

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO  
ESCOLA POLITÉCNICA

UMA AVALIAÇÃO TEÓRICO-EXPERIMENTAL  
DO COMPORTAMENTO DE ALGUNS  
SOLOS COLAPSÍVEIS

CLOVIS BENVENUTO  
ENGENHEIRO CIVIL  
ESCOLA POLITÉCNICA DA USP (1974)

ORIENTADOR  
Dr. Carlos de Sousa Pinto

FD-491

PEF

Dissertação apresentada à Escola  
Politécnica da Universidade de São  
Paulo para obtenção do título de  
Mestre em Engenharia.

SÃO PAULO  
1982

À minha esposa Rosangela e  
aos meus filhos Marcelo e  
Rafael pela compreensão e  
apoio à realização deste  
trabalho.

## AGRADECIMENTOS

O autor sente-se sensibilizado pelo número de pessoas que contribuíram para que pudesse levar a termo este trabalho, dentre as quais não poderia deixar de citar:

- o Prof<sup>o</sup> *Carlos de Sousa Pinto*, orientador desta dissertação, pelas sugestões apresentadas no decorrer do trabalho;
- os engenheiros e técnicos do Agrupamento de Estudos Geotécnicos da Divisão de Engenharia Civil do IPT, com os quais o autor desenvolveu grande parte deste estudo; ..
- o Instituto de Pesquisas Tecnológicas, nas pessoas do Eng<sup>o</sup> *Cláudio Michael Wollé* e Dr. *Faiçal Massad*, pelo apoio recebido;
- o amigo Dr. *Manuel Carlos Reis Martins*, pela revisão do texto e pelas sugestões apresentadas;
- à Sr<sup>a</sup> *Rosangela C. Benvenuto* e o Eng<sup>o</sup> *José Carlos Andraus*, pela leitura cuidadosa do texto;
- à Srt<sup>a</sup> *Graça Maria de Souza* e *Assunta Maria De Gaspari*, pela datilografia do presente trabalho;
- os Srs. *Flávio J. Ventura* e *Nelson R. Gomes* pela elaboração dos desenhos e tabelas; e
- a Sr<sup>a</sup> *Maria Isabel Gonçalves Yuki*, pelo auxílio na normalização das referências bibliográficas.

## RESUMO

Este trabalho apresenta em sua primeira parte uma resenha sobre a ocorrência, o mecanismo e os critérios de identificação de solos colapsíveis, além das soluções aplicadas no âmbito da engenharia para o tratamento desses solos.

Na segunda parte, através da aplicação de ensaios de laboratório e de campo, analisa-se o comportamento de solos colapsíveis do Projeto de Irrigação do Distrito Agro-Industrial de Jaíba, no norte do Estado de Minas Gerais. É avaliada a influência da colapsividade sobre os canais principais de distribuição da água para a irrigação, optando-se por mudanças no projeto desses canais.

## ABSTRACT

A brief review on the subject of collapsible soils is presented, in the first part of this work. The main aspects of occurrence, mechanical behaviour and identification criterions are discussed, as well as engineering solutions for the stabilization of the soil.

In the second part, experimental results from laboratory and "in situ" tests on the alluvial soils of the Irrigation Project of Jaiba, northern of the Minas Gerais State, are presented. The influence of the collapsibility of the soils on the behaviour of the main canals of the Project required a revision of the design criterions.



## ÍNDICE

	página
1. INTRODUÇÃO . . . . .	1.1/3
2. OS SOLOS COLAPSÍVEIS . . . . .	2.1
2.1. Caracterização do fenômeno . . . . .	2.1
2.2. A ocorrência dos solos colapsíveis . . . . .	2.3
2.3. Os mecanismos de instabilidade estrutural . . . . .	2.6
2.4. Critérios para identificação de solos colapsíveis . . . . .	2.11
2.4.1. Limites de consistência . . . . .	2.11
2.4.2. Peso específico aparente seco e teor de umi- de natural . . . . .	2.14
2.4.3. Ensaio oedométrico . . . . .	2.16
2.4.4. Ensaio "in-situ" . . . . .	2.21
2.4.5. Diversos . . . . .	2.22
2.5. Soluções no âmbito da engenharia . . . . .	2.24/28
3. O ESTUDO DA COLAPSIVIDADE DOS SOLOS DO DISTRITO AGRO-IN- DUSTRIAL DE JAIBA . . . . .	3.1
3.1. Localização da área e dados gerais . . . . .	3.1
3.2. Caracterização do local . . . . .	3.1
3.2.1. Aspectos climáticos . . . . .	3.1
3.2.2. Aspectos geológicos . . . . .	3.2
3.2.3. Aspectos geomorfológicos . . . . .	3.3
3.2.4. Aspectos pedológicos . . . . .	3.3
3.3. Breve descrição do projeto de irrigação . . . . .	3.6
3.4. A constatação da colapsividade . . . . .	3.7
3.5. A classificação dos solos . . . . .	3.8
3.6. Os ensaios de laboratório realizados para o estudo da colapsividade . . . . .	3.11
3.7. Resultados dos ensaios de laboratório . . . . .	3.12
3.7.1. Apresentação dos resultados . . . . .	3.12
3.7.2. Análise dos resultados . . . . .	3.18
3.8. Ensaio "in-situ" . . . . .	3.36
3.8.1. Ensaio de cava . . . . .	3.37
3.8.2. Ensaio do trecho experimental do canal . . . . .	3.40
3.9. Solução adotada para o tratamento das fundações dos canais . . . . .	3.53/54
4. CONCLUSÕES . . . . .	4.1
4.1. Aspectos gerais . . . . .	4.1
4.2. Resultados experimentais . . . . .	4.4/9

TABELAS

FIGURAS

FOTOS

NOTAÇÃO UTILIZADA

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

## 1. INTRODUÇÃO

A ocorrência de solos estruturalmente instáveis tem-se apresentado como um condicionante geotécnico na implantação de obras civis. A definição de instabilidade estrutural do solo é muito ampla, em função da diversidade de tipos de solo, sua formação e evolução pedológica, além dos agentes externos que alteram o seu comportamento, como os carregamentos externos estáticos e dinâmicos, mudanças de quantidade de água no solo, alterações químicas do líquido intersticial, temperatura e outros.

Neste trabalho será analisado um dos tipos de solos estruturalmente instáveis, no qual o solo encontra-se não saturado, ocorrendo mudança brusca no comportamento tensão-deformação, quando se aumenta o grau de saturação, sem mudança do estado de tensão, devido aos carregamentos externos atuantes. Estes solos são tratados como colapsíveis ou subsidentes e ocorrem em várias partes do mundo, de variadas maneiras, porém sempre caracterizando-se por possuir uma estrutura entre partículas porosa e instável, perante a introdução de água em seus vazios.

A constatação da ocorrência e a preocupação com o comportamento dos solos colapsíveis remonta ao século passado, segundo o registro mais antigo encontrado pelo autor, quando em 1898 já se discutia sobre o efeito da capilaridade como fator de influência na coesão aparente destes solos, segundo Palmer (1951) apud Holtz e Gibbs (1951). No entanto, segundo Dudley (1970), até logo após a 2ª Guerra Mundial, muito pouco havia sido divulgado sobre os solos colapsíveis.

