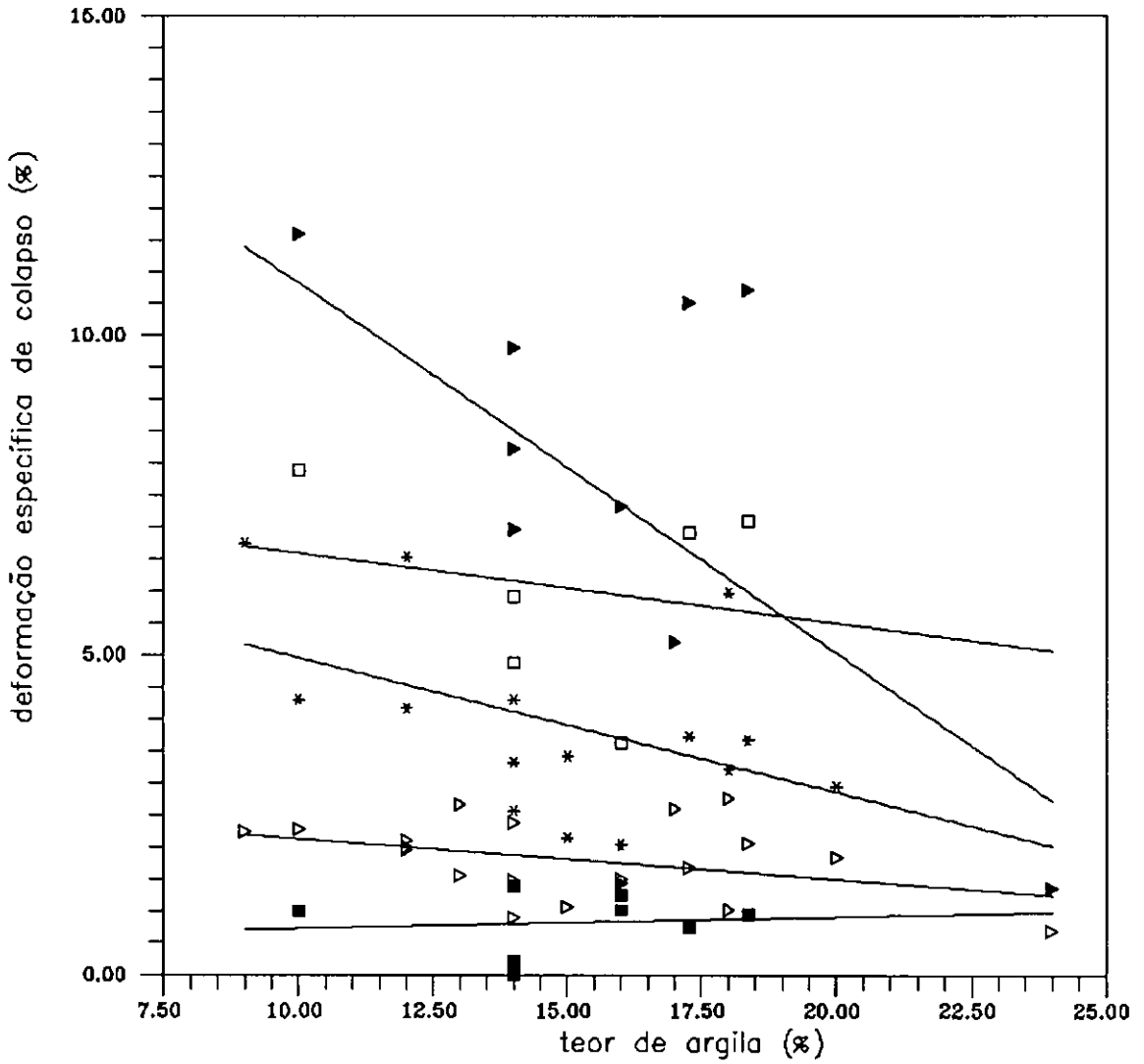


Figura IV.16b - Curvas limites de 95% de confiabilidade - diferença entre a umidade necessária para a saturação e o limite de liquidez versus def. esp. de colapso - tensão de colapso: 25kPa.



- ■ ■ ■ ■ colapso a 12,5kPa
- ▷ ▷ ▷ ▷ ▷ colapso a 25,0kPa
- * * * * * colapso a 50,0kPa
- □ □ □ □ colapso a 100,0kPa
- ▶ ▶ ▶ ▶ ▶ colapso a 200,0kPa

Fig. IV.17a - Correlação linear entre a deformação específica de colapso e o teor de argila.

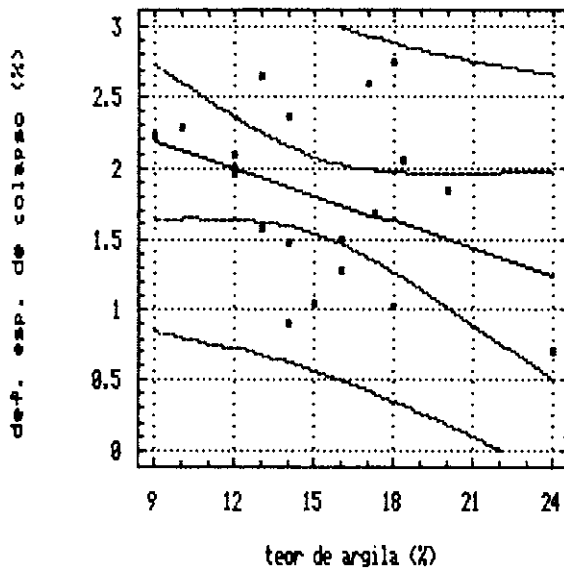


Figura IV.17b - Curvas limites de 95% de confiabilidade - teor de argila versus def. esp. de colapso tensão de colapso: 25kPa.

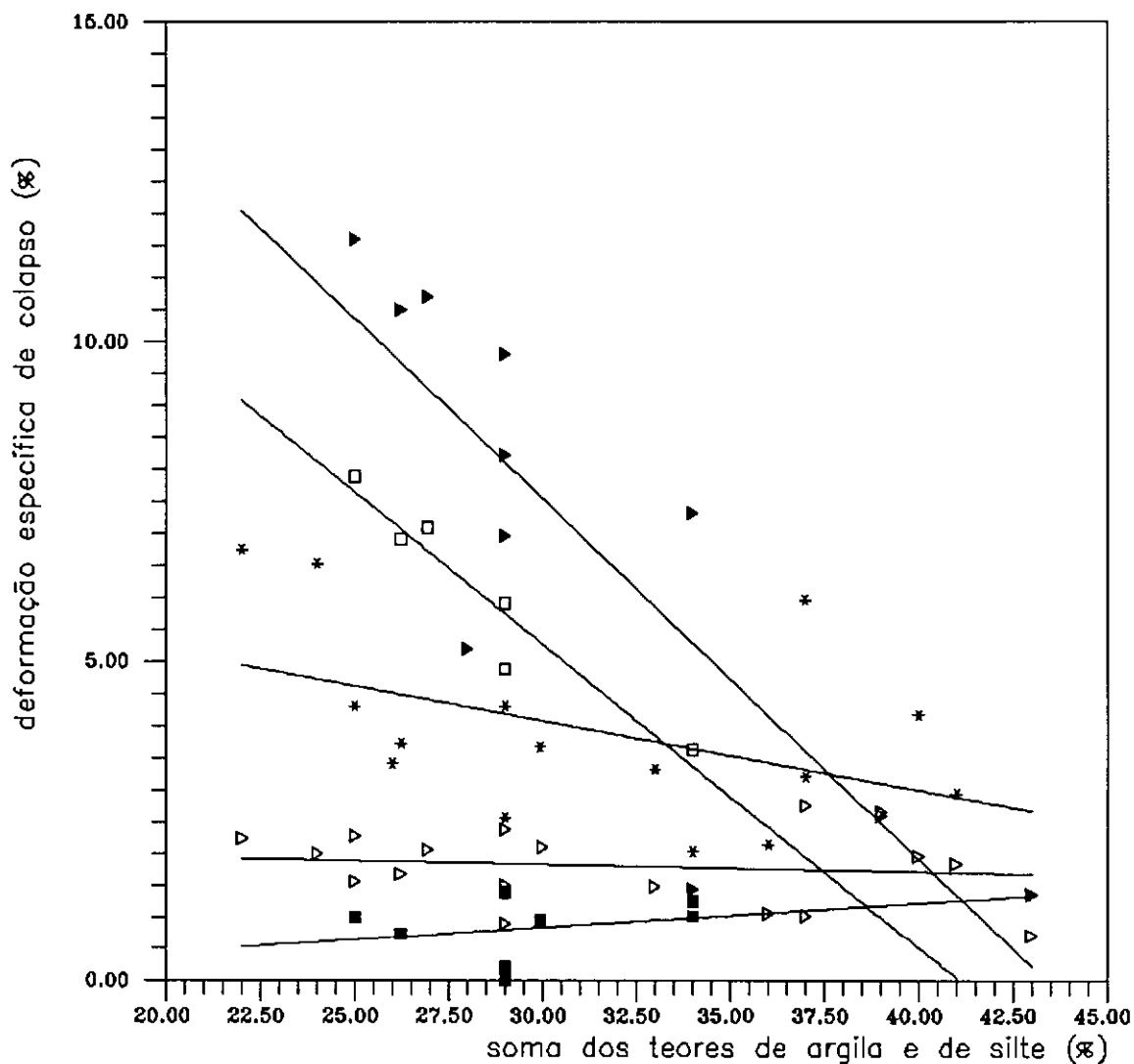


Fig. IV.18a - Correlação linear entre a deformação específica de colapso e a soma dos teores de argila e de silte.

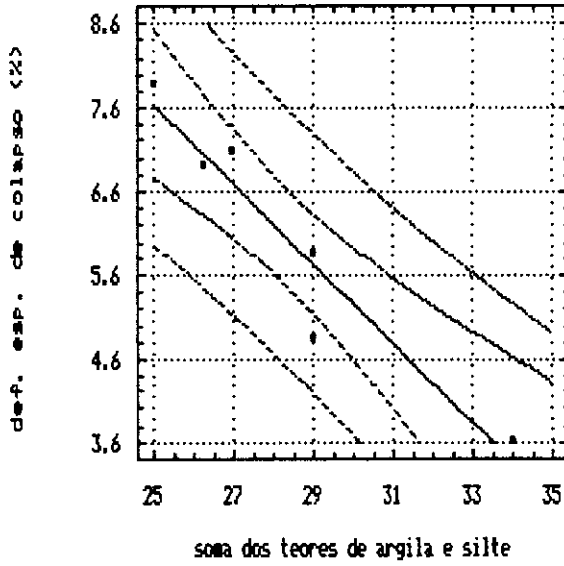


Figura IV.18b - Curvas limites de 95% de confiabilidade - soma dos teores de argila e de silte versus def. esp. de colapso - tensão de colapso: 100kPa.

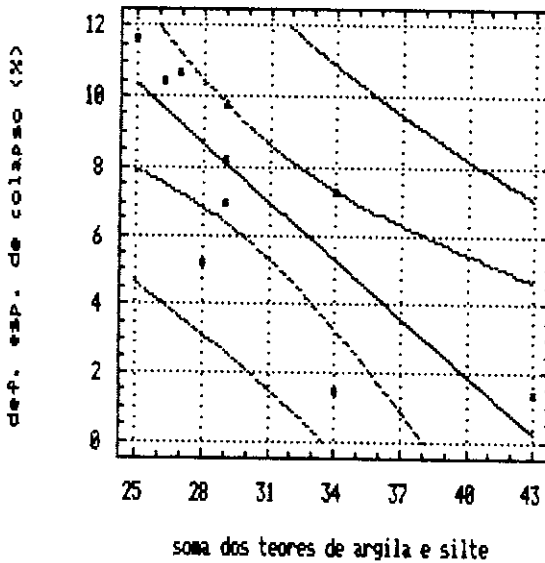


Figura IV.18c - Curvas limites de 95% de confiabilidade - soma dos teores de argila e de silte versus def. esp. de colapso - tensão de colapso: 200kPa.

IV.6 - Análise dos Resultados dos Ensaios de Resistência ao Cisalhamento.

Os procedimentos e resultados dos ensaios de resistência ao cisalhamento encontram-se no item III.4.1.6.

O comportamento dos c.p.'s 1 e 2 (figuras III.34 e III.35), que se submeteram a compressões isotrópicas de 200kPa e 100kPa, respectivamente (não apresentando tendência de estabilização de deformações até 504,6 horas), é atribuído a uma quebra gradual dos vínculos entre grãos de areia devido exclusivamente ao acréscimo de tensões. Com o passar do tempo a estrutura foi alcançando um arranjo mais estável, como que constituindo uma fase de compressão secundária. É coerente que esta quebra dos vínculos ocorra para tensões maiores que a de pré-adensamento virtual (ver item II.6.8). Porém, esta hipótese não pôde ser confirmada, pois os resultados dos ensaios oedométricos realizados não possibilitaram a definição precisa das tensões de pré-adensamento virtual, o que já foi discutido no item III.4.1.5.

Este comportamento foi inesperado, por não ter sido observado em ensaios oedométricos essa considerável continuação de deformações com o tempo, apesar de não se ter permitido tanto tempo para o ensaio oedométrico. Embora não se saiba o verdadeiro motivo deste fenômeno, convém citar algumas das possíveis causas:

- a diferença da solicitação de tensões em ambos os ensaios, já que no ensaio oedométrico o c.p. é comprimido verticalmente e confinado lateralmente (ou seja, sob a condição K_0), com acréscimo gradual de tensões,

enquanto que no ensaio triaxial o c.p. é comprimido isotropicamente, com a tensão confinante aplicada de uma só vez.

• o efeito do atrito lateral no ensaio oedométrico, que provava um aumento da rigidez do c.p. (discutido no item V.1).

Pelos resultados dos ensaios triaxiais do tipo CD nos c.p.'s indeformados na unidade natural (figuras III.36 a III.39 e tabela III.16), verificou-se menor rigidez inicial dos c.p.'s confinados sob 50kPa e 100kPa em relação à rigidez apresentada pelo c.p. confinado sob 25kPa. E ainda, nas curvas $\epsilon_a \times \sigma_d$ dos c.p. sob tensões de 50kPa e 100kPa, pôde-se constatar, também, que a linha de descarregamento da tensão desvio não teve uma boa concordância com a de recarregamento, que se defasou para a direita desde o reinício da solicitação da tensão desvio.

Estes dois fatos estão, provavelmente, correlacionados com o fenômeno observado nos c.p. 1 e 2. Os solos apresentam uma tendência de aumentar sua rigidez com o aumento da tensão confinante, porém se esta ultrapassa um valor tal que inicie a quebra dos vínculos entre os grãos e, conseqüentemente, um aumento de suas deformações, a soma destas duas influências da tensão confinante pode provocar uma queda da rigidez. Logo, as tensões de 50kPa e 100kPa devem ter sido suficientes para desencadear este processo de deformação contínua com o tempo até sua estabilização.

Diante disso, pode-se concluir que a elevada rigidez apresentada pelo solo antes do colapso é atribuída à alta resistência à deformação do vínculo entre os grãos

de areia. A ruptura do c.p.3, que se manteve na umidade natural, ocorreu quando o mesmo apresentava uma deformação axial ϵ_a de aproximadamente 0,5% e o plano de ruptura começou a se definir visualmente a partir de 1,7%.

Apesar da impossibilidade de se calcular a coesão e o ângulo de atrito através dos resultados obtidos, pôde-se constatar qualitativamente que o solo, no seu estado natural, apresenta uma elevada resistência ao cisalhamento e a inundação provoca uma queda considerável desta resistência.

VARGAS (1973) e RIANI e BARBOSA (1989) realizaram ensaios de resistência ao cisalhamento em solos colapsíveis, cujos resultados mostraram que a causa da queda de resistência devido à inundação é o decréscimo da coesão à valores desprezíveis.

Os solos dos corpos de prova compactados já não apresentam as estruturas macroporosas com fortes ligações entre os grãos de areia, pois estas são destruídas pelo processo de destorroamento e pela energia de compactação. Logo, os resultados dos ensaios triaxiais correspondentes (figuras III.40 a III.43) não apresentaram o efeito promovido pelas características naturais do solo colapsível, comentadas anteriormente. Pôde-se, verificar, portanto, um aumento da rigidez do solo com o aumento da tensão confinante. As curvas $\epsilon_a \times \sigma_d$ não apresentaram "picos" na região de ruptura do c.p., como apresentado pelo c.p.3, o que também é explicado pela pré-destruição dos vínculos e pelo "pré-fechamento" da estrutura. A envoltória de Mohr-Coulomb forneceu, como parâmetros efetivos de resistência, $c' = 20\text{kPa}$ e $\phi' = 32^\circ$ para os solos compactados.

CAPÍTULO V

ANÁLISE CRÍTICA DOS PROCEDIMENTOS ADOTADOS PARA PREVER OU IDENTIFICAR A COLAPSIBILIDADE DOS SOLOS

V.1 - Análise Crítica dos Ensaios de Laboratório e Recomendações.

Na literatura pesquisada, têm-se verificado diferenças consideráveis entre as previsões de colapso através de ensaios de laboratório e os observados em ensaios de campo. Com o objetivo de aumentar a acurácia dos resultados de futuros ensaios oedométricos e triaxiais para a previsão de recalques devido a colapsos, este item apresenta os problemas ocasionados pelos procedimentos convencionais de tais ensaios.

a - ensaio oedométrico

a.1 - atrito lateral

Um dos grandes problemas na utilização do ensaio oedométrico para a previsão da deformação específica de colapso (ϵ_{vc}) é o atrito lateral desenvolvido entre a superfície lateral do corpo de prova (c.p.) e a parede interna do anel oedométrico, durante a moldagem do c.p. no anel, bem como durante a solicitação por uma determinada tensão vertical. Este problema é agravado em solos colapsíveis, devido à sua característica friável.

Para verificar o efeito do atrito lateral durante a moldagem do c.p. no anel oedométrico, convém fazer uma comparação entre o peso específico do c.p. e o obtido pelo

método da balança hidrostática. Portanto, para garantir uma boa qualidade dos corpos de prova (c.p.'s), ou seja, uma boa aproximação entre os pesos específicos do c.p. e o de campo, devem ser eliminados aqueles que apresentam valores muito distantes dos obtidos pelo método da balança hidrostática.

Com o objetivo de evitar esse efeito do atrito lateral numa escala ainda maior, recomenda-se a extração de amostras em campo através de "esculpimento" do solo ao invés de cravação por amostrador.

KRUTOV (1986), através da utilização de *strain-gauges*, quantificou o atrito lateral desenvolvido durante a solicitação vertical e constatou a dependência de sua magnitude com algumas propriedades do solo colapsível e características do equipamento. Utilizando anéis de 25mm de altura, KRUTOV verificou que o atrito lateral diminui com o aumento do teor de umidade; aumenta com o aumento do peso específico seco e aumenta com o aumento do índice de plasticidade. Verificou, também, que o atrito lateral é afetado substancialmente pela altura do anel oedométrico, diminuindo 1,5 a 2,5 vezes ao diminuir a altura de 25mm para 15mm, e aumentando 2,5 a 3 vezes ao aumentar a altura de 25mm para 48mm. KRUTOV propôs, então, para a diminuição do efeito do atrito lateral, a utilização de anel oedométrico de baixa altura, polido e coberto internamente com lubrificante sólido e, se possível, a utilização do anel oedométrico tipo "flutuante". O equipamento com anel "flutuante" permite a livre descida do mesmo, através de um sulco anelar existente ao redor da base de apoio do c.p.,

promovendo, conseqüentemente, uma redução do atrito lateral à metade (figura V.1). KRUTOV constatou nos ensaios oedométricos com anéis "flutuantes" compressibilidades do solo 5 a 15% maiores e ϵ_{vc} , sob a tensão de 300kPa, 18 a 28% maiores que as verificadas nos ensaios com anéis convencionais.

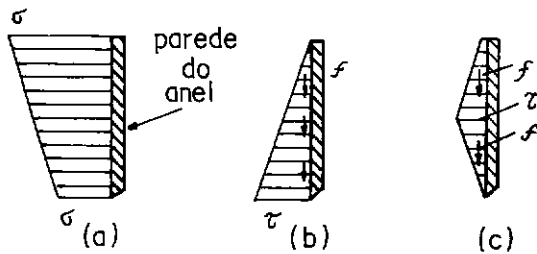


Figura V.1 - Distribuição de tensões na altura do anel oedométrico.

- (a) tensão vertical (considerando o atrito lateral no anel fixo)
 (b) tensão devido ao atrito lateral no anel oedométrico fixo.
 (c) tensão devido ao atrito lateral no anel oedométrico "flutuante".
 (apud KRUTOV, 1986)

Esse aumento de ϵ_{vc} não está, porém, de acordo com as próprias observações anteriores de KRUTOV. Com a diminuição do atrito lateral tem-se uma compressibilidade maior sob a umidade natural, mas com a inundação do c.p. e, conseqüentemente, um aumento considerável de sua umidade, o efeito do atrito lateral deveria ser praticamente eliminado, alcançando, portanto, um índice de vazios único ao final do colapso, independentemente do anel utilizado (figura V.2). Concluiria-se, então, que o atrito lateral provoca uma superestimativa do colapso, o que é justamente contrário às observações finais de KRUTOV.

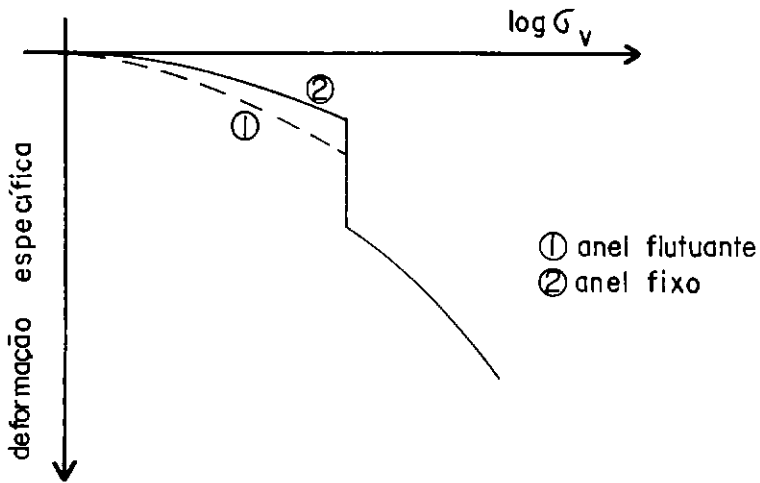


Figura V.2 - Diferença esperada entre as curvas de deformação específica versus $\log \sigma_v$ utilizando anel oedométrico fixo e flutuante.

Esta hipótese da superestimativa do colapso devido ao efeito do atrito lateral foi confirmada por EL-SOHBY et alli (1989), ao verificar que os valores de ϵ_{vc} previstos pelos ensaios oedométricos utilizando anéis sem lubrificante foram maiores que as previstas com a utilização de lubrificante, que se aproximaram mais dos resultados obtidos pelos ensaios de carga sobre placa em campo. Foi também verificado por EL-SOHBY et alli o desempenho de ensaios com c.p. cujos espaços deixados entre a superfície lateral do solo e a parede interna do anel foram preenchidos com partículas do solo que passaram na peneira n° 40, visando aproximar-se mais do peso específico natural, constatando-se, desta forma, valores de ϵ_{vc} mais próximos ainda daqueles apresentados pelos ensaios de campo. EL-SOHBY et alli verificou também que este efeito é

melhorado aumentando-se o diâmetro do anel de 63mm para 88,8mm.

a.2 - manutenção da umidade

Um outro problema com o qual os ensaios em solos colapsíveis se deparam é a manutenção da umidade num teor o mais próximo possível do natural. Para isso recomenda-se, se possível, extrair o c.p. por anel oedométrico no campo, envolvê-lo com parafina e não permitir um intervalo de tempo muito grande entre a extração do c.p. e a realização do ensaio, evitando-se, assim, uma exposição prolongada do solo ao ar, o que poderia provocar uma perda considerável de umidade.

Pelo fato do sistema de ar condicionado diminuir o teor de umidade do ambiente, a realização de ensaios em locais de temperatura controlada requer uma forma de compensação de umidade para evitar que o c.p. seja afetado por esta perda de umidade. Como recomendação, pode-se manter uma estopa levemente umedecida na parte superior da célula, fazendo com que ocorra perda de umidade na estopa, mas não no solo.

a.3 - ensaio oedométrico "duplo" x simples

A previsão de colapsos por meio de ensaios oedométricos "duplo" é um procedimento mais susceptível a erros do que através de ensaios oedométricos simples.

Inicialmente, não se pode garantir que o mecanismo que produz o colapso é o mesmo mecanismo que produz a diferença de comportamento quanto a deformação entre o solo na umidade natural e o solo pré-inundado. Outra grande inconveniência dos ensaios oedométricos do

tipo "duplo" é a heterogeneidade dos c.p.'s. A solução para tal problema é garantir uma identidade mínima entre os c.p.'s, eliminando os que apresentem pesos específicos consideravelmente diferentes daqueles obtidos da mesma amostra. Recomenda-se uma diferença máxima de 5%.

O ajuste das curvas proposto por JENNINGS e KNIGHT (1975) - ver item II.5.5a - não pode ter sua aplicação generalizada a todos os solos colapsíveis, pois é baseado na hipótese de que esses solos não sofrem colapso sob tensão igual ou inferior àquela provocada pelo peso próprio natural do solo. Segundo JENNINGS e KNIGHT, solos depositados muito recentemente e de regiões de baixa pluviosidade não apresentam tal comportamento, logo os resultados de seus ensaios não são submetidos a tal ajuste.

Devido a essas inconveniências, o ensaio oedométrico simples, apesar de prever a ϵ_{vc} para somente uma tensão vertical, fornece resultados mais confiáveis.

Diante destes problemas, aliados à particularidade da condição de solicitação confinada (que nem sempre é uma boa representação da solicitação real de campo), os ensaios oedométricos podem tanto superestimar (WOLLE et alli, 1978; CHOUDRY, 1988 e EL-SOHBY et alli, 1989) como também subestimar (PILYUGIN, 1986 re KRUTOV, 1986) o colapso real. Segundo DUDLEY (1970), para cada região deve ser definido um fator de correção entre o valor de ϵ_{vc} previsto em laboratório e o observado em campo, visando-se obter uma boa estimativa do provável recalque.

b - ensaio triaxial

O ensaio triaxial surge como uma alternativa onde são eliminados os problemas do atrito lateral contra a deformação do solo e a particularidade da sollicitação confinada. Porém, esse ensaio apresenta o inconveniente da difícil moldagem dos c.p.'s, devido à característica quebradiça dos solos colapsíveis.

A viabilidade do ensaio triaxial foi constatada por CHOUDRY (1988), que verificou uma boa concordância entre os colapsos observados em campo (solo de fundação da Hidrelétrica de Guri, na Venezuela) e os calculados através dos resultados dos ensaios triaxiais do tipo K_0 - sem deformação lateral -, possibilitando, assim, uma comparação direta com o ensaio oedométrico, posto que os corpos de prova sofrem, teoricamente, a mesma sollicitação confinada em ambos os ensaios.

PILYUGIN (1967) verificou que o colapso sob a tensão devido ao peso próprio natural do solo pode ser previsto com uma boa aproximação do observado em campo, calculando-se a deformação volumétrica de colapso através de ensaios triaxiais com sollicitação isotrópica.

c - infiltração da água no solo

Tanto os ensaios oedométricos como os triaxiais apresentam o problema da impossibilidade da representação das verdadeiras condições de saturação do solo em campo, o que acarreta diferenças entre os comportamentos reológicos observados no laboratório e no campo.

Em laboratório, no ensaio oedométrico, o processo

de saturação do c.p é praticamente instantâneo e um pouco mais lento nos ensaios triaxiais, com fluxo de água praticamente vertical. Por outro lado, o processo de saturação do solo no campo, por ocorrer numa escala muito maior, se processa de uma forma muito complexa, que depende tanto das propriedades do solo, quanto da espessura do estrato colapsível e do tipo da fonte do fluido saturante.

HOUSTON et alli (1988) descreve a forma com que se processa o colapso gradual verificado em campo, atribuído ao avanço gradual da frente de saturação. A medida que a frente de saturação avança, o solo, que é suficientemente umedecido para ocorrer a destruição das ligações entre os grãos, sofre o colapso. Porém, o solo imediatamente abaixo, ainda com uma saturação insuficiente, continua recebendo umidade até desencadear o mecanismo de colapso e assim sucessivamente, para os níveis inferiores.

Esse processo de saturação deve ser também afetado pela queda de permeabilidade, em consequência do fechamento da estrutura do solo que já tenha sofrido colapso.

ALONSO et alli (1987) propõe que o tipo de análise do problema seja definido de acordo com a forma de umedecimento do solo (figura V.3).

A dimensionalidade do fluxo de água no solo subjacente a canais de irrigação dependendo da largura desses, segundo a pesquisa de BALLY et alli (1965), que verificaram, conseqüentemente, diferentes comportamentos quanto à fissuração do solo (figura V.4).

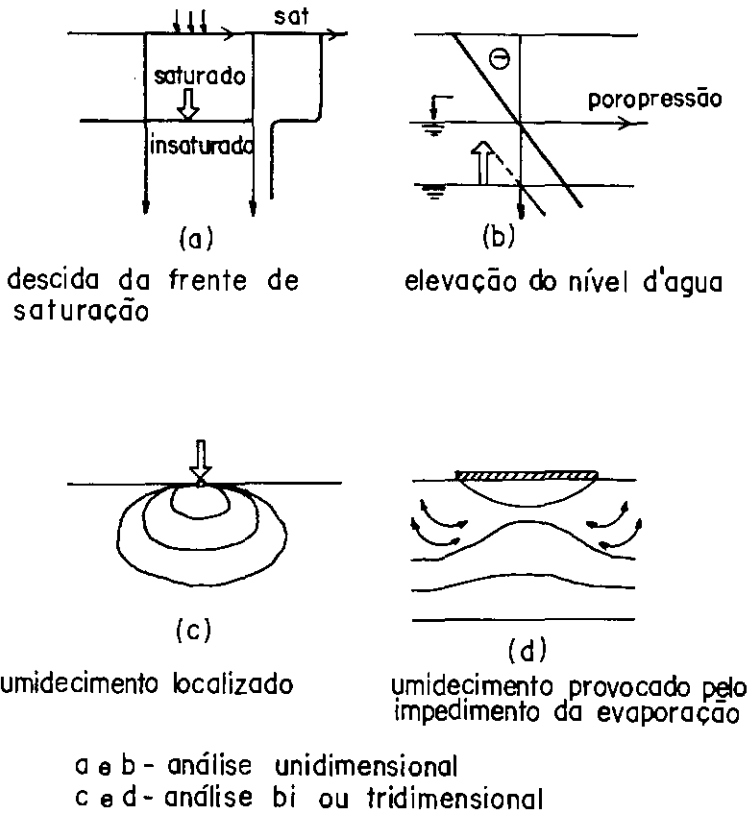


Figura V.3 - Mecanismos de umedecimento do solo.
(apud ALONSO et alli, 1987).