Com a ocupação de novos territórios e áreas consideradas impróprias, até então, para atividades agrícolas e industriais, principalmente em áreas de clima árido e semi-árido onde os solos apresentavam-se não saturados, com o suprimento de água a essas regiões através de redes de abastecimento e de irrigação, aumentou o número de constatações de ocorrência de solos colapsíveis. Muitas destas ocorrências estão ligadas a acidentes e danos em canais, barragens, adutoras e edificações, construídas em regiões nunca antes exploradas, onde a concentração de volumes significativos de água, propiciou o aumento do grau de saturação do solo, com o surgimento de subsidências prejudi

ciais às obras.

Vargas (1953) apresenta as características dos solos residuais do sul do Brasil, onde as camadas superficiais ocorrem com grande porosidade e não saturadas, sendo consideradas problemáticas para o apoio de fundações de edifícios, barragens de terra e escavações, devido a alta compressibilidade e permeabilidade desse material.

No Brasil a constatação e a investigação do comportamento de solos colapsíveis remonta, principalmente, à década de 1960, quando durante a construção das grandes barragens na região Centro-Sul se deparou com esses horizontes de solos superficiais porosos e sujeitos a eventuais recalques repentinos durante a fase de enchimento dos reservatórios, segundo o conhecimento do autor. A partir daí, o número de registros vem aumentando, principalmente devido a expansão urbana e agrícola no país.

Neste trabalho dar-se-á ênfase aos solos colapsíveis de origem aluvionar, ocorrentes no norte do Estado de Minas Gerais onde se implanta na margem direita do Rio São Francisco o Projeto de Irrigação do Distrito Agro-Industrial de Jaíba-PRODAIJ. Estes solos apresentam-se laterizados e não saturados, possuindo uma estrutura instável que se destrói com o aumento do grau de saturação.

A primeira parte do trabalho, capítulo 2, apresenta uma resenha sobre os solos colapsíveis, baseada na consulta de artigos técnicos disponíveis, que tratam do assunto. São abordados os aspectos de mecanismo do fenômeno, ocorrência, critérios de identificação e soluções no âmbito da engenharia, com ênfase para os critérios de identificação de solos colapsíveis.

Na segunda parte do trabalho, capítulo 3, aplicam-se os critérios de identificação e de análise de solos colapsíveis, tendo como exemplo os solos aluvionares laterizados do Distrito Agro-Industrial de Jaíba. São analisados os ensaios de laboratório e de campo realizados, para a avaliação da gravidade do problema, durante a fase de estudo para o projeto e implantação dos canais principais de irrigação, consideradas as principais obras sujeitas aos efeitos das eventuais subsidências provocadas pelos solos colapsíveis.

No capítulo 4 procura-se apresentar os principais aspectos abordados e as principais conclusões advindas do estudo dos solos colapsíveis do Distrito Agro-Industrial de Jaíba, até o presente momento, delineando-se as abordagens técnicas que seriam convenientes que fossem desenvolvidas.



## 2. OS SOLOS COLAPSÍVEIS

### 2.1. Caracterização do fenômeno

Dentre os solos estruturalmente instáveis destaca-se o grupo de solos que apresenta anomalias no comportamento tensão em função da deformação, devido a alteração das suas condições iniciais, resultando em uma redução abrupta de volume. A atenção estará voltada para aqueles solos que sofrem mudanças nos arranjos estruturais das partículas constituintes, com redução do volume de vazios em função de um aumento no teor de umidade do solo.

Assim, dentro destas características destacam-se os solos não saturados, com grande porosidade e arranjo estrutural entre as partículas, que pode ser considerado estável, se não se alterarem os estados de tensões e os teores de umidade naturais:

Dentro deste tipo de comportamento os diversos autores que tratam desta matéria tendem a subdividir este universo de solos, em duas categorias. A primeira categoria seria a dos solos que, apenas com o aumento do grau de saturação, sem aplicação de esforços externos, sofreriam a alteração de arranjo entre as partículas constituintes, ou seja, teriam redução de volume sob as tensões devidas somente ao peso próprio. Na segunda categoria estariam relacionados os solos que necessitariam de um carregamento externo, com alteração do estado inicial do depósito para a ocorrência do desarranjo estrutural com o aumento do grau de saturação.

Esta subdivisão em duas categorias, aparentando uma forte distinção de comportamento, deve ser analisada como uma simplificação. Acredita-se que, para o desenvolvimento do desarranjo estrutural devido ao umedecimento do solo, exista um estado de tensão característico, para cada tipo de solo ou para cada tipo de estrutura de partículas, que propicia a ruptura das ligações do arcabouço do solo. Conceito semelhante é estabelecido por Tokar (1973).

Este estado de tensão, que pode ser considerado crítico para as ligações entre as partículas, deve variar em

função da formação e evolução do depósito de solo, devendo ser o estado de tensão médio correspondente ao tipo de estrutura dominante, entre partículas, que caracteriza o fenômeno de redução de volume de vazios com o aumento do grau de saturação do solo.

Quando a resistência das ligações entre as partículas, que deve ser reduzida no umedecimento do solo, atingir um valor inferior às tensões cisalhantes atuantes, ocorre a ruptura das ligações, com a consequente redução de volume, devido aos grandes vazios que circundam o esqueleto sólido. Esta redução de volume de vazios, a partir da ruptura das ligações, fica caracterizada como um tipo de adensamento, dependente das tensões aplicadas e do estado inicial do solo anterior ao colapso, definindo a magnitude da subsidência.

Deve ser notado que a ruptura destas ligações entre as partículas pode ser obtida através, unicamente, da aplicação de cargas externas, sem que se alcance as tensões de ruptura do solo e sem a necessidade de umedecimento (Uriel e Serrano, 1973), estando a parcela de deformação devida à quebra da estrutura do solo, somada na curva de compressibilidade do material.

Assim parece lógico que os resultados esperados para as magnitudes das deformações devidas ao aumento do grau de saturação do solo se dêem conforme citado por Jennings e Knight (1957), Vargas (1973) e Mello (1973). A deformação volumétrica na inundação, em solos estruturalmente instáveis, ensaiados em oedômetro, aumenta com as tensões aplicadas até um certo valor, diminuindo a partir deste ponto até não mais ocorrer, quando a estrutura das partículas atinge o equilíbrio estável, independente do teor de umidade do solo.

Um fator característico da ocorrência das deformações volumétricas causadas pelo aumento do grau de saturação do solo é a velocidade com que se dá o fenômeno, resultando em tempos, quase sempre, bastante curtos para a quebra das ligações entre as partículas, estando a velocidade dos recalques oriundos destas deformações, relacionada com a velocidade de umedecimento do solo.

Neste trabalho, este tipo de instabilidade estrutural será denominado de colapsividade, sendo os solos chamados



de colapsíveis ou de caráter colapsivo, denominando-se de colapso a quebra das ligações entre as partículas do solo com o aumento do grau de saturação.

## 2.2. A ocorrência dos solos colapsíveis

A ocorrência de solos sujeitos à colapsividade é constatada de uma forma muito variada em todo o mundo, diferenciando em termos de origem e tipologia, sendo encontrados em quase todos os climas, como mostram Dudley (1970), Aitchison (1973) e Vilar et al (1981).