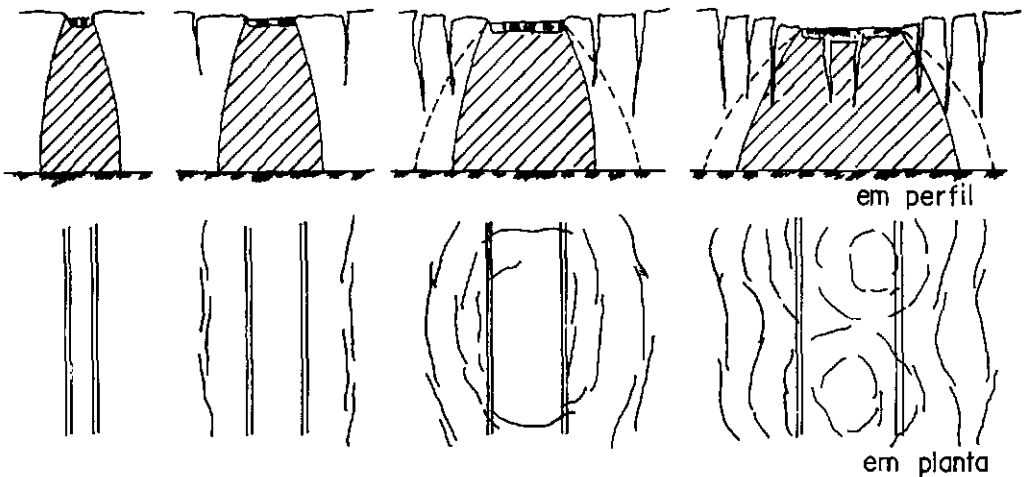


Figura V.4 - Influência da forma de umedecimento do solo nas consequências causadas pela colapsibilidade.
(apud BALLY et alli, 1965)

A consideração, por parte dos ensaios mecânicos, da instantaneidade da saturação é uma hipótese muitas vezes conservativa. O desenvolvimento do colapso num curtíssimo espaço de tempo (ver item IV.5.2) poderia acarretar graves conseqüências para a interação estrutura-solo, enquanto que, nos casos cujas condições de campo impõem uma graduação do colapso, o fenômeno pode ser melhor suportado. Por outro, lado, deve-se ressaltar a importância da análise da possibilidade de recalques diferenciais em qualquer caso de obras de engenharia assente em solos colapsíveis, de acordo com as condições de campo.

Finalmente, um fenômeno para o qual também se deve atentar é o aumento do peso específico do solo devido ao aumento do volume de fluido saturante nos seus poros. Isso é importante para se calcular a tensão sob a qual o solo está submetido no momento do colapso.

V.2 - Análise dos Critérios de Identificação.

Diversos pesquisadores desenvolveram critérios para classificar o solo quanto à susceptibilidade ao colapso, cujas fórmulas e classificações encontram-se no item II.6.

A tabela V.1 apresenta os resultados dos critérios baseados em relações com alguns dados da caracterização, conforme às definições dos respectivos autores.

AMOSTRA		σ_{vo} (kPa)	σ_v p/ E_v máx. (kPa)	E_v máx. (%)	CRITÉRIOS DE IDENTIFICAÇÃO							
ESTACA	PROF. (m)				DENISOV (1951)	PRIXLONSKIJ (1952)	U.R.S.S. (1962)	GIBBS/BARA (1962)	FEDA (1966)	HANDY (1973)	KASSIF/ HENKIN (1967)	U.R.S.S. (1977)
5+00	1	16,0	50	6,52	-----	-----	-----	-----	-----	12: APC	5,3: C	-----
25+00	1	15,9	50	3,41	0,81:C	6,07: E	0,07:C	1,24 : C	-5,59:NC	11: APC	2,9: C	0,07:C
25+00	2,5	40,8	50	4,46	0,83:C	2,84: E	0,07:C	1,21 : C	-2,29:NC	12: APC	4,8: C	0,07:C
50+00	4,0	73,5	25	1,49	0,90:C	2,75: E	0,03:C	1,11 : C	-3,20:NC	16: PC	10,6: C	0,03:C
75+00	1,0	15,7	--	---	0,70:AC	3,21: E	0,12:C	1,43 : C	-2,55:NC	13: PC	3,0 : C	0,12:C
100+00	1,5	24,5	200	5,19	0,80:C	4,09: E	0,08:C	1,25 : C	-3,94:NC	17: PC	5,9 : C	0,08:C
125+00	4,0	65,6	200	0,67	1,01:NC	2,39: E	0,00:C	0,99 : C	-2,22:NC	24: P<50	10,8: C	0,0 : C
125+00	5,3	88,6	200	1,35	0,99:C	2,38: E	0,01:C	1,01 : C	-2,22:NC	-----	11,2: C	0,02:C
125+00	6,0	96,8	200	5,50	1,09:NC	3,07: E	-0,03:C	0,93 : C	-2,22:NC	-----	2,3 : C	-0,03:C
125+00	6,0	105,8	800	10,72	1,2:NC	2,42 E	-0,08:C	0,83 : NC	-2,22:NC	-----	11,3: C	-0,08:C
125+00	3,5	54,6	200	6,27	-----	-----	-----	-----	-----	-----	10,2: C	-----
170+00	1,0	14,2	25	2,60	0,71:AC	1,93: E	0,14:C	1,41 : C	-1,47:NC	17: PC	7,8: C	0,14:C
170+	.	28,9	25	2,65	0,72:AC	1,85: E	0,13:C	1,39 : C	-1,47:NC	13: APC	9,0: C	0,13:C
210+00	5,0	76,4	400	11,22	0,51:AC	6,76: E	0,21:C	1,95 : C	-5,86:NC	14: APC	0,7: C	0,21:NC
210+00	5,0	81,8	200	9,8	0,52:AC	3,68: E	0,20:C	1,92 : C	-5,87:NC	14: APC	10,4: C	0,20:NC
215+00	2,0	32,3	50	3,32	0,72:AC	1,72: E	0,12:C	1,39 : C	-1,34:NC	14: APC	0,3 : C	0,12:NC
215+00	4,0	62,5	25	2,09	0,71:AC	2,76: E	0,13:C	1,42 : C	-2,12:NC	12: APC	3,8 : C	0,13:NC

onde AC = altamente colapsível; APC = com alta probabilidade de colapso; C = colapsível; E = expansivo;

NC = não colapsível; PC = provavelmente colapsível; P<50 = com probabilidade de colapso menor que 50 %.

Tabela U.1 - Resultados da aplicação dos critérios de identificação da característica colapsível.

AMOSTRA		σ_{vo} (kPa)	$\sigma_v p / E_{v \max.}$ (kPa)	$E_{v \max.}$ (%)	CRITÉRIOS DE IDENTIFICAÇÃO							
ESTACA	PROF. (m)				BENISOU (1951)	PRIKLONSKIJ (1952)	U.R.S.S. (1962)	GIBBS/BARA (1962)	FEDA (1966)	HANDY (1973)	KASSIF/ HENKIN (1967)	U.R.S.S. (1977)
230+00	1,0	15,6	50	2,94	0,42:AC	1,49: E	0,26:C	2,39 : C	-3,23:NC	20: PC	12,5: C	0,26:NC
230+00	2,0	30,2	50	6,87	0,66:AC	1,74 E	0,15:C	1,51 : C	-1,58:NC	-----	10,2: C	0,15:NC
235+00	5,0	78,2	--	---	0,85:C	2,05: E	0,07:C	1,17 : C	-2,34:NC	11: APC	15: NC	0,07:C
255+00	2,0	32,0	50	5,96	0,71:AC	1,94: E	0,12:C	1,4 : C	-1,82:NC	18: PC	9,8: C	0,12:NC
255+00	4,0	68,1	50	2,14	0,85:C	1,69: E	0,06:C	1,19 : C	-1,47:NC	15: APC	10,5: C	0,06:C
260+00	5,0	81,7	200	11,59	0,69:AC	1,22: E	0,13:C	1,45 : C	-1,79:NC	10: APC	6,5: C	0,13:NC
280+00	1,0	15,7	50	3,21	0,72:AC	1,35: E	0,13:C	1,39 : C	-1,17:NC	18: PC	6,4: C	0,13:NC
280+00	2,0	31,1	50	4,17	0,77:C	1,76: E	0,1 : C	1,30 : C	-1,63:NC	12: APC	11,9: C	0,1 : C
285+00	5,0	75,9	400	11,01	0,87:C	2,27: E	0,06:C	1,16 : C	-1,37:NC	16: APC	2,0 : C	0,06:C
50+00	4,0	67,9	---	---	-----	-----	-----	-----	-----	16: APC	1,4 : C	-----
125+10	3,5	58,2	---	---	0,87:C	1,87: E	0,05:C	1,16 : C	-1,20:NC	17,5: PC	5,2 : C	0,05:C
129+00	6,0	-----	---	---	-----	-----	-----	-----	-----	7,5: APC	-----	-----
135+00	1,0	15,7	---	---	0,74:AC	1,94: E	0,1 : C	1,35 : C	-1,08:NC	29: P<50	2,4 : C	0,1 : C
215+00	4,0	61,3	400	13,15	-----	-----	-----	-----	-----	17,3: PC	1,8 : C	-----
255+00	4,0	61,1	400	15,06	-----	-----	-----	-----	-----	10,4: PC	1,7 : C	-----

onde AC = altamente colapsível; APC = com alta probabilidade de colapso; C = colapsível; E = expansivo;

NC = não colapsível; PC = provavelmente colapsível; P<50 = com probabilidade de colapso menor que 50 %.

Tabela U.1 - Resultados da aplicação dos critérios de identificação da característica colapsível (continuação).

Para analisar a adequação desses critérios aos solos pesquisados nesta dissertação, deve ser estabelecido, primeiramente, um critério base que defina se o solo é colapsível ou não. Adotou-se, então, o critério de VARGAS (1977), segundo o qual o solo é considerado colapsível quando apresenta ϵ_{vc} maior que 2%. Apesar desse valor não estar relacionado a nenhuma tensão padrão, é admissível que seja considerado como valor limite para ϵ_{vc} . Pode-se, então, classificar as amostras pesquisadas neste trabalho como colapsíveis, exceto a da estaca 125+00, nas profundidades de 4,00m e 5,30m. A amostra da estaca 50+00/prof.:4,00m pode ser considerada como colapsível, apesar da deformação ter sido menor que 2%, pois foi causada por uma tensão relativamente baixa e, baseando-se no item IV.5.3a, espera-se um valor máximo de ϵ_{vc} muito superior.

O critério proposto por DENISOV (1951), baseado na hipótese de que o solo é colapsível quando o índice de vazios natural é maior que o índice de vazios no limite de liquidez, se mostrou relativamente adequado. Apesar de não ter sido feita por DENISOV uma classificação para o intervalo $0,75 < K < 1,0$, os solos aqui estudados cujos valores de K estejam entre estes limites, em face às evidências verificadas neste trabalho, podem ser classificados como colapsíveis. NOWATZKI (1985) propõe para os solos que apresentem $0,75 \leq K \leq 1,5$, a classificação de "solo moderadamente colapsível". Uma das poucas amostras classificadas por DENISOV como "não colapsível", também foi assim classificada por VARGAS (1977).

Os critérios propostos por PRIKLONSKIJ (1952) e por FEDA (1966) mostraram-se completamente inadequados. Isso se deve ao fato desses critérios serem fundamentados na concepção de que a condição para a instabilidade estrutural do solo é apresentar umidade natural muito próxima ou maior que o limite de liquidez, o que não se aplica aos solos estudados.

A característica colapsível apresentada pelos solos está de acordo com o critério do Código de Obras da U.R.S.S. de 1962, enquanto que o critério do Código de Obras da U.R.S.S. de 1977 não se mostrou apropriado, por apresentar limites muito baixos para os coeficientes CI (ver item II.6.1).

A figura V.5 apresenta o resultado gráfico da aplicação do critério de GIBBS e BARA (1962), citado por GIBBS e BARA (1967), para cada corpo de prova. Constatou-se que todos se situam abaixo das curvas limites (curvas formadas por pontos que representam solos de índices de vazios tais que, ao se saturarem, alcançam o limite de liquidez), ou seja, dentro da área gráfica caracterizada como "colapsível". Os resultados da tabela são as médias dos resultados para cada amostra de solo. Não se verificaram limitações para a utilização deste critério para valores de $LL > 20\%$, contrariamente aos pontos de vista de KNODEL (1981) e POPESCU (1986).

O método de previsão de susceptibilidade ao colapso aplicado ao loess por KASSIF e HENKIN (1967) também foi apropriado aos solos estudados.