A ocorrência de solos colapsíveis, geralmente, está associada a depósitos de origem recente em climas áridos e semi-áridos, em função da deficiência de umidade, provocada pelas altas taxas de evapotranspiração, sempre superiores à pluviosidade. Nas regiões onde se alternam estações secas e de precipitações intensas surgem as condições favoráveis para a lixiviação de finos dos horizontes superficiais, formando os solos porosos.

O solo mais citado é o "loess", proveniente de deposição eólica, constituído basicamente de partículas de dimensão do silte, de quartzo e feldspato, aglutinadas com pouca argila, podendo ocorrer com características mais arenosas ou argilosas, geralmente com peso específico baixo.

O termo "loess" é de origem alemã, derivado da palavra "lösen", que significa dissolver, tornar livre ou soltar, segundo Holtz e Gibbs (1951).

A preocupação com o comportamento deste material remonta ao século passado, sendo a citação mais antiga, descoberta sobre o assunto, encontrada na discussão do artigo de Holtz e Gibbs (1951) por Palmer (1951), que se refere ao artigo de Ladd (1898). Este artigo refletiria a preocupação do autor com o efeito da capilaridade na estabilidade do "loess" do oeste de Iowa, desenvolvendo a chamada coesão aparente.

Na discussão do mesmo artigo, Terzaghi (1951) apresenta a sua experiência com o "loess" do Turquestão na Ásia Central, mostrando os resultados de um ensaio "in-situ", através da execução de uma escavação no terreno natural e manutenção de um lâmina d'água, com observação dos recalques. Neste exem-

plo o "loess" apresenta subsidências devido à inundação, sem a imposição de carregamentos externos, sob seu próprio peso. Nesta discussão, Terzaghi cita ainda Scheidig (1934), que apresenta as características do "loess" com especial referência à experiência em construção dos russos. As propriedades do "loess" do vale do Rio Missisipi, apresentadas por Holtz e Gibbs (1951) seriam similares àquelas apresentadas por Scheidig (1934), segundo Terzaghi (1951).

Clevenger (1956) apresenta um exemplo de "loess", na bacia do rio Missouri, no canal de Courtland onde, o teste de inundação "in-situ", tanqueamento, não apresentou subsidências significativas devido somente ao peso próprio do "loess".

Morrison (1968) e Sheeler (1968) citam a ocorrência de "loess" no Alaska, onde é encontrado permanentemente, com a água intersticial congelada.

Segundo Clemence e Finbarr (1981) os depósitos mais extensos de solos colapsíveis são eólicos, de siltes e areias, sendo este o motivo de haver muitas constatações de sua ocorrência. O "loess" cobre uma área de 17 % dos Estados Unidos, 17 % da Europa, incluindo os países baixos, parte da França, Alemanha e Europa Oriental, 15 % da Rússia e Sibéria e grandes áreas da China. É também encontrado na Nova Zelândia e nas regiões planas da Argentina e Uruguai, principalmente entre as latitudes 30° e 40°.

O autor desconhece a constatação de ocorrência de "loess" no Brasil.

De origem eólica, porém apresentando características da ação do intemperismo e da atividade pedogenética, destacam-se os solos colapsíveis de Angola, segundo Horta da Silta (1971), as areias siltosas vermelhas, "luso red sands". As chamadas "muceque red sands", seriam solos colapsíveis de origem marinha, que também se transformaram em função do ambiente continental favorável à formação de estruturas de solo, potencialmente instáveis.

As areias vermelhas quartzíticas de Lourenço Marques são originadas de antigas dunas e apresentam caráter co-

lapsivo, como mostram Furtado e Martins (1973).

Com as mesmas características destas areias, porém de origem eólica ou coluvionar, Jennings e Knight (1957) apresentam uma areia siltosa vermelha do Transvaal com comportamento colapsível.

Dudley (1970), Arman e Thornton (1973), Wolle et al (1978) e Aragão e Melo (1982) apresentam ocorrências de solos colapsíveis de origem aluvionar.

Gibbs e Bara (1962, 1967), Bara (1972) e Knodel (1981) tratam de um solo formado através de corridas de lama ("mud flows"), que apresenta grandes subsidências quando inundado, no vale de San Joaquin na Califórnia.

Bull (1964) apud Clemence e Finbarr (1981) mostra que o recalque máximo provocado por colapso, em solos de origem aluvionar, ocorre para porcentagens de argila de 12 %. Abaixo de 5 % os recalques são pequenos e acima de 30 % o solo tem caráter expansivo. Neste intervalo os solos que apresentam maiores dimensões de volumes de vazios recalcam mais do que os que têm menores dimensões de volume de vazios, para o mesmo índice de vazios.

Collins e McGown (1974) observaram, através de microscópio eletrônico de varredura, amostras de solos siltosos e arenosos colapsíveis, de origem glacial, provenientes da Suécia, Escandinávia, Ilhas Britânicas, Islândia e Antártida.

Solos colapsíveis de origem coluvionar foram identificados por Holtz e Hilf (1961) na construção de uma barragem em Nevada, USA.

Deve ser destacada a ocorrência de solos porosos de origem residual, coluvionar ou sedimentar que resultaram da evolução pedológica do solo anterior "in-situ", na região Centro-Sul do Brasil, conforme Vargas (1953, 1972). Algumas ocorrências de solos porosos nas fundações e ombreiras de barragens brasileiras da região Centro-Sul são apresentadas por Queiroz (1960), barragem de Três Marias; Scherrer (1965), dique de Juruirim; Décourt (1968, 1971), barragem de Promissão; Vargas (1972), barragem de Ilha Solteira; Viotti (1975), barragem de São Simão.



Dentro deste contexto de solos, cita-se a ocorrência de solos colapsíveis nas cidades de São Carlos, Barros (1970), Limeira, Serafim (1978), conforme Vilar (1979) e em Sumaré-Campinas, Samara (1981).

Três ocorrências distintas de solos residuais porosos, originados de basalto, riólito e arenito do Planalto Meridional do Rio Grande do Sul, são apresentadas por Gehling et al (1982).

Conforme afirmam Clemence e Finbarr (1981), os solos residuais são o produto do intemperismo, apresentando tamanhos de partículas variando desde o pedregulho até os colóides e em alguns casos matéria orgânica. A formação da estrutura colapsível nestes solos é o produto da lixiviação do material solúvel e coloidal, resultando na estrutura porosa e instável. Solos colapsíveis residuais de granito foram encontrados na África do Sul e no norte da Rodésia, como mostram Brink e Kantey (1961).

Além das ocorrências naturais de solos colapsíveis, argilas compactadas abaixo do teor de umidade ótimo, em laboratório, podem apresentar uma estrutura floculada e macroporosa, segundo Barden e Sides (1969), apud Vilar (1979).

Dudley (1970) cita a ocorrência de solos colapsíveis constituídos de cinzas vulcânicas em Washington, perto do rio Snake.

### 2.3. Os mecanismos de instabilidade estrutural

Na tentativa de explicar as causas da ocorrência do colapso da estrutura instável dos solos colapsíveis, através da visualização do arranjo entre as partículas, merece destaque o trabalho de Collins e McGown (1974), que através do uso do microscópio eletrônico de varredura, investiga a validade de muitos modelos ideais, formulados através da análise do comportamento dos solos.

A existência de um arranjo entre partículas, formando uma estrutura com grandes vazios, é o condicionante necessário para a ocorrência do colapso estrutural. No entanto em um mesmo solo podem estar presentes vários tipos de arranjos entre partículas, com conformações diferentes, independente das

condições de formação do depósito, muito embora acreditem os referidos autores, que exista uma estrutura, ou grupo de estruturas de partículas, dominante.

De uma maneira geral, foi observado que algumas feições características são guardadas pelos solos colapsíveis, citando-se a matriz granular impregnada por partículas de argila; pontes ou suportes formados por partículas de silte e/ou argila, sendo raros os contatos grão a grão de areias; concreções ou conglomerados regulares de partículas de silte e/ou argila e presença de grandes vazios ou poros. Estas conclusões foram obtidas ao observar-se areias do Transvaal, solos "loessicos", argila siltosa de Tucson e alguns solos de formação glacial, conforme Collins e McGown (1974).

Dudley (1970) e Clemence e Finbarr (1981) apresentam, esquematicamente, alguns arranjos simplificados de estruturas de solos colapsíveis, que são reproduzidos a seguir, na figura 2.1., devendo ser considerados apenas para fixação de idéias, dada a complexidade dos arranjos reais, como é mostrado por Collins e McGown (1974).

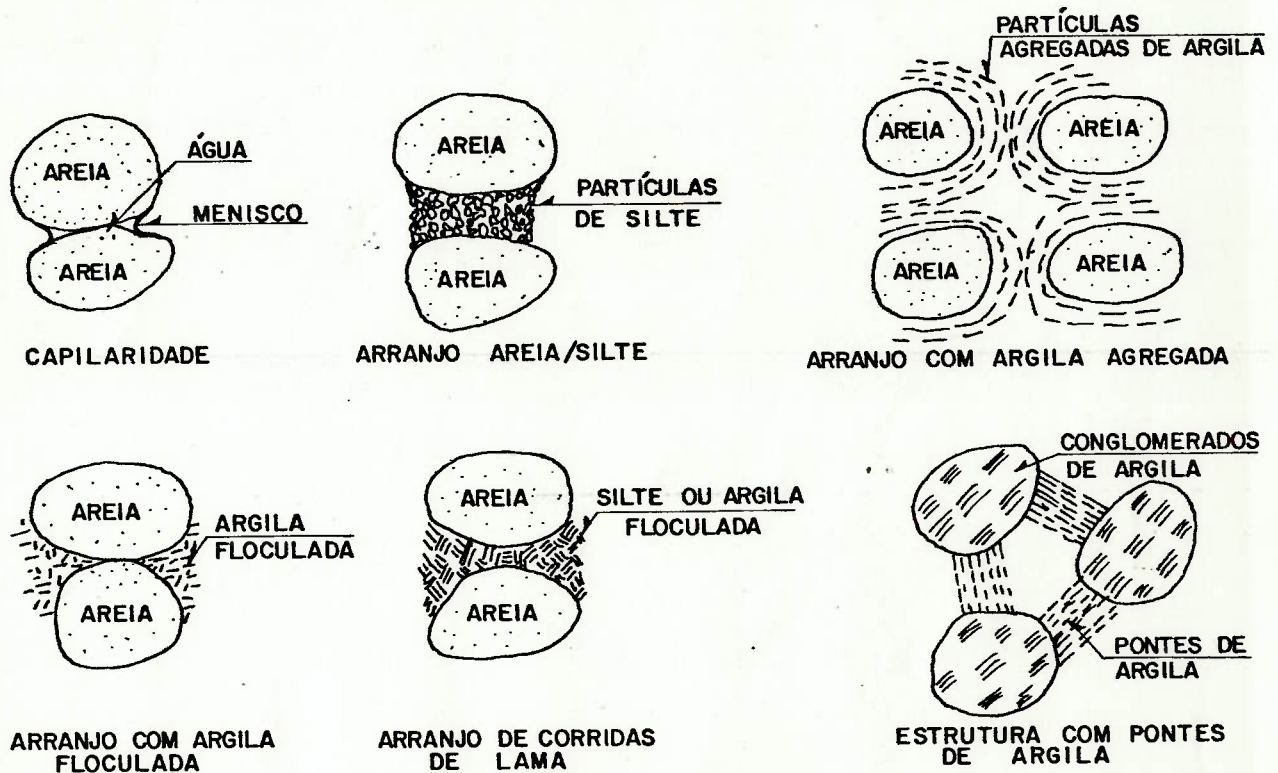
A análise da natureza das forças que tornam estas estruturas de partículas estáveis, enquanto não se alteram as características iniciais do solo, no caso o seu teor de umidade, completa o entendimento do mecanismo de colapso.

Dudley (1970) apresenta três fatores que contribuem para a manutenção das ligações entre as partículas nos solos não saturados:

- a) capilaridade ou tensões capilares desenvolvidas entre as partículas;
- b) forças eletromagnéticas de superfície, ou seja, forças de osmose, Van der Waals e atração molecular; e
- c) existência de agentes cimentantes, como por exemplo óxido de ferro, carbonatos e sais solúveis.

Esta resistência existente entre as partículas, no caso em que se combinem os três efeitos, seria diminuída pelo umedecimento do solo, havendo, primeiramente, uma redução de

resistência dos vínculos, devido às reduções das tensões capilares e das resistências dos arranjos de suporte de argila (forças eletromagnéticas de superfície). Como consequência, haveria a movimentação das partículas, devido ao estado de tensão atuante, com a perda de resistência do agente cimentante, de acordo com Dudley (1970).



### ESTRUTURAS TÍPICAS DE SOLOS COLAPSÍVEIS

APUD DUDLEY (1970) e CLEMENCE e FINBARR (1981)

FIGURA 2.1

Reginatto e Ferrero (1973) apresentam a influência da composição química do líquido que penetra no solo na ordem da magnitude dos recalques devido ao colapso estrutural, mostrando que em função do tipo de líquido, o grau de "quebra" das microestruturas pode ser diferente, com a definição de comportamentos característicos intrínsecos à formação e evolução do depósito de solo.

Clemence e Finbarr (1981) afirmam que, na maior parte das vezes, o agente cimentante é o principal vínculo dos contatos entre as partículas de solo tipo "loess" e que a ma



neira pela qual estes perdem a sua efetividade, depende das propriedades químicas do líquido que penetra no solo e da solubilidade do agente cimentante envolvido.

Segundo Dudley (1970), o principal fator que mantém a resistência temporária dos solos colapsíveis é a tensão capilar, muito embora essa opinião seja, principalmente, baseada em análises teóricas, com algumas comprovações experimentais, em casos especiais.