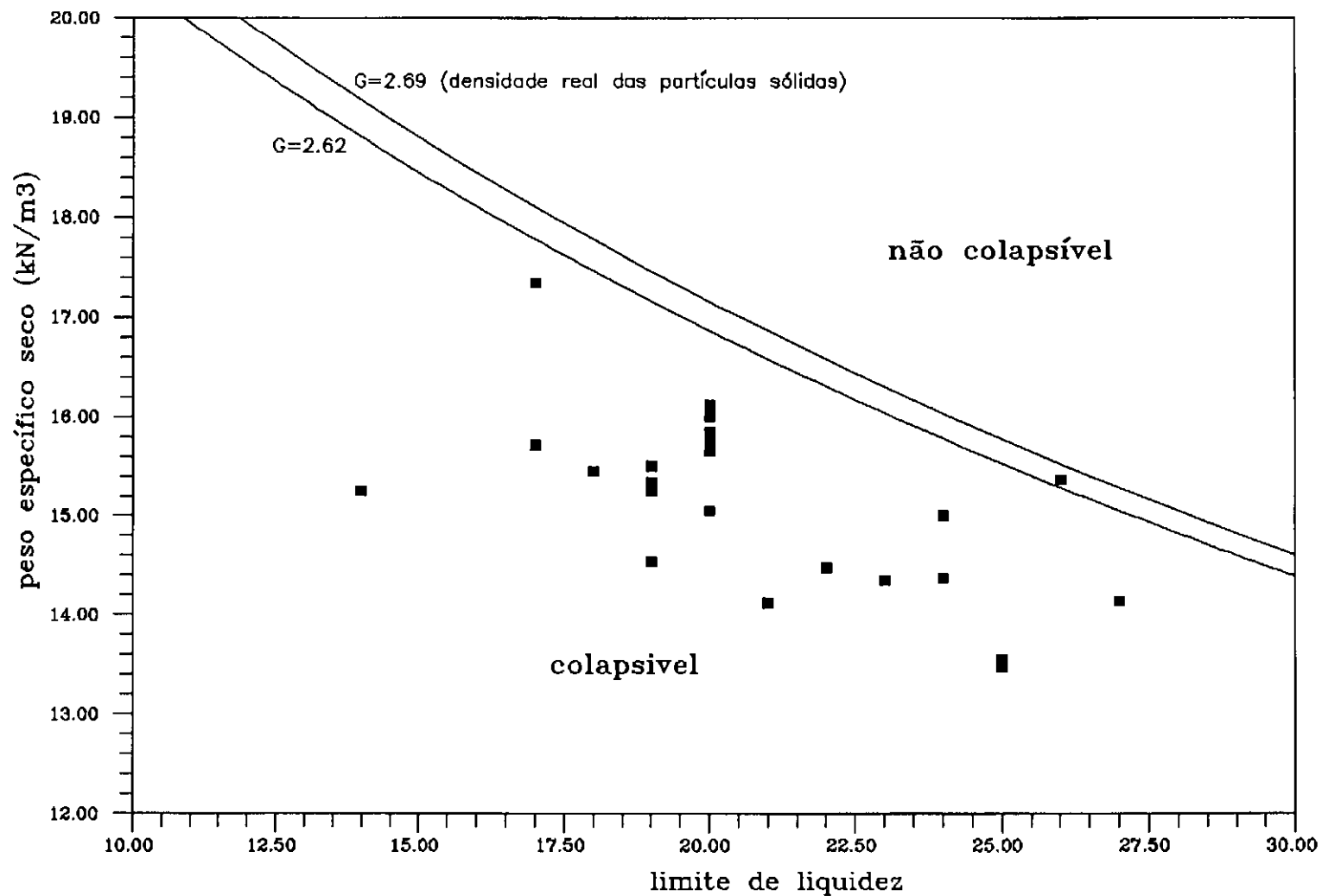


Fig V.5: Critério de identificação da característica colapsível segundo o critério de GIBBS e BARA (1962).

O método de cálculo da probabilidade do colapso, baseado no teor de finos, segundo HANDY (1973), também apresentou bons resultados. Nesse critério, porém, consideraram-se finos as partículas menores que 5μ , ao invés de 2μ .

Tem-se, ainda, o critério de identificação baseado em ensaios físico-químicos, desenvolvido por BENITES (1968), cujos resultados encontram-se no item III.4.1.4. Para esses ensaios deve-se calcular o tempo de dispersão do solo. Porém, não se verificando esse fenômeno nos solos estudados, foi computado o tempo necessário para a desintegração completa do torrão de solo. Os valores apresentados na tabela III.7 mostram que esse tempo foi inferior ao intervalo de 20 a 30s, logo concordando com a classificação "colapsível" proposta pelo método.

Esses critérios, aplicados aos solos estudados nesta dissertação, são resultantes de análises empíricas ou semi-empíricas de relações entre índices físicos e/ou limites de Atterberg e de comportamentos físico-químicos. Logo, como esses critérios são resultado de aplicações regionais dos respectivos pesquisadores, a extensão dessas aplicações a outros locais pode ser muito limitada. Além disso, a análise da colapsibilidade sem a consideração do nível de tensões ao qual o solo pode estar submetido faz com que esses critérios não tenham um carácter definitivo, mas sim preliminar.

Desse modo, os critérios que classificam mais realisticamente a susceptibilidade ao colapso são aqueles baseados em ensaios que quantifiquem o colapso de acordo

com o estado de tensões ao qual o solo estará submetido.

Com este objetivo, procurou-se classificar os solos segundo o critério de REGINATTO (1970). A tabela V.2 apresenta a classificação segundo esse critério aplicado somente a oito amostras, as únicas das quais foram extraídos c.p.'s para ensaios oedométricos com pré-inundação. As tensões de pré-adensamento virtual do solo pré-inundado (σ_{vps}) foram calculadas pelo método proposto por PACHECO SILVA (1970).

Amostra	σ_{vps} (kPa)	σ_{vo} (kPa)	Classif.
125+00/prof.:6,00m	100	96,8	CC
125+00/prof.:6,00m	200	105,8	CC
210+00/prof.:5,00m	35	76,4	VC
210+00/prof.:5,00m	50	81,8	VC
260+00/prof.:5,00m	40	81,7	VC
285+00/prof.:5,00m	80	75,9	CC
215+00/prof.:4,00m	45	61,3	VC
255+00/prof.:4,00m	50	61,1	VC

CC : condicionalmente colapsível.

VC : verdadeiramente colapsível.

Tabela V.2 - Classificação da susceptibilidade ao colapso segundo resultados dos ensaios oedométricos, critério de REGINATTO (1970).

Apesar desse critério ser mais representativo, sua classificação não é de grande confiabilidade, posto que foram verificadas em todas as amostras que os valores de ϵ_{vc} , sob tensões inferiores às tensões de pré-adensamento virtual do solo pré-inundado, superaram 2%, ou seja, mesmo

apresentando $\sigma_{vps} > \sigma_{vo}$, o solo pode ser "verdadeiramente colapsível".

V.3 - Análise das Classificações que Relacionam o Colapso do solo com suas Conseqüências para as Obras de Engenharia.

Pelo fato de se terem adotado soluções construtivas adequadas antes que um volume considerável de obras fosse executado, não se observaram muitos casos de danos causados pela colapsibilidade dos solos nas obras de engenharia do perímetro de irrigação Formoso "A". Porém, diante dos ensaios já descritos nesta dissertação, não há dúvida quanto ao grande potencial de colapso apresentado pelos solos da região estudada, que poderia provocar sérios danos às obras. As soluções adotadas para os canais de irrigação e para as obras de apoio constam no capítulo VI.

A tabela V.3 apresenta os coeficientes CP ("Potencial de Colapso" - ver item II.7.2) e as respectivas classificações propostas por JENNINGS e KNIGHT (1975) para o problema da colapsibilidade.

c.p.	Estaca	Prof. (m)	CP (%)	Classificação
18	100+00	1,50	5,0	problemático
25	125+00	4,00	1,3	problema moderado
29	125+00	5,30	5,4	problemático
32	125+00	6,00	6,1	problemático
37	125+10	3,50	10,4	problema grave
50	210+00	5,00	6,8	problemático
83	285+00	5,00	1,4	problema moderado
33	125+00	6,00	3,2	problema moderado
48	210+00	5,00	8,0	problemático
52	210+00	5,00	9,5	problemático
73	260+00	5,00	11,3	problema grave
81	285+00	5,00	7,1	problemático
90	215+00	4,00	9,6	problemático
93	255+00	4,00	10,4	problema grave

Tabela V.3 - Classificação do problema da colapsividade para obras de engenharia segundo JENNINGS e KNIGHT (1975).

Apesar da classificação de JENNINGS e KNIGHT (1975) se adequar aos solos da região estudada, ela apresenta o problema de se fazer a correlação da característica colapsível, com a tensão de 200kPa, especificamente. O mais correto seria correlacionar com o máximo valor de ϵ_{vc} observado para o nível de tensões ao qual a obra está submetida, pois, como já foi discutido no item IV.5.3a, ocorre uma grande variação do colapso com a tensão aplicada. Conseqüentemente, dependendo do nível de tensões, a classificação pode indicar um comportamento

totalmente irreal. Outro problema dessa classificação é que o coeficiente CP estaria melhor correlacionado com o índice de vazios imediatamente antes da inundação do c.p. (e_c) e não o inicial do ensaio, posto que se deve levar em consideração a variação do índice de vazios até a tensão de colapso. Desse modo, o coeficiente seria expresso por

$$CP = \frac{\Delta e_c}{1 + e_c} \cdot \quad (V.1)$$

Nos solos estudados, a desconsideração das deformações até a tensão de colapso não provocou efeito considerável, devido à sua pequena magnitude frente à deformação de colapso.

LUTENEGGER e SABER (1988) propuseram uma classificação de acordo com os valores obtidos para um coeficiente I (ver item II.7.2), análogo ao proposto por JENNINGS e KNIGHT (1975). Porém, para a determinação do coeficiente I, LUTENEGGER e SABER sugerem que o c.p. deva ser inundado sob as tensões mais adequadas à situação do projeto, que o fluido saturante esteja próximo das condições de campo e que a deformação devido ao colapso seja relacionada com o índice de vazios imediatamente antes da inundação. Dessa forma, o coeficiente I torna-se mais representativo que o coeficiente CP. A tabela V.4 apresenta os resultados desta classificação, utilizando tensões verticais de 200kPa.

c.p.	Estaca	Prof.	I	Classificação
18	100+00	1,50	5,2	moderado
25	125+00	4,00	1,4	leve
29	125+00	5,30	5,5	moderado
32	125+00	6,00	6,3	moderado
37	125+10	3,50	10,7	grave
50	210+00	5,00	7,0	moderado
83	285+00	5,00	1,4	leve
33	125+00	6,00	3,2	leve a moderado
48	210+00	5,00	8,2	moderado a grave
52	210+00	5,00	9,8	grave
73	260+00	5,00	11,6	grave
81	285+00	5,00	7,3	moderado a grave
90	215+00	4,00	10,5	grave
93	255+00	4,00	10,7	grave

Tabela V.4 - Classificação do problema da colapsividade para obras de engenharia segundo LUTENEGGER e SABER (1988).

Apesar do valor de ϵ_{vc} ser um dado determinante para a identificação do grau de susceptibilidade do solo ao colapso, esse valor não fornece uma informação completa a respeito da gravidade da colapsibilidade para as obras de engenharia. Para se definir a interação da estrutura-colapso do solo, é importante, também, definir a espessura do estrato colapsível, a forma com que se processa a inundação do solo, o tipo de solicitação e a geometria e características estruturais da obra.

A categorização da colapsibilidade frente às

obras de canais de irrigação, apresentada por BALLY et alli (1973), representa um avanço, pois considera o recalque total devido ao colapso, ou seja, leva em consideração ϵ_{vc} junto com a espessura da camada colapsável.

Como exemplo, é calculado, a seguir, o recalque devido ao colapso da camada de solo da estaca 260+00 (figura V.6). Porém, devido à escassez de dados ao longo do perfil de solo, o resultado só representa uma ordem de grandeza.

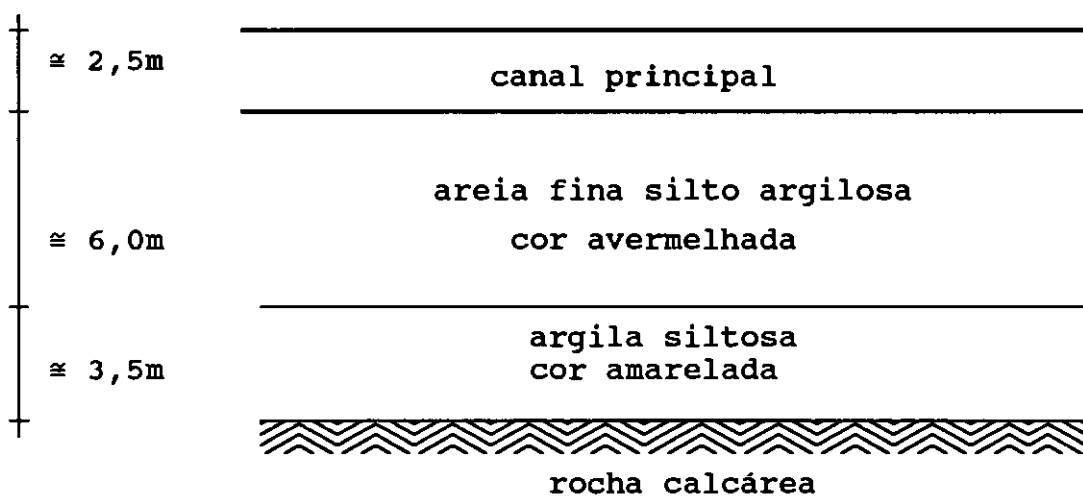


Figura V.6 - Perfil de solo na estaca 260+00.

Pelo fato de não ter sido analisada a susceptibilidade da camada de argila siltosa ao colapso, não será computada a sua influência no cálculo do recalque devido à inundação do solo, tomando-se assim uma posição contra a segurança. É considerada como tensão de colapso a tensão vertical no meio da camada de areia fina silto argilosa, sendo o valor de ϵ_{vc} obtido do ensaio oedométrico da amostra 260+00, retirada a 5m de profundidade, sabendo-se que o nível do terreno natural se situa um pouco acima da borda superior do canal.

Considerando um peso específico total de 16kN/m^3 para o solo e 10kN/m^3 para a água, a tensão vertical média na camada de areia fina (desprezando-se a influência do revestimento do concreto), para as condições de operação do canal, pode ser assim estimada:

$$\sigma_{\text{vmédio}} = (2,5 \times 10) + (3,0 \times 16) = 73\text{kN/m}^2$$

Para o cálculo de ϵ_{vc} sob esta tensão, é definida a média entre ϵ_{vc} sob 50kPa e 100kPa , a partir dos resultados do ensaio oedométrico "duplo":

$$\epsilon_{\text{vc}} = \frac{4,3 + 7,88}{2} = 6,1\%$$

Logo, uma estimativa do recalque total devido ao colapso é:

$$\rho = 6,0 \times 0,061 = 0,366\text{m}$$

Segundo a categorização de BALLY et alli (1973), para este recalque, poder-se-iam ter em campo "recalques consideráveis e ocasionais fissuras longitudinais".

CAPÍTULO VI

SOLUÇÕES ADOTADAS PARA AS OBRAS DE ENGENHARIA DO PERÍMETRO DE IRRIGAÇÃO FORMOSO "A"

VI.1 - Introdução.

A constatação da ocorrência de solos colapsíveis nas camadas de fundações das obras do perímetro de irrigação Formoso "A" requereu o desenvolvimento de estudos e investigações geológico-geotécnicas adicionais, visando-se a busca de soluções de engenharia que atendessem tecnicamente ao porte desse empreendimento e não comprometessem o cronograma físico inicialmente previsto.

Em termos geotécnicos, a ocorrência de colapsibilidade nos solos de fundação das obras em geral, condiciona a necessidade de se proverem medidas que compatibilizem, a níveis técnicos e operacionais aceitáveis, os recalques possíveis de ocorrer com aqueles que poderão ser suportados pelas estruturas a serem construídas.

A possibilidade de saturação de solos porosos de fundação em obras de um perímetro de irrigação é bastante elevada, pois sua operação condiciona uma "precipitação pluviométrica" equivalente de duas a três vezes a precipitação média anual, acrescida do fato de que a operação se faz ao longo de todo o ano.

A tabela VI.1 apresenta as soluções adotadas em

algumas obras de projetos de irrigação onde foram constatados problemas relacionados à colapsibilidade dos solos.