Neste ponto depara-se com o princípio das tensões efetivas para solos não saturados, que segundo Bishop (1960), apresenta a seguinte expressão para a tensão efetiva:

$$\sigma_e = \sigma + \chi (u_a - u_w) - u_a, \text{ onde}$$

$\sigma_e$  = tensão efetiva

$\sigma$  = tensão total

$u_a$  = pressão na fase gasosa dos poros do solo

$u_w$  = pressão na fase líquida dos poros do solo

$\chi$  = fator dependente do grau de saturação do solo

$u_a - u_w$  = sucção

Essa mesma expressão pode ser reescrita da seguinte forma:

$$\sigma_e = \sigma - [\chi u_w + u_a (1 - \chi)], \text{ onde}$$

a expressão entre colchetes seria denominada poro-pressão ("pore pressure"), ou seja a pressão da fase fluida nos poros do solo, de maneira a compor a tensão efetiva pela diferença de duas parcelas, como no caso dos solos saturados.

Assim, esta seria a expressão da tensão efetiva que comandaria os comportamentos da compressibilidade e resistência do solo não saturado.

Conforme Jennings e Burland (1962) o processo de umedecimento do solo traz uma redução no valor de  $(u_a - u_w)$  correspondendo a uma diminuição nas tensões efetivas. Com

base no princípio das tensões efetivas, esta redução seria acompanhada por um aumento de volume do solo. No entanto, o colapso da estrutura do solo resulta no inverso do comportamento previsto, com base no princípio das tensões efetivas.

Assim, aparentemente, o princípio das tensões efetivas é inaplicável para solos estruturalmente instáveis, colapsíveis.

Vários autores tem estudado o problema e proposto novos modelos de análise para solos não saturados, como Bishop e Blight (1963) e Matyas e RadhaKrishna (1968), que procuram decompor a tensão efetiva em duas componentes independentes -  $(\sigma - u_a)$  e  $(u_a - u_w)$ , tensão aplicada e sucção, respectivamente.

Fredlund e Morgenstern (1977) definem a quarta fase para os solos não saturados, a chamada "contractile skin", ou seja a interface entre a fase líquida e a fase gasosa.

Um trabalho que procura mostrar a validade do princípio das tensões efetivas, segundo Bishop (1960) é o de Kane (1973). Através dos resultados de ensaios oedométricos especiais, o autor conclui que a compressão confinada é um fenômeno de cisalhamento, ou seja, que o comportamento de solos não saturados, quando da ocorrência do colapso estrutural no umedecimento é comandado pela resistência ao cisalhamento do solo, expressa em termos de tensões efetivas. O comportamento do solo antes, durante e após o colapso pode ser representado pelo uso dos diagramas de trajetórias de tensões efetivas.

Este tipo de abordagem é incentivada por outros especialistas como Aitchison (1973) que afirma, em seu relato, que a compreensão do mecanismo de colapso necessita um rigoroso processo de reprodução de todas as componentes das tensões efetivas contribuintes para o fenômeno.

O assunto merece atenção, considerando-se que somente com um estudo aprofundado destes modelos, com comprovações experimentais, poderá ser definido o real comportamento do solo não saturado, em termos de tensões efetivas e assim explicado o mecanismo de colapso.

No âmbito da engenharia, o procedimento adotado tem sido o de correlacionar-se as características de compressibi

lidade e resistência dos solos colapsíveis com as tensões aplicadas, de maneira a obter-se respostas aos problemas imediatos, porém com um certo grau de incerteza, não definindo-se métodos de análise incontestáveis.

#### 2.4. Critérios para identificação de solos colapsíveis

Três condições são necessárias para a ocorrência de colapso estrutural em solos naturais e compactados, segundo Barden et al (1969): o solo deve possuir uma estrutura potencialmente instável, deve existir suficiente tensão de sucção para manter a estrutura com rigidez temporária, que é destruída pelo umedecimento e, devem estar presentes altas tensões, necessárias para desenvolver a instabilidade potencial da estrutura.

Apesar da complexidade do sistema que envolve o caráter colapsivo de um solo, sobrevive a tendência de se buscar parâmetros simples, de influência indireta, para a identificação e quantificação do fenômeno, desprezando-se muitas vezes a influência de fatores importantes, como por exemplo o estado de tensão em que se encontra determinado depósito. Essa tendência é observada talvez, devido serem a porosidade e a não saturação do solo propriedades indicativas da potencialidade ao colapso estrutural, propriedades estas de simples de terminação em laboratório.

Apresenta-se a seguir alguns critérios de identificação encontrados na literatura técnica, baseados em índices físicos e propriedades índices de simples obtenção e ensaios especiais de laboratório e campo.

##### 2.4.1. Limites de consistência

Os critérios de identificação de solos colapsíveis baseados nos limites de consistência, comparando o volume de vazios do solo no estado natural, indeformado, com o volume de vazios correspondente ao teor de umidade no limite de liquidez estão sujeitos a certas hipóteses e considerações.

Considera-se que, se o solo não saturado, no estado natural, tiver um volume de vazios superior ao que teria no limite de liquidez, ao se proceder à saturação resultará



numa condição de baixa resistência à deformação, podendo ocorrer o colapso. Da mesma maneira se o volume de vazios natural for inferior ao volume de vazios no limite de liquidez, o solo, devido a saturação, sempre estará no estado plástico e terá grande resistência à mudança brusca estrutural.

Estes critérios não oferecem informações quantitativas, a respeito do valor das deformações volumétricas de vidas ao colapso, não considerando as tensões aplicadas, a natureza dos contatos grão a grão, cimentações, gênese e constituição do solo.

Gibbs e Bara (1962) observaram que para a aplicação deste tipo de critério, o solo não deve apresentar cimentação entre as partículas, além de ser suficientemente fino para que o ensaio de limite de liquidez seja exequível. Se o solo apresenta areia e pedregulho, algumas correções devem ser feitas, já que o limite de liquidez é obtido apenas da parte fina do solo. Julgam os referidos autores que a aplicabilidade desse critério só tem sucesso para solos com limite de liquidez superior a 20 %.

Deve-se atentar para a representatividade das amostras quanto à obtenção de características de estado, sendo típicas do meio que se quer analisar, considerando-se que a ocorrência de grandes vazios, distribuídos heterogeneamente na massa, pode alterar os valores de peso específico do solo.

Estes critérios, portanto, devem ser considerados para a obtenção de tendências gerais, podendo levar a incoerências quando correlacionados com critérios de base quantitativa, como será apresentado mais à frente.

Denisov (1951) apud Arman e Thornton (1973) estabeleceu a relação:

$$k = \frac{e_L}{e_0}, \text{ onde}$$

$e_L$  = índice de vazios no limite de liquidez;

$e_0$  = índice de vazios natural; e

K = coeficiente de subsidência.

Assim, considera os seguintes intervalos de variação:

$0,5 \leq K \leq 0,75$  - solos altamente colapsíveis

$1,5 \leq K \leq 2,0$  - solos não colapsíveis.

Critério semelhante é apresentado por Gibbs e Bara (1962, 1967), resultando para o coeficiente de subsidência:

$1 < K$  - solo potencialmente colapsível

$K > 1$  - solo não colapsível.

Priklonskij (1952) apud Northey (1969) define o parâmetro  $K_d$  como sendo:

$$K_d = \frac{LL - h_s}{LL - LP}, \text{ onde}$$

LL = limite de liquidez;

LP = limite de plasticidade; e

$h_s$  = teor de umidade para 100 % de grau de saturação.

Assim, classifica:

$K_d < 0$  - solos altamente colapsíveis

$K_d \geq 0,5$  - solos não colapsíveis

$K_d > 1$  - solos expansivos.

Este critério foi apresentado por Northey (1969), Nuñez (1975) e Vilar (1979) com o teor de umidade na expressão, sendo o natural, e não o correspondente a 100 % de grau de saturação, o que torna a expressão incompatível com a classificação do parâmetro  $K_d$ , apresentada. Por não ter conseguido consultar o artigo no seu original, o autor considera no

presente trabalho, o parâmetro  $K_d$  como definido acima, o que pelo menos mostrou-se coerente com as aplicações realizadas de critérios deste tipo.

O Código de Construções da União Soviética possui um critério que foi apresentado por Northey (1969), Zur e Wiseman (1973) e Nuñez (1975) que define:

$$\lambda = \frac{e_0 - e_L}{1 + e_0}, \text{ classificando:}$$

$\lambda > -0,1 \rightarrow$  solos colapsíveis; e

$\lambda < -0,3 \rightarrow$  solos expansivos,

para solos com grau de saturação inferior a 60 %.

Feda (1966) apud Nuñez (1975) define o parâmetro:

$$K_L = \frac{\frac{h}{S} - LP}{LL - LP}, \text{ sendo}$$

$h$  = teor de umidade natural; e

$S$  = o grau de saturação do solo.

Para valores de  $K_L > 0,85$  e com grau de saturação inferior a 60 % os solos são considerados colapsíveis ou solos subsidentes.

Com o intuito de comparar os diversos critérios apresentados aqui, para um solo que tenha limite de liquidez de 33 %, limite de plasticidade de 20 % e peso específico real dos grãos de  $2,70 \text{ gf/cm}^3$ , é apresentada a figura 2.2, onde na escala de índices de vazios, destacam-se os intervalos de índices de vazios nos quais o solo teria caráter colapsivo, não colapsivo e expansivo, segundo os vários critérios.

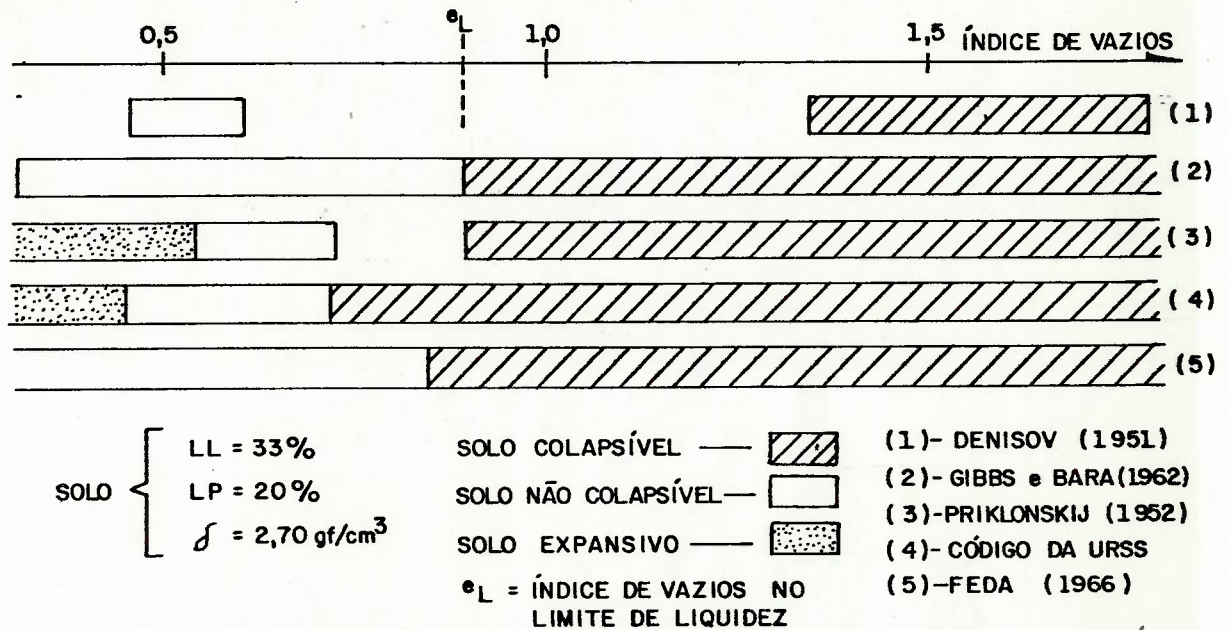
#### 2.4.2. Peso específico aparente seco e teor de umidade natural

Os solos não saturados quando apresentam baixos valores de peso específico aparente seco, geralmente com graus de saturação inferiores a 60 %, são suspeitos de



apresentar a instabilidade estrutural.

Dentro desta consideração, vários autores procuram correlações específicas locais para os tipos de solos estudados, que dificilmente podem ser extrapoladas numericamente, como apresentam Holtz e Hilf (1961), Gibbs e Bara (1967), Dudley (1970), e Arman e Thornton (1973).



### COMPARAÇÃO ENTRE OS CRITÉRIOS DE IDENTIFICAÇÃO DE SOLOS COLAPSÍVEIS

FIGURA 2.2

O Bureau of Reclamation, com base em testes realizados em solos de vários tipos, elaborou um critério de identificação baseado no ensaio de Proctor Normal, para a previsão de comportamento e necessidade de tratamento de fundações de pequenas barragens, apresentado no "Design of Small Dams" (1960, 1974).

Consiste em calcular o grau de compactação e o desvio da umidade ótima em relação ao ensaio de Proctor Normal do solo em seu estado natural, observando a região do gráfico do grau de compactação em função do desvio da umidade ótima, em que o solo se localiza. Para solos com o desvio de umidade para o lado seco, com grau de compactação máximo

variando de 86 % a 98,5 %, considera-se a possibilidade de grande variação volumétrica na saturação, o mesmo acontecendo para solos com desvio de umidade para o lado úmido, com grau de compactação máximo de 75% a 86 %. Os solos que apresentarem grau de compactação abaixo desses limites, em seu estado natural, devem ser tratados, para servirem de fundações de pequenas barragens, como mostra a figura 3.9, do capítulo 3.

Mello (1973) cita que solos naturais com grau de compactação inferior a 80 % devem ser considerados como potencialmente colapsíveis.

#### 2.4.3. Ensaio Oedométrico

A utilização do ensaio de compressão oedométrica como critério de identificação e quantificação da colapsibilidade, bem como das características de deformabilidade dos solos em geral, tem-se mostrado bastante usual no meio técnico.

Através deste ensaio, no caso de barragens de terra sobre solos porosos e compressíveis, é possível prever recalques bastante próximos aos efetivamente medidos, havendo, entretanto, vários casos na literatura em que os recalques medidos foram menores do que os calculados, conforme Pinto (1978).

Como observa Mello (1968) a aplicação do ensaio oedométrico para a previsão de recalques em solos colapsíveis tem se mostrado satisfatória, além de considerar que "...a própria apreciação teórica nos justifica a considerar tal prática defensável e válida: os recalques por quebra da "estrutura" se dão sem tendência de distensão lateral, de forma que o ensaio de compressão com a seção horizontal constante é apropriado".