Obra	Soluções adotadas
<ul style="list-style-type: none"> • Canal San Luis - Califórnia (EUA). (KNODEL, 1981) 	<ul style="list-style-type: none"> • Pré-umedecimento dos solos por tanqueamento seguido de compactação pneumática.
<ul style="list-style-type: none"> • Projeto de irrigação do Distrito Agroindustrial de Jaíba - Município de Manga - extremo norte do Estado de Minas Gerais. (BENVENUTO, 1982) 	<ul style="list-style-type: none"> • Substituição parcial dos solos de fundação por aterro compactado de solos proveniente de áreas de empréstimos.
<ul style="list-style-type: none"> • Projeto de irrigação de Tabuleiros Litorâneos - Município de Parnaíba - Estado do Piauí. (RIANI e BARBOSA, 1989) 	<ul style="list-style-type: none"> • Substituição ou compactação.
<ul style="list-style-type: none"> • Projeto de irrigação de Itaparica - Pernambuco. (SIGNER et alli, 1989) 	<ul style="list-style-type: none"> • Escavação e reaterro com o mesmo solo compactado; pré-umedecimento do solo.

Tabela VI.1 - Soluções adotadas em alguns projetos de irrigação frente ao problema da colapsibilidade.

A condição da colapsibilidade dos solos do perímetro de irrigação Formoso "A" foi constatada, de forma preliminar, na fase de desenvolvimento dos projetos básico e executivo, deixando-se para a fase de construção as investigações geológico-geotécnicas complementares que

propiciassem as definições das fundações das diversas obras previstas.

A seguir, são discutidas as soluções adotadas para os canais de irrigação e para as obras de apoio, baseados nas observações desenvolvidas neste trabalho e nos estudos de PEREIRA et alli (1990) e AFLITOS et alli (1990), respectivamente.

VI.2 - Canais de Irrigação.

Os canais de irrigação, como já descrito, são revestidos por placas de concreto simples, moldadas "in situ" sobre os solos de fundação. A utilização desse revestimento objetiva, essencialmente, o atendimento dos seguintes requisitos: redução a níveis compatíveis da perda d'água de infiltração; proteção dos solos de fundação contra a erosão pela água; otimização na condução da água pela minimização das perdas por atrito no contato água-parede do canal.

A sensível diferença das características mecânicas, rigidez e resistência à ruptura, entre o concreto simples e o solo em geral, sugere a necessidade de avaliação da compatibilidade entre as deformações do revestimento e do solo de fundação na fase de operação dos canais. Essa necessidade é intensificada pelo problema da colapsibilidade dos solos.

As variações de volume causadas pelo colapso do solo podem se transmitir ao revestimento de concreto dos canais neles assentes, sob a forma de recalques diferenciais ou totais, e ocasionar tensões de tração e/ou

compressão acima de seus limites de resistência, sendo necessário, nesses casos, a adoção de medidas que minimizem as prováveis rupturas e conseqüências associadas. Bibliografias específicas sobre a execução de canais assentes em solos colapsíveis (CLEMENCE e FINBARR, 1981 e KNODEL, 1981) evidenciam como principal medida de prevenção contra o colapso da fundação a conjunção da flexibilização do revestimento com o enrijecimento promovido pela estabilização parcial ou total dos solos de fundação.

Essa solução é dificultada quando se procura avaliar quantitativamente tal conjunção, levando-se em consideração os pontos de vista técnico e econômico. Devido à complexidade da avaliação do comportamento estrutural do conjunto fundação-revestimento de concreto, utilizou-se o Método dos Elementos Finitos (PEREIRA et alli, 1990). Os resultados da análise de tensões e deformações possibilitaram a obtenção de soluções aproximadas que atendessem às necessidades técnicas e possibilitassem a avaliação dos custos associados a cada alternativa possível de solução.

Os resultados das análises por elementos finitos permitiram as seguintes constatações quanto à viabilidade de determinados conjuntos estrutura-solo:

- os canais sobre a fundação em solo natural colapsível apresentam a inconveniência de provocarem uma alta mobilização da resistência ao cisalhamento do solo, nas regiões próximas ao fundo do canal, além de elevadas tensões de tração no revestimento de concreto, também próximo ao fundo;

- os canais sobre fundação mista (solo compactado sobrejacente ao solo natural colapsível) apresentaram valores de tração do concreto e deslocamentos horizontais insignificantes, além de valores de mobilização da resistência ao cisalhamento do solo e recalques inferiores ao caso anterior;

- a flexibilização do revestimento do canal, introduzindo-se juntas elásticas, fez com que ocorresse, no primeiro caso, somente tensões de compressão no concreto, e bem inferiores à sua resistência.

Resolveu-se, então, adotar como soluções a fundação mista e/ou a flexibilização do revestimento (figura VI.1), para os trechos críticos do perímetro de irrigação.

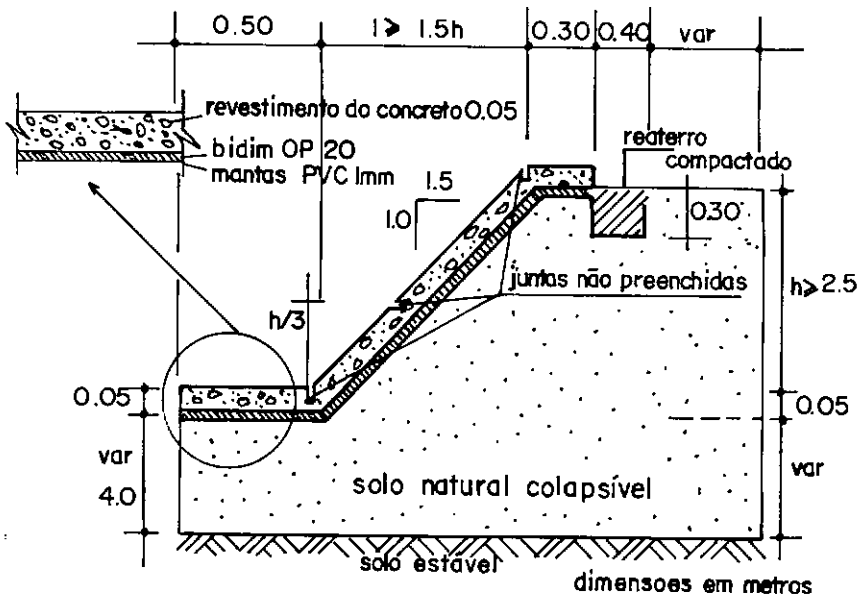


Figura VI.1 - Flexibilização do revestimento de concreto (apud PEREIRA et alii, 1990)

VI.3 - Obras de apoio.

a - chaminé de equilíbrio.

O projeto previa a construção de uma estrutura totalmente em concreto armado, monolítica, assente na cota 427,00, em radier quadrado com 9,00m de lado e 1,00m de altura (figura VI.2). As investigações geológico-geotécnicas efetuadas durante a execução da obra evidenciaram o perfil mostrado na figura citada.

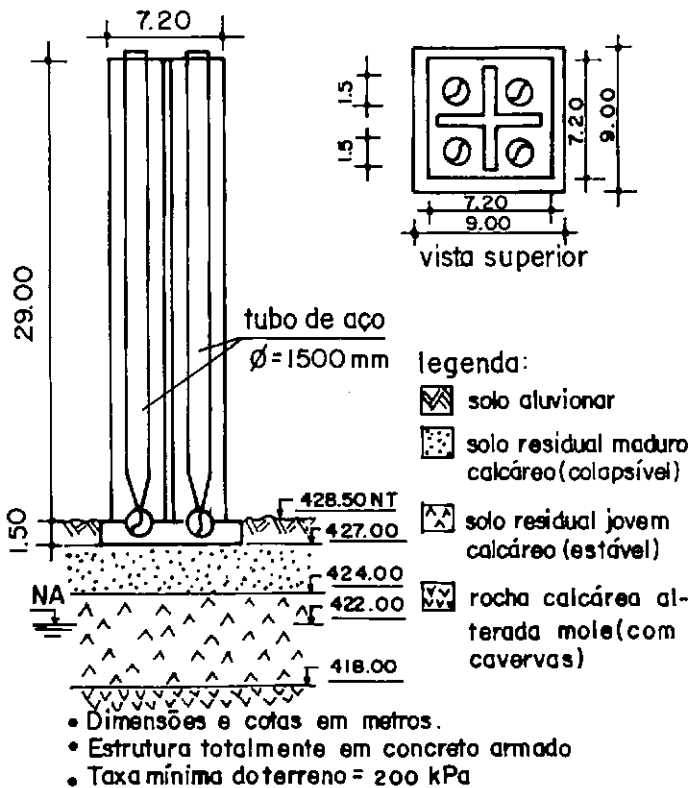


Figura VI.2 - Projeto original para a chaminé de equilíbrio (apud AFLITOS et alli, 1990)

Essas investigações constataram que a eliminação

total do colapso da fundação na situação de inundação do solo subjacente, garantindo uma estabilidade compatível com a importância dessa estrutura, seria somente obtida assentando-se a fundação na cota 424,00. Evidenciou-se, então, a necessidade do aprofundamento da fundação dessa obra, resolvendo-se executá-la a partir da cota 424,00.

b - aqueduto

O projeto executivo dessa obra de arte apresentava uma concepção hiperestática, com vãos de 60,00m apoiados em 4 pilares (figura VI.3).

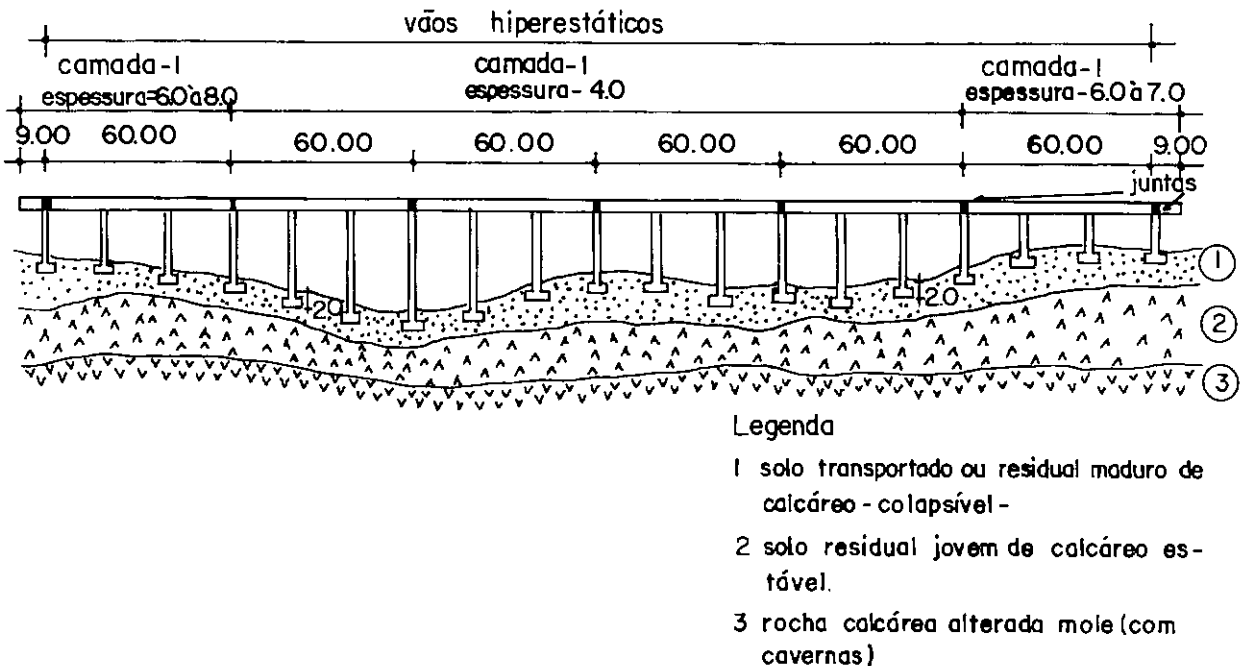


Figura VI.3 - Projeto original para o aqueduto (apud AFLITOS et alli, 1990)

Como a utilização de sondagens à percussão com medição de SPT no dimensionamento de fundações assentes em

solos colapsíveis é pouco confiável (ver item II.5.7), procurou-se basear as informações geotécnicas em ensaios oedométricos, em amostras extraídas de blocos indeformados.

Os ensaios complementares permitiram constatar que, ao longo do aqueduto e até a profundidade de 4,00m, os solos apresentavam potenciais de colapso que, se desenvolvidos, poderiam causar a ruína da obra, principalmente se ocorressem de forma diferencial, entre pilares adjacentes. Abaixo desses 4,00m, verificou-se, na parte intermediária, correspondente aos 10 pilares centrais, que o potencial de colapso era nulo, enquanto que, nas extremidades, ainda se verificavam extratos de 2,00 a 4,00m de espessura com deformações específicas de colapso variando de 1 a 3%, sob as tensões de trabalho de 300kPa. Verificou-se, também, que o material natural colapsível, dos 4,00m superficiais da área de implantação do aqueduto, quando compactado nas condições ótimas do Proctor Normal, apresentava valores de permeabilidade que o tornava praticamente impermeável às águas superficiais, com potenciais de colapso nulos sob cargas iguais a até duas vezes às de trabalho.

Com base nesses dados, previu-se que a estabilização dessa obra poderia ser obtida pela minimização dos recalques de suas fundações, com a substituição dos 4,00m iniciais do material potencialmente colapsível por reaterro compactado, conjuntamente com uma flexibilização da superestrutura hiperestática e de uma impermeabilização superficial ao longo de todo o aqueduto, contra a infiltração de água. A solução (figura VI.4)

constituiu-se, então, em assentar as sapatas de fundação sobre uma camada de 2,00m do aterro compactado, de forma que a rigidez desse aterro condicionasse um espriamento das tensões impostas pela estrutura. A possibilidade de saturação total devido à infiltração de águas superficiais e colapsos associados, nos solos subjacentes aos pilares extremos, tornou-se bastante remota, em face das condições topográficas locais e da impermeabilização promovida pelo aterro compactado, além da drenagem e proteção superficiais ali implantadas. As águas subterrâneas não se constituíam em preocupação, devido às suas profundidades de ocorrência. A flexibilização da superestrutura foi obtida pela substituição da concepção hiperestática original, por vãos isostáticos de 20,00m, apoiados em dois pilares.

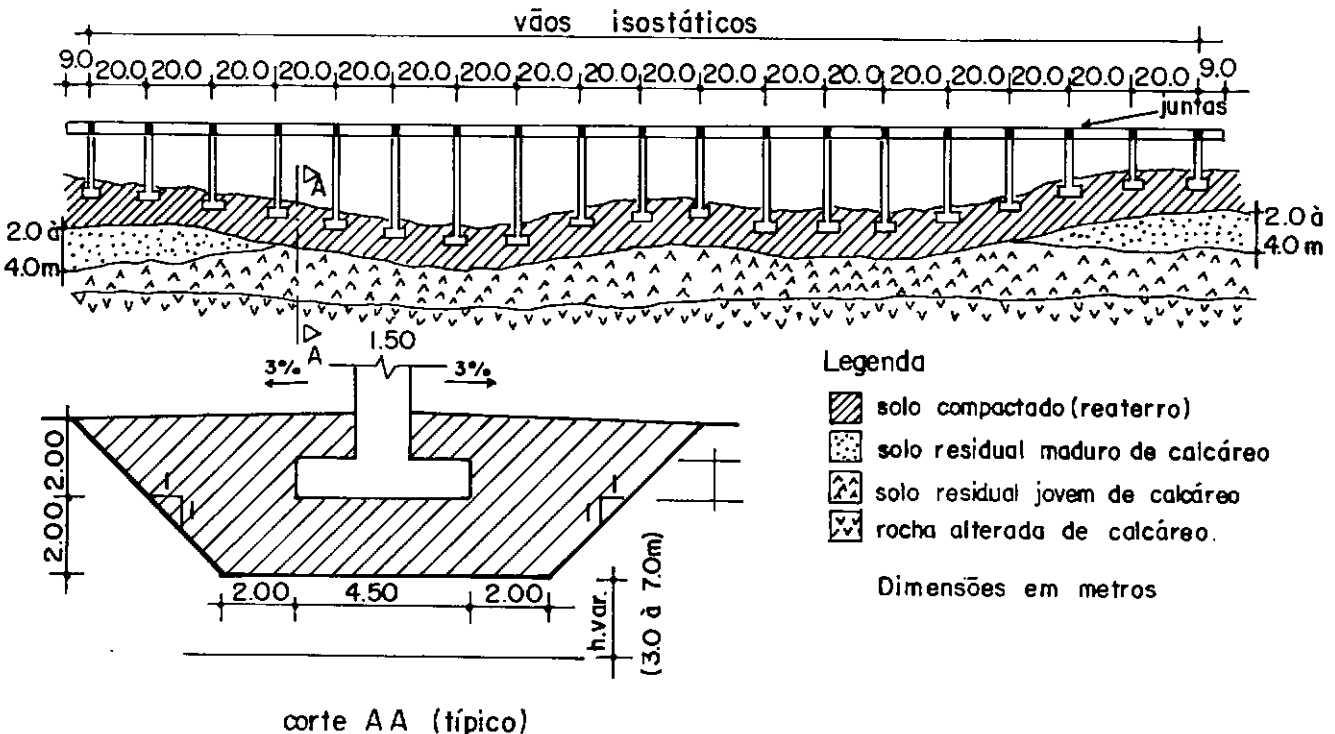


Figura VI.4- Projeto implantado para o aqueduto (apud AFLITOS et alli, 1990)

c - estações de bombeamento por aspersão (EBA)

O projeto original dessas obras (figura VI.5), previu a construções totalmente em concreto armado, de concepção hiperestática, com pilares e vigas formando pórticos engastados a uma laje semi-rígida de fundação.

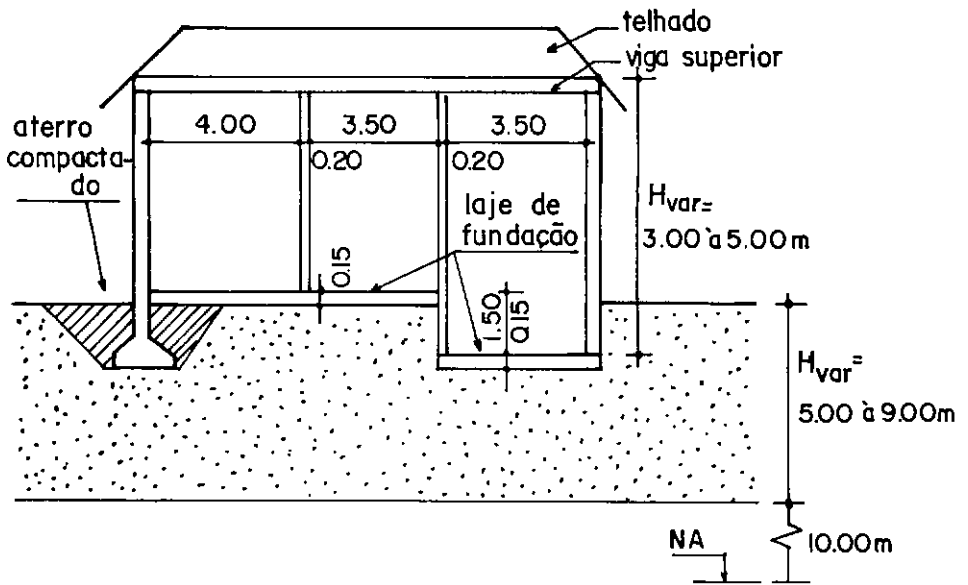


Figura VI.5- Projeto original para a EBA.
(apud AFLITOS et alii, 1990)

Após a constatação da colapsibilidade dos solos de fundação pelas investigações complementares, e da estabilidade quanto ao colapso desses solos quando compactados nas condições de umidade ótima, com a energia do Proctor Normal, resolveu-se por adotar duas diferentes soluções. A primeira consistiu na substituição parcial dos solos subjacentes e adjacentes a essas obras por solo compactado, com as finalidades de espraçamento das cargas com a profundidade e impermeabilização, similarmente ao já

citado para o aqueduto. A camada compactada, embora de rigidez e resistência sensivelmente inferiores à laje de fundação, representa também um elemento de minimização dos recalques diferenciais e totais. A segunda solução consistiu na utilização de fundações profundas, essencialmente tubulões, que conduzissem as cargas das EBA's para os estratos estáveis, requerendo, neste caso, um enrijecimento compatível da laje de suporte a esta nova condição de apoio (em tubulões).

d - pontes e pontilhões

O projeto original previu a construção dos pontilhões com uma superestrutura constituída por tabuleiro em concreto armado, composto de vigas longitudinais e transversais, solidarizadas a uma laje plana e espessa, apoiado em elementos de fundação corrida nas extremidades (figura VI.6).

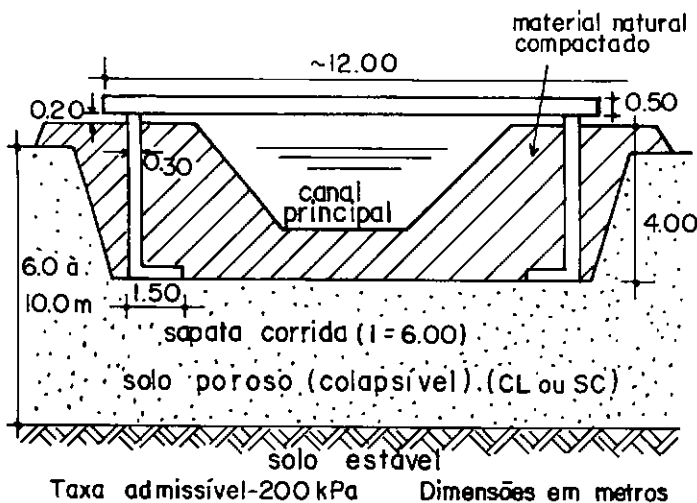


Figura VI.6 - Projeto original para os pontilhões.
(apud AFLITOS et alii, 1990)

Diante da constatação, através de investigações geotécnicas nos locais de execução dessas obras, de perfis de solo similares aos citados anteriormente para as EBA's, adotou-se a solução que transmitiria as cargas de trabalho para os estratos mais profundos, subjacente aos colapsíveis, através de tubulões convenientemente dimensionados.

CAPÍTULO VII

PRINCIPAIS CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES E

TEMAS PROPOSTOS PARA FUTURAS PESQUISAS.

VII.1 - Principais Conclusões e Recomendações.

- A característica colapsível está intrinsecamente relacionada ao processo de formação do solo. Existem diversos tipos de estruturas típicas de solos colapsíveis resultantes desses diferentes processos de formação. Logo, encontram-se diferentes tipos de solos colapsíveis em diversas regiões do mundo, porém sua incidência maior ocorre em regiões áridas ou semi-áridas. De uma forma geral, esses solos apresentam-se não saturados e com uma estrutura macroporosa meta-estável, cujos grãos são mantidos em suas posições por tensões capilares e/ou vínculos formados por partículas menores.

- No perímetro de irrigação Formoso "A", os agentes climáticos, a saber, uma alta e rápida concentração de água no meio, uma alta taxa de evaporação, ação do vento e o tempo, aliados aos aspectos geo-pedológicos, foram determinantes para a formação da estrutura colapsível dos solos colapsíveis da região.

- Devido à grande importância da estrutura do solo colapsível, a microscopia eletrônica, em conjunto com os ensaios de difração de raios-X e físico-químicos, assume um papel valioso para a definição do verdadeiro processo de colapso.

- A estrutura dos solos do perímetro de irrigação Formoso "A" é constituída, basicamente, por grãos de quartzo, mantidos em suas posições por vínculos formados por partículas de argila (caulinita individualizada ou agrupada em micronódulos) e/ou silte, que funcionam como verdadeiros "apoios" aos grãos maiores, garantindo uma estrutura macroporosa. O mecanismo de colapso desses solos decorre, provavelmente, da eliminação de tensões capilares, seguida de um brusco desarranjo das partículas constituintes dos vínculos, provocando a desestabilização dos grãos maiores e o "fechamento" estrutural.

- A interação da estrutura do solo com o fluido percolante varia consideravelmente com as propriedades do fluido, afetando, conseqüentemente, as respectivas susceptibilidades ao colapso.

- Apesar do grau de variedade de dados da caracterização dos solos colapsíveis descritos na literatura, as características mais comuns aos solos do perímetro de irrigação Formoso "A" foram o baixo peso específico, o baixo grau de saturação e baixos limites de Atterberg.

- Quanto à reologia do processo de colapso em ensaios oedométricos, a velocidade de deformação aumenta à medida que a frente de saturação avança, alcançando uma velocidade máxima, a partir da qual esta diminui bastante. A velocidade máxima ocorreu nos primeiros 15 segundos após a inundação do solo.

- Os solos apresentaram uma relação crescente da deformação específica de colapso com a correspondente

tensão vertical até um certo valor. Essa relação diminui com o aumento da tensão.

- A susceptibilidade do solo ao colapso apresentou correlações decrescentes com o peso específico, a umidade e o grau de saturação e crescente com o índice de vazios. Excluindo-se resultados dos ensaios oedométricos cujos colapsos se deram sob a tensão de 12,5kPa, a susceptibilidade ao colapso apresentou uma correlação crescente com a diferença entre a umidade necessária para a saturação do solo e o limite de liquidez, e decrescente com o teor de argila e a soma dos teores de argila e de silte. O índice de plasticidade e os teores de areia não permitiram a obtenção de boas correlações com a susceptibilidade ao colapso.

- O ensaio oedométrico "duplo" apresenta a vantagem de possibilitar a determinação da deformação de colapso para várias tensões, realizando-se ensaios com somente dois corpos de prova. Porém, esse ensaio apresenta dois grandes problemas : a- a heterogeneidade entre os dois corpos de prova; b- a consideração da hipótese de que o comportamento do solo inundado independe da carga sob a qual o solo se submeteu à inundação.

- Para que os resultados dos ensaios oedométricos em solos colapsíveis tenham uma maior acurácia, deve-se procurar manter a umidade do corpo de prova o mais próximo possível da umidade de campo, utilizar anéis oedométricos com a menor razão altura/diâmetro, polidos e lubrificados internamente e optar pelo uso do anel do tipo "flutuante".

- Sob solicitação isotrópica de tensões elevadas,

o solo sofre uma redução contínua de seu volume, devido, provavelmente, às tensões serem suficientes para iniciar um processo de quebra dos vínculos seguido de um rearranjo estrutural. Conseqüentemente, pode-se verificar uma diminuição da rigidez inicial do solo com o aumento da tensão confinante.

- Os solos colapsíveis estudados no seu estado natural, apresentaram uma queda considerável da resistência ao cisalhamento devido à inundação.

- Os ensaios oedométricos e triaxiais apresentam um problema comum, qual seja a representação da infiltração da água no solo. A forma com que se processa a infiltração da água no solo é fundamental para a determinação do tipo de sollicitação do solo e do seu comportamento reológico.

- O método de amostragem de solo por cravação de amostrador não é recomendável, por provocar um considerável amolgamento do solo.

- Diante dos problemas de se representarem em laboratório as verdadeiras condições de sollicitação do solo colapsível, os ensaios de campo tornam-se de grande valia para se analisar o comportamento quanto ao colapso.

- No que diz respeito aos critérios de identificação da característica colapsível dos solos, suas aplicações não podem ser extendidas a quaisquer tipo de solo. Visto que esses critérios surgiram de análises empíricas, suas aplicabilidades só são "garantidas" às regiões de ocorrência dos respectivos solos. Os critérios de DENISOV (1951), do Código de Obras da U.R.S.S. (1962), de GIBBS e BARA (1962) e KASSIF e HENKIN (1967) mostraram

ser apropriados aos solos pesquisados, enquanto os critérios de PRIKLONSKIJ (1952), FEDA (1966) e do Código de Obras da U.R.S.S. (1977) foram totalmente inadequados. A aplicação do critério de GIBBS e BARA (1962) não apresentou limitações quanto ao limite de liquidez. O critério de REGINATTO (1970), apesar de ser mais representativo por levar em consideração o comportamento colapsível de acordo com a carga solicitante, apresenta uma classificação que não foi muito adequada, pois solos com $\sigma_{vps} > \sigma_o$ apresentaram consideráveis deformações específicas de colapso sob tensões menores que σ_{vps} , ou seja, se comportaram como "verdadeiramente colapsíveis", contrários à classificação proposta de "condicionalmente colapsíveis".

- Quanto às classificações da colapsibilidade para as obras de engenharia, essas não determinam com segurança a gravidade do colapso para as obras, pois se baseiam exclusivamente nas deformações específicas de colapso. Para categorizar o problema da colapsibilidade dos solos, deve-se proceder a uma análise conjunta das informações a respeito da espessura do estrato colapsível, da forma com que se dá a infiltração no solo, o tipo de solicitação, a deformação específica de colapso (sob as condições de campo) e as características geométricas e estruturais da obra.

- Baseando-se na larga experiência apresentada na literatura técnica e nas medidas adotadas no perímetro de irrigação Formoso "A", a remoção e substituição por solo colapsível compactado eliminam essa característica indesejável, pois destroem completamente a sua estrutura

original, constituindo-se em soluções tecnicamente viáveis. A análise da interação solo de fundação-estrutura assume uma importância considerável nas obras de engenharia assentes em solos colapsíveis.

- O desconhecimento da presença de solos colapsíveis ou a negligência do problema da colapsibilidade em projetos executivos de obras de engenharia provoca um aumento considerável do custo econômico inicialmente previsto e compromete seriamente o cronograma para a execução da obra, devido às profundas modificações a serem realizadas.

VII.2 - Temas Propostos para Futuras Pesquisas.

Apresenta-se a seguir algumas das futuras linhas de pesquisa possíveis para o desenvolvimento de outras teses de mestrado e/ou doutorado que serviriam para um melhor conhecimento dos solos colapsíveis.

- Levantamento dos solos colapsíveis descritos na literatura internacional e correlacionar a ocorrência de seus diversos tipos com as características geo-climáticas e, se possível, pedológicas das respectivas regiões.

- Determinar as propriedades dos fluidos de infiltração que influenciam no mecanismo de colapso e na magnitude das deformações específicas de colapso.

- Analisar a influência do histórico de tensões e da magnitude da tensão sob a qual o solo colapsível é inundado, na deformação específica de colapso.

- Analisar a influência do tipo de sollicitação na magnitude da deformação específica de colapso, através de

ensaios triaxiais.

- Comparar o comportamento colapsível em campo (ensaio de verdadeira grandeza ou carga sobre placa) sob diferentes condições de infiltração e o observado em ensaios de laboratório.

- Determinar quantitativamente a influência do fenômeno de colapso nas resistências ao cisalhamento no "pico" e residual.

- Analisar a viabilidade técnica dos tratamentos físico-químicos descritos na literatura em solos colapsíveis brasileiros.