Tal comportamento foi verificado, experimentalmente, por Moretto et al (1963) em solos argentinos, através de ensaios de placa "in-situ".

Denisov (1951) apud Northey (1969) apresentou a utilização do ensaio oedométrico com inundação do corpo de prova em determinadas tensões, definindo o coeficiente de sub

subsidiência devido à inundação:

$$R_w = \frac{e_p - e_w}{1 + e_p}, \text{ onde}$$

$e_p$  = índice de vazios final sob a tensão aplicada "p"; e

$e_w$  = índice de vazios após a inundação do corpo de prova sob a tensão "p".

Completando a análise da curva de compressibilidade, define o coeficiente de subsidiência para o carregamento,

$$R_p = \frac{e_0 - e_p}{1 + e_0}, \text{ e}$$

o coeficiente de subsidiência total

$$R_T = \frac{e_0 - e_w}{1 + e_0}, \text{ sendo}$$

$e_0$  = índice de vazios inicial do corpo de prova.

Vargas (1978) chama de coeficiente de colapso estrutural,  $i$ , o coeficiente de subsidiência devido à inundação de Denisov,  $R_w$ , e estabelece que solos com  $i > 0,02$  são considerados como colapsíveis.

No caso de solo de deposição eólica, "loess", Goldshtein (1969) apud Zur e Wiseman (1973) considera que com coeficiente de subsidiência menor que 0,01, na inundação do ensaio oedométrico, em condições de campo, para a mesma tensão vertical aplicada, este solo é considerado não colapsível. Esta tensão pode ser considerada a medida da resistência residual dos contatos entre as partículas de silte após a inundação.

Este tipo de ensaio tenta reproduzir as condições problemáticas para uma obra, ou seja, a implantação da obra sobre o depósito de solo e o posterior aumento do grau de saturação,

com a ocorrência do colapso. Assim, se reproduz aproximadamente a trajetória de tensões esperadas para o solo, lembrando-se que as tensões aplicadas no ensaio oedométrico não são necessariamente tensões efetivas, devido ao desconhecimento da tensão de sucção no solo.

Outro procedimento utilizado é a realização dos ensaios oedométricos em corpos de prova "gêmeos" ou "duplos", um inundado desde o início do ensaio e o outro realizado no teor de umidade natural, conforme descrito por Jennings e Knight (1957). Para a interpretação quantitativa destes resultados tem-se, como hipótese, que o solo em qualquer profundidade do depósito natural esteja em equilíbrio sob as tensões devidas ao peso de terra, mesmo que ocorra o aumento do grau de saturação do mesmo.

É realizado o ajuste das curvas destes ensaios de maneira que ambas iniciem do mesmo ponto no gráfico índice de vazios em função do logaritmo da tensão aplicada, ou seja,  $e_0$  e  $p_0$ , índice de vazios natural e tensão vertical de peso de terra sobre a amostra no depósito, respectivamente.

Isto só é exequível quando as curvas de recompressão dos dois corpos de prova são praticamente paralelas, o que deve ser verificado através de ciclos de compressão e descompressão dos corpos de prova. Jennings e Knight (1957) estabeleceram este procedimento para solos arenosos.

A previsão de recalques deve ser realizada conforme a teoria normal de adensamento, com a integração das deformações volumétricas ao longo de uma vertical, sendo estas calculadas através das curvas "gêmeas" de várias profundidades ou através de comportamento do índice de vazios em função do logaritmo da tensão, considerado médio ou representativo para o problema.

Cabe ressaltar que se houver grande heterogeneidade dos corpos de prova obtidos da mesma amostra, estes resultados passam a ser duvidosos, ficando a mercê da escolha do corpo de prova para ser inundado, ou seja, o solo será mais colapsível se for inundado o corpo de prova mais susceptível ao colapso, perdendo assim o ensaio, a sua representativi



dade. Falta, no entanto, ser definido qual seria o grau de heterogeneidade da colapsividade para o depósito, que traria este problema, fator que é muitas vezes desconhecido.

É enfatizado por Aitchison (1973) que o colapso pode ser dependente da trajetória de tensões, da tensão de sucção inicial (teor de umidade) e de um outro fator que não a mera inundação com água, caracterizando assim três perigos para a aplicação indiscriminada dos ensaios "gêmeos". Mello (1968) considera que o grande inconveniente do colapso do solo para as obras é que este ocorre bruscamente, não acompanhando as tensões impostas, paulatinamente, sobre o solo, no período construtivo. Isto induz a uma trajetória de tensões diferente da trajetória dos ensaios oedométricos "gêmeos" para o estudo do problema.

Acredita-se que o resultado do ensaio inundado desde o início, sirva para quantificar a deformabilidade do depósito de solo nesta condição, podendo servir para uma previsão de comportamento para obras que tenham por tratamento a inundação prévia do depósito, antes da imposição das cargas.

A partir das curvas e em função de  $\log p$  dos ensaios "gêmeos", Reginatto e Ferrero (1973) propuseram um método para a previsão da potencialidade da instabilidade estrutural, definindo o coeficiente de colapsividade, C. Segundo os autores "... o valor do recalque provocado por colapso é de tal grandeza que quase nenhuma estrutura pode suportá-lo", razão pela qual afirmam que "... é mais importante de terminar se o colapso ocorrerá do que conhecer a grandeza do recalque. Em adição quando se analisa a susceptibilidade da massa de solo ao umedecimento, é necessário considerar as tensões atuantes devido às forças externas e forças de massa e o nível de tensões que o solo suporta, sem apresentar deformações excessivas, para vários graus de saturação".

A partir dos resultados dos dois ensaios oedométricos, um inundado e outro no teor de umidade natural da amostra, definem:

$$C = \frac{P_{cs} - P_o}{P_{cn} - P_o}, \text{ onde}$$

$P_o$  = tensão vertical devida ao peso de terra sobre a amostra;

$P_{cn}$  = pressão de colapso, determinada na curva  $e$  em função de  $\log p$  do ensaio não saturado, de forma análoga à pressão de pré-adensamento de argilas saturadas; e

$P_{cs}$  = pressão de colapso, determinada da mesma maneira, na curva  $e$  em função de  $\log p$  do ensaio inundado.

O solo é considerado colapsível quando  $P_{cn} > P_{cs}$ . Em geral para qualquer espécie de solo no estado natural obtém-se  $P_{cn} \geq P_o$ .

Comparando-se os valores de  $P_o$ ,  $P_{cn}$ ,  $P_{cs}$  e  $P$ , sendo  $P$  a tensão total vertical final após a imposição das cargas no terreno, determina-se se há perigo de colapso e para qual nível de tensão esse colapso ocorrerá. Assim:

1º)  $P_{cs} < P_o$  e  $C < 0$

O solo não suporta o próprio peso quando inundado, e recalca. Estes solos são chamados de "solos verdadeiramente colapsíveis".