- Acompanhamento das soluções aplicadas a solos colapsíveis, para a análise de suas viabilidades técnico-financeiras.

RELAÇÃO DOS SÍMBOLOS UTILIZADOS

c.p. = corpo de prova.

c.p.'s = corpos de prova.

CI = coeficiente de identificação da característica colapsível segundo o Código de Obras da U.R.S.S. (1977).

CP = "Potencial de Colapso" definido por JENNINGS e KNIGHT (1975).

δ_c = recalque unitário devido ao colapso (em relação à espessura natural da camada de solo).

δ_n = recalque unitário sob umidade natural (em relação à espessura natural da camada de solo).

Δe = variação do índice de vazios.

Δe_c = variação do índice de vazios devido a inundação do corpo de prova, mantendo a tensão vertical constante.

Δe_s = variação do índice de vazios devido a variação da tensão vertical, sob teor de umidade natural.

ΔH_c = variação da altura do corpo de prova devido ao colapso.

e = índice de vazios.

e_o = índice de vazios sob a tensão vertical do peso próprio natural do solo.

e_c = índice de vazios imediatamente antes da inundação do corpo de prova.

e_1 = índice de vazios no início do ensaio.

e_l = índice de vazios do solo amolgado no limite de liquidez.

ϵ_a = deformação específica axial.

ϵ_v = deformação específica vertical.

ϵ_{vc} = deformação específica vertical de colapso.

ϵ_{vol} = deformação específica volumétrica.

ϵ_{volc} = deformação específica volumétrica de colapso.

γ_s = peso específico aparente do solo seco.

γ_{tot} = peso específico aparente total do solo.

h_1 = espessura da camada de solo.

H_0 = altura do corpo de prova no início do ensaio.

I = "Potencial de Colapso" definido por LUTENEGGER e SABER (1988).

K = "Coeficiente de Subsidência" - coeficiente de identificação da característica colapsível segundo o critério de DENISOV (1951).

K_d = coeficiente de identificação da característica colapsível segundo o critério de PRIKLONSKIJ (1962).

K_1 = coeficiente de identificação da característica colapsível segundo o critério de FEDA (1966).

LL = limite de liquidez.

LP = limite de plasticidade.

λ = coeficiente de identificação da característica colapsível segundo o critério do Código de Obras da U.R.S.S. (1962).

R = coeficiente de identificação da característica colapsível segundo o critério de GIBBS e BARA (1962).

S_0 = grau de saturação natural.

σ_d = tensão desvio.

σ_v = tensão vertical aplicada ao solo.

σ_{vo} = tensão vertical devido ao peso próprio do solo

natural em campo.

σ_{vpn} = tensão de pré-adensamento virtual do solo no estado natural.

σ_{vps} = tensão de pré-adensamento virtual do solo inundado.

t = tempo.

w_o = teor de umidade natural.

w_{sat} = teor de umidade necessário para alcançar um grau de saturação de 100%.

BIBLIOGRAFIA PESQUISADA

- ABELEV, M.YU., MUSTAFAEV, A.A. e BAGDASAROV, YU.A. (1989), "New Experimental Studies of Problems of Construction on Loess Soils", *Proceedings, XII Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, Rio de Janeiro, vol.1, pp. 561-565.*
- AFLITOS, A.O., (1989), Trabalho apresentado no Seminário Sobre Solos Expansivos, Colapsíveis e Dispersivos em Perímetros de Irrigação", Promoção do Bureau of Reclamation (EUA) e CODEVASF, Brasília.
- AFLITOS, A.O., PEREIRA, J.H.F., CAMAPUM DE CARVALHO, J. e MENDONÇA, M.B., (1990), "Projeto Formoso 'A' - Implantação de Obras Localizadas com Fundações em Obras Colapsíveis", *Anais, IX Cong. Bras. de Mec. dos Solos e Eng. de Fundações, vol.2, pp. 101 a 108.*
- ALI, M.M. , NOWATZKI, E.A. e MYERS, D.E., (1989), "Geoestatistical Methods to Predict Collapsing Soils", *Proceedings, XII Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, Rio de Janeiro, vol.1, pp. 567-570.*
- ALONSO, E.E., GENS, A. e HIGHT, D.W., (1987), *Special Problem Soils - General Report, Proceedings, IX European Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, Dublin.*

ALVARENGA, M.M., (1974), "Estruturas de Solos: Métodos de Observação", *Dissertação de tese de M.Sc.*, Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ.

ARAGÃO, C.J.G. e MELO, A.C., (1982), "Fundações Rasas em Solo Colapsível. Um Caso no Semi-Árido de Pernambuco." *Anais, VII Cong. Bras. de Mec. dos Solos e Eng. de Fundações*, Olinda, vol.2, pp. 18-40.

BALLY, R.J., ANTONESCU, I.P., ANDREI, S.V., DRON, A. e POPESCU, D., (1973), "Hidrotechnical Structures on Loessial Collapsible Soils", *Proceedings, VIII Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering*, Moscou, vol.2-2, pp. 17-22.

BALLY, R.J., ANTONESCU, I.P. e PERLEA, V.D., (1965), "Loess as Foundation Soil for Irrigation Systems", *Proceedings, VI Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering*, Montreal, vol.2, pp. 8-12.

BENVENUTO, C., (1982), "Uma Avaliação Teórico-Experimental do Comportamento de Alguns Solos Colapsíveis", *Dissertação de tese de M.Sc.*, USP-Escola Politécnica.

BROWZIN, B.S., (1981), "Rheological Definition on Loess Subsidence", *Proceedings, X Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering*, Estocolmo, vol.1, pp. 65-68.

CAMAPUM DE CARVALHO, J., NUNES, P.M., BERBERIAN, D. e

FERREIRA, E.S. (1987), "Influencia del ph del Líquido de Saturación en la Colapsabilidad", *Proceedings*, VIII Congreso Panamericano de Mec. de Suelos e Ing de Fundaciones.

CEPED, (1988), "Solos Colapsíveis, Alterações de Projetos e Justificativas", Relatório Técnico Preliminar PFA-RT-002/88.

CHOUDRY, T., (1988), "Prevention of Collapse in Residual Foundation Soils of Guri Embankment Dams", *Proceedings*, Tropical's, Singapura, vol.1, pp.363-368.

CLEMENCE, S.P. e FINBARR, A.O., (1981), "Design Considerations for Collapsible Soils", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, vol.107, n^o GT3, Março, pp.305-317.

CORREIA, M.H.C. e LACERDA, W.A., (1982), "Contribuição ao Estudo do Coeficiente de Compressibilidade Volumétrica", *Solos e Rochas*, vol.5, n^o 5, Abril, pp.15-24.

CRUZ, P.T., (1989), " Solos Residuais: Algumas Hipóteses de Formulações Teóricas de Comportamento", Seminário Sobre Solos Expansivos, Colapsíveis e Dispersivos em Perímetros de Irrigação, Promoção do Bureau of Reclamation (EUA) e CODEVASF, Brasília.

- DAY, R.W., (1990), "Sample Disturbance of Collapsible Soil", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol.116, n^o 1, Janeiro, pp.158-161.
- DERBYSHIRE, E. e MELLORS, T.W., (1988), "Geological and Geotechnical Characteristics of Some Loess and Loessic Soils from China and Britain : a Comparison", *Engineering Geology*, vol.25, n^{os} 2-4, Junho, pp.135-175.
- DUDLEY, J.H., (1970), "Review of Collapsing Soils", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*", ASCE, vol.96, n^o SM3, Maio, pp.925-947.
- DUFFY, D.M., BOWERS, M.T. e BADU-TWENEBOAH, K., (1986), "In Situ Evaluation of Collapsible Soils", *Proceedings, Speciality Geomechanics Symposium*, Adelaide.
- EL-SOHBY, M.A. et alli, (1987), "Role of Soil Fabric in Collapsible Soils", *Proceedings, VIII Panamerican Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering*, Cartagena.
- EL-SOHBY, M.A., SHERIF, M.M., ELLEBOUDY, A.M. e SAAD, M.A., (1989), "Critical Evaluation of Collapsibility Measurements for Cement Sand", *Proceedings, XII Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering*, Rio de Janeiro, vol.1, pp. 593-596.
- EVSTATIEV, D., (1988), "Loess Improvement Methods",

Engineering Geology, vol.25, n^{os} 2-4, Junho, pp. 341-366.

FEDA, J., (1966), "Structural Stability of Subsident Loess Soil from Prahadejvice", *Engineering Geology*, vol.3, n^o 3, Março, pp. 201-219.

FEDA, J., (1988), "Collapse of Loess Upon Wetting", *Engineering Geology*, Vol.25, n^{os} 2-4, Junho, pp.263-269.

FERREIRA, R.C., PERES, J.A.E. e OGNABANE, W., (1986), "A Determinação da Capacidade de Carga de Solos Porosos Através da Resistência à Penetração do Cone (CPT), para Projeto de Fundações Rasas", *Anais, VIII Cong. Bras. de Mec. dos Solos e Eng de Fundações*, Porto Alegre, pp. 201-212.

FERREIRA, S.R.M. e TEIXEIRA, D.C.L., (1989), "Collapsible Soil - A practical case in construction (Pernambuco, Brazil)", *Proceedings, XII Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering*, Rio de Janeiro, vol.1, pp. 603-606.

GIBBS, H.J. e BARA, J.P., (1967), "Stability Problems of Collapsing Soil", *Journal of the Soil Mechanics Foundations Division, ASCE*, Vol.93, n^o SM4, Julho, pp. 577-594.

GEHLING, W.Y.Y., DIAS, R.D. e ROISENBERG, A., (1982),

"Compressibilidade e Colapsividade de Solos Porosos do Planalto Meridional do Rio Grande do Sul", *Anais, VII Cong. Bras. de Mec. dos Solos e Eng. de Fundações*", Olinda, vol.4, pp.192-205.

GRABOWSKA-OLSZEWSKA, B., (1988), "Engineering-Geological Problems of Loess in Poland", *Engineering Geology*, Vol.25, n^{os} 2-4, Junho, pp.177-199.

GUORUI, G., (1988), "Formation and Development of the Structure of Collapsing Loess in China", *Engineering Geology*, Vol.25, n^{os} 2-4, Junho, pp.235-245.

HOLTZ, R.D. e KOVACS, W.D., (1981), *An Introduction to Geotechnical Engineering*, Prentice-Hall, Inc., New Jersey.

HOUSTON, S.L., HOUSTON, W.N. e SPADOLA, D.J., (1988), "Prediction of Field Collapse of Soils due to Wetting", *Journal of Geotechnical Engineering*, vol.114, n^o 1, Janeiro, pp. 40-58.

ISMAEL, N.F., (1989), "Prediction of Field Collapse of Soils due to Wetting - Discussion", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol.115, n^o 12, Dezembro, pp.1806-1808.

ITURRI, E.A.Z. (1990), "Análise Não-Linear Elásto-Plástica da Construção de Aterros", Tese de M.Sc. em andamento,

COPPE/UFRJ.

JACOMINE, P.K.T., (1979), "Conceituação Sumária de Classes de Solos na Legenda Preliminar de Identificação dos Solos do Estado do Rio de Janeiro", *Anais, I Reunião de Classificação, Correlação e Interpretação de Aptidão Agrícola de Solos*, Rio de Janeiro.

JENNINGS, J.E.B. e BURLAND, J.B., (1962), " Limitations to the Use of Effective Stresses in Partly Saturated Soils", *Geotechnique*, vol.XII, pp. 125-144.

JENNINGS, J.E. e KNIGHT, K., (1957), "The Additional Settlement of Foundations due to a Collapse of Structure of Sandy Subsoils on Wetting", *Proceedings, IV Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering*, Londres, vol.1, pp. 316-319.

JENNINGS, J.E. e KNIGHT, K., (1975), " A Guide to Construction on or with Materials Exhibiting Additional Settlement due to 'Collapse' of Grain Structure", *Proceedings, VI Regional Conference for Africa on Soil Mech. and Found. Engineering*, Durban, pp.99-105.

KASSIF, G. e HENKIN, E.N., (1967), "Engineering and Physico-Chemical Properties Affecting Piping Failure of Loess Dams in the Negev", *Proceedings, III Asian Regional Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering*, Haifa, vol.1, pp. 13-16.

- KNODEL, P.C., (1981), "Construction of Large Canal on Collapsing Soils", *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, vol.107, n° GT1, Janeiro, pp. 79-94.
- KRISHNA MURTI, G.S.R., SINGH, G. e RENSASAMY, P., (1977), "The Nature of Soils Clays and the Stability of Microaggregates", *Australian Journal Soil Research*, n° 15, pp.115-119.
- KRUTOV, V.I., (1986), "Improved Method of Determining the Soil Collapsibility", *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol.23, n° 2, pp. 46-50.
- KRUTOV, V.I., RABINOVICH, I.G., KOGAI, V.K., NAUMOV, V.Ya. e SHAKHOV, O.A., (1985), "Experience with Collapsible Soil Consolidation by Preliminary Wetting in Rural Construction in Foothill Regions in Uzbekistan", *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol.21, n° 4, Janeiro, pp.139-144.
- LARACH, J.O., SOUZA, J.L.R. e SILVEIRA, C.O., (1981), "Levantamentos Pedológicos no Brasil executados pelo S.N.L.C.S.-Embrapa, Anais, Simpósio Bras. de Solos Tropicais em Engenharia, Rio de Janeiro, Vol.1, pp.13-29.
- LUTENEGGER, A.J. e SABER, R.T., (1988), "Determination of Collapse Potential of Soils", *Geotechnical testing Journal, ASTM*, vol.11, n° 3, Setembro, pp. 173-178.

- MCGOWN, A. e COLLINS, K., (1975), "The Microfabrics of Some Expansive and Collapsing Soils", *Anais, V Cong. Pan-Americano de Mec. dos Solos e Ing. de Fundaciones*, Buenos Aires, pp. 323-332.
- MICHAELS, A.S., (1959), "Physico-Chemical Properties of Soils: Soil Water Systems - Discussion", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, SM2*, Abril, pp.91-102.
- MILOVIC, D., (1988), "Stress Deformation Properties of Macroporous Loess Soils", *Engineering Geology, Vol.25, n^{os} 2-4*, Junho, pp.283-302.
- MITCHELL, J.K., (1976), *Fundamentals of Soil Behavior*, John Wiley & Sons, Inc., New York.
- MOLL, L.L., RUSCULLEDA, A.E., REDOLFI, E., QUIROGA, R. e MARCHETTI, C., (1979), "Experiencias de Compactacion de Estratos en Suelos Colapsibles", *Anais, VI Cong. Pan-Americano de mec. dos Solos e Ing. de Fundaciones*, Lima, vol.II, pp. 433-448.
- NOBARI, E.S. e DUNCAN, I.M., (1972), "Effect of Reservoir Filling on Stresses and Movements in Rockfill Dams", Report n^o TE-72-II, U.S.Army, Vicksburg, Missisipi.
- NOGAMI, J.S. e VILLIBOR, D.F., (1981), " Uma Nova Classificação de Solos para Finalidades Rodoviárias",

Anais, Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, Rio de Janeiro, pp. 30-41.

NOWATZKI, E.A., (1985), "A Critical Evaluation of Collapse Criteria for Soils in Tucson, Arizona", *Proceedings, International Arid Lands Research and Development Conference*.

NUÑEZ, E., (1975), "Suelos Colapsibles y Preconsolidados por Deseccacion", *Proceedings, Cong. Panamericano de Mec. de Suelos e Ing. de Fundaciones, Buenos Aires*.

OLIVEIRA, J.B., (1972), "Fatores de Formação", In *Elementos de Pedologia*, coordenado por Antônio C. Moniz, São Paulo, pp.275-288.

PACHECO SILVA, F., (1970), "Uma Nova Construção Gráfica para Determinação da Pressão de Pré-adensamento de uma Amostra de solo", IV Cong. Bras. de Mec. dos Solos e Eng. de Fundações, Rio De Janeiro, vol.2, tomo 1, pp.219-223.

PEREIRA, J.H.F., MAHLER, C.F. e ITURRI, E.A.Z., (1990), "Projeto Formoso 'A' - Impantação de Canais de Irrigação em Solos Colapsíveis", *Anais, IX cong. Bras. de Mec. dos Solos e Eng. de Fundações*, vol.2, pp. 115-123.

PILYUGIN, A.I., (1967), "Settlement of Loess Foundations

Under Canal Embankments", *Proceedings, Asian Regional Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, Haifa, vol.1, pp. 29-32.*

POPESCU, M.E., (1986), "A Comparison Between the Behaviour of Swelling and of Collapsing Soils", *Engineering Geology, vol.23, n^o 2, pp. 145-163.*

REGINATTO, A., (1970), "Suelos Colapsibles: Prediction de la Susceptibilidad al Colapso", *Proceedings, II Reunion Argentina de Mec. de Suelos e Ing. de Fundaciones, Cordoba, vol.1-7, pp. 1-7.*

REGINATTO, A.R., (1971), "Standard Penetration Tests in Collapsible Soils", *Proceedings, IV Panamerican Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, San Juan, vol.2, pp. 77-84.*

REGINATTO, A.R. e FERRERO, J.C., (1973), "Collapse Potential of Soils and Soil-Water Chemistry, *Proceedings, VIII Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, Moscou, vol.2-2, pp.177-183.*

REZNIK, Y.M., (1989), "Discussion of 'Determination of Collapse Potential of Soils' by A. J. Lutenegeger and R. T. Saber", *Geotechnical Testing Journal, ASTM, vol.12, n^o 3, Setembro, pp.248-249.*

RIANI, H.C., e BARBOSA, M.C., (1989), "Collapsible Sand and

Its Treatment by Compaction", *Proceedings, XII Int. Conf. on Soil Mech. and found. Engineering, Rio de Janeiro, vol.1, pp.643-646.*

RYZHOV, A.M., LUKASHENKO, I.A. e GALITSKII, V.G., (1987), "Compaction of Collapsible Soils by Blast Energy", *Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol.23, n^o 4, pp.147-152.*

RIZKALLAH, V. e KEESE, K., (1989), "Geotechnical Properties of Collapsible Soils", *Proceedings, XII Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, Rio de Janeiro, vol.1, pp. 101-104.*

SECRETARIA DE MINAS E ENERGIA DO ESTADO DA BAHIA, (1974), "Projeto de Cadastramento de Ocorrências Minerais do Estado da Bahia", vol.III.

SIGNER, S., MARINHO, F.A.M., SANTOS, N.B., ANDRADE, C.M.M., (1989), "Expansive and Collapsible Soils in Semi-Arid Region", *Proceedings, XII Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, Rio de Janeiro, vol.1, pp. 647-650.*

SOKOLOVICH, V.E. e SEMKIN, V.V., (1985), "Chemical Stabilization of Loess Soils", *Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol.21, n^o 4, Janeiro, pp.149-154.*

STANCULESCU, I., ATHANASIU, C. e POPESCU, M., (1979), "The

Measurement and Use of Relevant Parameters for Collapsible and Expansive Soils in Romania, *Proceedings, VII European Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, Brighton, vol.1, pp.63-68.*

STEPKOWSKA, E.T., (1989), "Verification of The Structural Model of Clay-Water-System", *Proceedings, XII Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, Rio de Janeiro, vol.1, pp.659-662.*

THORTON, S.I. e ARULANANDAN, K., (1975), "Collapsible Soils: State-of-the-Art", *Proceedings, Highway Geology Symposium, vol.26, pp. 205-219.*

VARGAS, M. (1973), "Structurally Unstable Soils in Southern Brazil", *Proceedings, VIII Int. Conf. On Soil Mech. and Found. Engineering, Moscou, vol.2, pp. 239-246.*

VARGAS, M., (1977), *Introdução a Mecânica dos Solos*, Mc. Graw-Hill do Brasil - Ed. da Univ. de São Paulo, São Paulo.

VILAR, O.M., RODRIGUES, J.E. e NOGUEIRA, J.B., (1981), "Solos Colapsíveis: Um Problema para a Engenharia de Solos Tropicais", *Anais, Simpósio Bras. de Solos Tropicais em Engenharia, Rio de Janeiro, Vol.1, pp.209-224.*

WEAST, R.C., (1985), *CRC Handbook of Chemistry and Physics*

- 66th Edition, CRC Press, Inc., Flórida.

WOLLE, C.M., (1974), "Uso do Microscópio de Varredura na Observação da Microestrutura das Argilas", *Anais*, V Cong. Bras. de Mec. dos Solos, São Paulo, vol.2, pp.115-129.

WOLLE, C.M., BENVENUTO, C., VICTORIO, F.C., POLLA, C.M. e PULEGHINI, P., (1978), "Estudo Preliminar da Colapsividade dos Solos no Projeto Jaíba (MG)", *Anais*, II Cong. Bras. de Geologia de Engenharia, São Paulo, vol.1, pp.179-193.

WOLLE, C.M., BENVENUTO, B. e CARVALHO, P.A.S., (1981), "Collapsible Soil Foundation of Canals in Central Brazil", *Proceedings*, X Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, Stocolmo, vol.1, pp. 277-280.

APÊNDICECALIBRAÇÃO DA EXPANSÃO DAS CÉLULAS TRIAXIAIS.

Para a calibração das células triaxiais, procedeu-se, inicialmente, o enchimento das mesmas com água deaerada e a colocação de óleo de lubrificação do pistão. Para a eliminação de bolhas de ar, procurou-se colocá-las em tal posição de forma que pudessem ser liberadas por meio da abertura da válvula de alívio.

Após o enchimento das células foram feitas as leituras iniciais das respectivas buretas, que medem a entrada ou saída de fluido das células. Mantendo-se fechada a válvula de drenagem do fluido da célula, a abertura da válvula que permite a aplicação de tensão confinante nas tubulações, fez a bureta já marcar uma expansão instantânea das mesmas. O cronômetro foi disparado somente quando abriu-se a válvula da célula, permitindo a aplicação da tensão confinante no seu interior e daí, iniciando a sua expansão. Fez-se, então, leituras das buretas nos tempos 0; 0,1; 0,25; 0,5; 1,0; 2,0; 4,0; 7,0; 10,0; 15,0; 20,0; 30,0; 60,0; 80,0; 100,0; 120,0 minutos; ... até um determinado tempo necessário para a estabilização das expansões das respectivas células

Após cada estágio de carregamento, aliviou-se a tensão confinante, deixando o interior da célula e as tubulações sob tensão atmosférica por um tempo de aproximadamente dezesseis horas, o que possibilitou a recuperação das deformações.

Os ensaios para a calibração foram realizados em sala de temperatura controlada, onde as temperaturas médias da água variaram, durante as calibrações, de 22°C a 25°C.

Para cada célula triaxial foram feitas duas calibrações para cada tensão tensão confinante, a partir das quais foram obtidas as respectivas curvas de calibração média (figuras A.1 A.2).

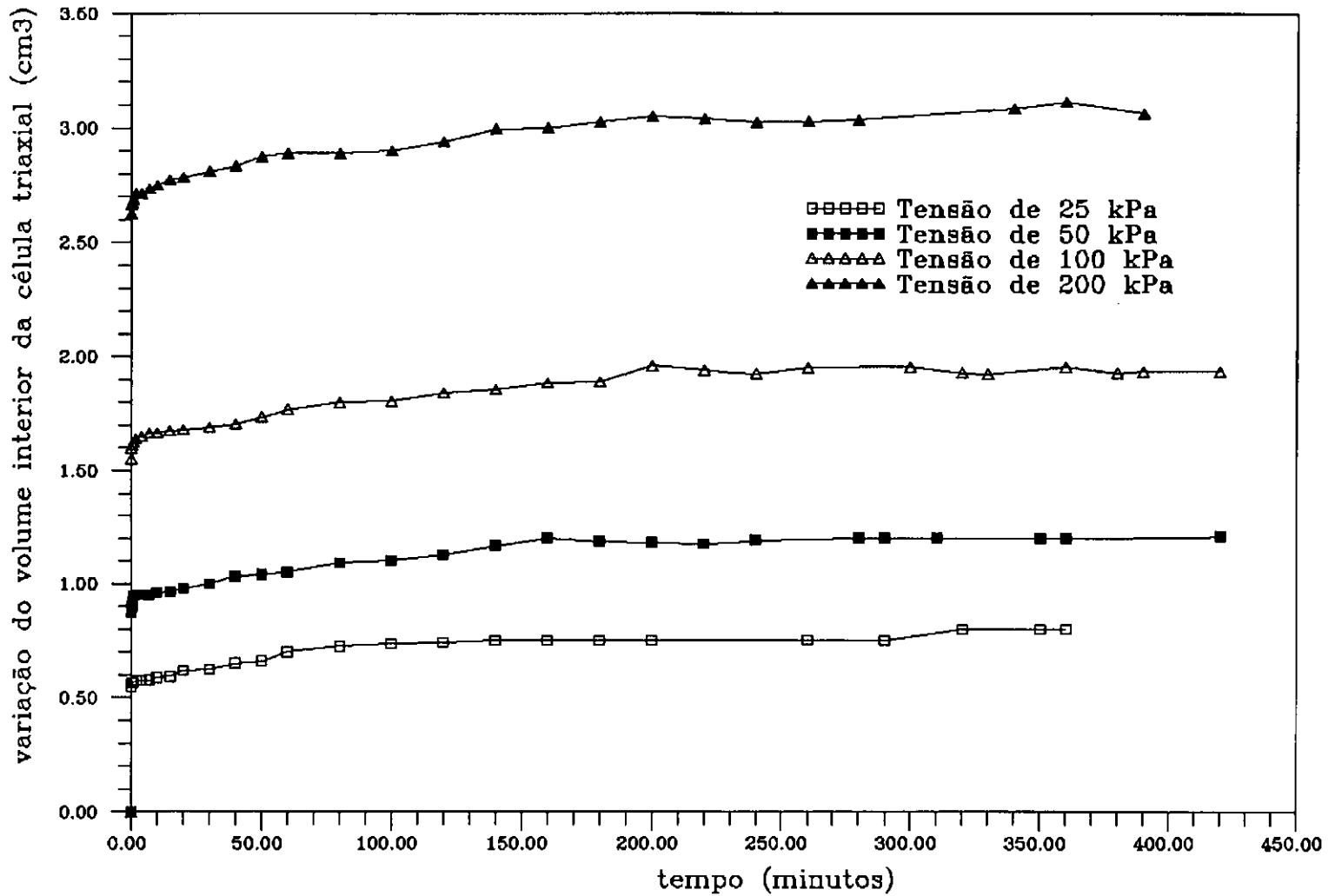


Figura A.1 - Curvas médias de calibração da expansão da célula 1.

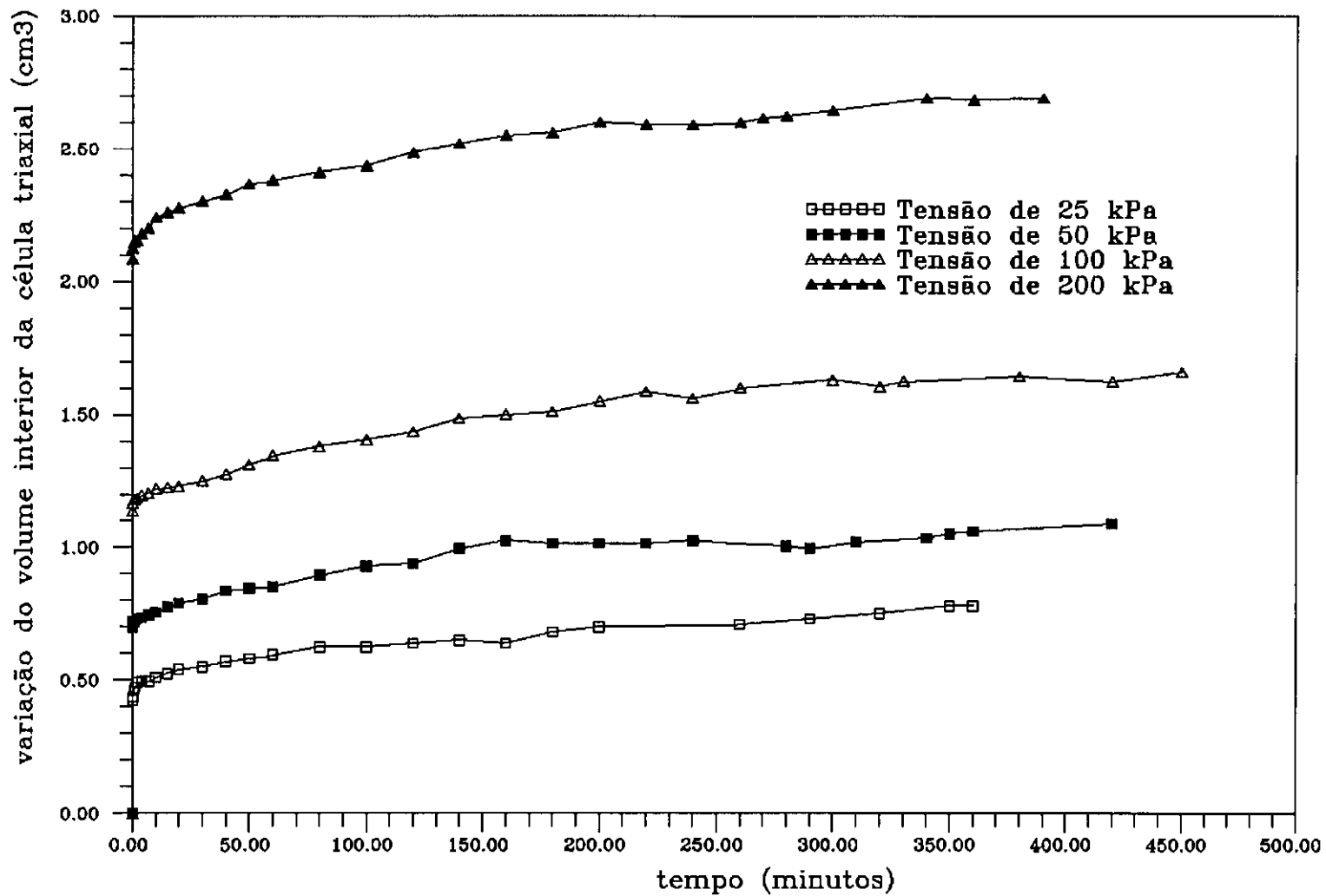


Figura A.2 – Curvas médias de calibração da expansão da célula 2.