2º)  $P_{cs} > P_o$  e  $0 < C < 1$

Estes solos são capazes de suportar certo nível de tensão na inundação, com a possibilidade de colapso, dependendo do valor de  $P$  ser maior ou menor que  $P_{cs}$ . Quando  $P < P_{cs}$ , não ocorrerá o colapso, quando o solo tiver o seu grau de saturação aumentado. O máximo acréscimo de tensão que o solo suporta é  $P_{cs} - P$ , sem o perigo de colapso. Se  $P_{cs} < P < P_{cn}$ , ocorrerá o colapso quando o solo for inundado após o carregamento. Se  $P > P_{cn}$ , o colapso acontecerá mesmo sem inundação do solo. Estes solos são chamados de "solos condicionalmente colapsíveis".

3º)  $P_{cn} = P_{cs}$  e  $C = 1$

O comportamento do solo independe do grau de saturação sendo rara a igualdade, ocorrendo, geralmente para a



grande maioria dos solos, incluindo os solos não colapsíveis, valor de  $C$  inferiores a unidade.

O solo é considerado normalmente adensado quando  $P_{cn} = P_0$ .

#### 2.4.4. Ensaio "in-situ"

A realização de ensaios "in-situ" para a identificação e quantificação da colapsividade dos solos é a maneira mais adequada para se avaliar os recalques a que estarão sujeitas as obras projetadas, procurando-se reproduzir em verdadeira grandeza as futuras condições a que estará submetido o terrapleno.

Entretanto, estes ensaios apresentam custos elevados e muitas vezes demandam grandes períodos de tempo para a sua conclusão.

Holtz e Gibbs (1951) e Clevenger (1956) descrevem ensaios de placa realizados sobre solos "loessícos", nos teores de umidade natural e inundados no início do ensaio, concluindo sobre a influência dos tamanhos das placas dos ensaios na carga de ruptura dos terrenos.

Bolognesi e Moretto (1957), Holtz e Hilf (1961) e Moretto et al (1963) utilizaram ensaios de placa rígida sobre o terreno de fundação com a inundação do terreno em diferentes estágios de carga, de maneira a avaliar a compressibilidade dos solos estruturalmente instáveis.

Em projetos de irrigação, onde as obras se desenvolvem sobre solos estruturalmente instáveis em grandes extensões, e onde o terreno de fundação pode vir a ter o seu teor de umidade aumentado, têm sido utilizados tanques construídos com aterros.

Estes aterros funcionam como sobrecarga para as fundações, simulando os estados de tensão que ocorreriam devido a obras semelhantes, como canais e tomadas d'água, além de confinar uma área que é mantida com uma lâmina d'água, para o umedecimento dos solos. A utilização de instrumentação adequada fornece os valores dos recalques devidos ao colapso.

Terzaghi (1951) apresenta um ensaio deste tipo

realizado no Turquestão, na Ásia Central, sobre solos "loés-sicos".

Clevenger (1956) cita um ensaio deste tipo para aquilatar a magnitude dos recalques em um canal atravessando solos colapsíveis, em Missouri.

Bally et al. (1965), em um sistema experimental de irrigação, aplicam o ensaio de tanqueamento, para estudar as subsidências de solos "loéssicos" da Romênia.

O mesmo procedimento é apresentado por Gibbs e Bara (1967) para o projeto de um canal de irrigação na Califórnia.

Bara (1972) apresenta o mesmo tipo de ensaio para adutoras e estações de bombeamento, atravessando áreas com solos colapsíveis, procurando estudar a otimização dos métodos de molhamento do terreno, utilizando aspersão e ponteiros de infiltração.

Wolle et al. (1978) apresentam os resultados de um ensaio de tanqueamento realizado no norte de Minas Gerais e Benvenuto et al. (1981) analisam os resultados de um trecho experimental de um canal de irrigação tanqueado, do mesmo projeto.

#### 2.4.5. Diversos

A realização de um teste de dispersão em laboratório foi utilizado como um dos critérios para a identificação de solos colapsíveis em Benson, Arizona. Consiste na imersão de um torrão de solo de 2 gramas, no teor de umidade natural, em 125 cm<sup>3</sup> de água destilada, verificando-se o tempo para completa dispersão. Os solos colapsíveis desta área dispersam num tempo inferior ao dos solos normais, de acordo com Benites (1968), apud Northey (1969).

Arman e Thornton (1972) utilizaram uma solução de 3 % de hexametáfosfato de sódio e água destilada, para distinguir siltes colapsíveis de não colapsíveis de mesma origem, em Louisiana. O silte colapsível em solução, após a sedimentação dos sólidos, apresentava o líquido com a cor preta,

enquanto o não colapsível, a cor marrom. Este era um dos critérios para a identificação dos solos colapsíveis, dentre outros tipos, já citados aqui. Esta cor escura era obtida devido a ocorrência de uma forma de lignina nos siltes de características colapsíveis, sendo esta, provavelmente, a causa da colapsividade, onde a lignina agiria como agente cimentante entre as partículas, sendo solubilizada pela água na inundação do solo.

No trabalho apresentado por Reginatto e Ferrero (1973), um fator evidenciado como condicionante à classificação quanto ao grau de colapsividade de um solo de Córbo da foi a utilização de diferentes líquidos para a inundação do solo nos ensaios oedométricos. Os líquidos usados foram água potável, água servida proveniente de esgotos e água ácida resultante da percolação de água destilada através do solo orgânico (turfa), encontrando-se um aumento do grau de colapsividade, com a utilização de águas servidas ou ácidas.

O microscópio eletrônico de transmissão foi usado por Horta da Silva (1971) para a observação da microestrutura de solos colapsíveis. Mais recentemente Wolle et al (1978) observaram a estrutura interna de solos colapsíveis do norte do Estado de Minas Gerais, através da utilização de um microscópio eletrônico de varredura ("scanning") que envolve técnicas muito simples, conforme Wolle (1974).

Collins e McGown (1974) utilizaram o microscópio eletrônico de varredura para analisar os arranjos entre as partículas de vários solos naturais, inclusive solos que exibiam caráter colapsivo.

As fotos do presente trabalho foram obtidas com o uso de um microscópio eletrônico de varredura.

Com o intuito de se avaliar as consequências da colapsividade sobre os parâmetros de resistência do solo, muito mais do que em busca de uma identificação ou classificação do fenômeno, são executados ensaios de resistência inundados e não inundados, obtendo-se na maior parte das vezes, uma redução da resistência ao cisalhamento, conforme Berezantzev et al (1969), Nuñez (1975) e Mustafayev (1975).



## 2.5. Soluções no âmbito da engenharia

As opções técnicas existentes para a solução dos problemas advindos da implantação de obras sobre solos colapsíveis, podem ser alinhadas em quatro grupos, em função das características das obras e dos depósitos de solos colapsíveis:

- a. Soluções que prevêm a convivência com o solo, sem utilização de técnicas de tratamento, estando as estruturas preparadas para absorver, sem danos estruturais, as subsidências. Quando possível, devem ser tomadas medidas preventivas para evitar sobrecarga sobre os solos e infiltrações de água. A atenção deve ser redobrada na observação da obra, com possibilidade de adoção de eventuais medidas corretivas ou de manutenção, ao longo de sua vida útil. Holtz e Gibbs (1951) citam este procedimento para a construção de pequenas barragens, no Kansas e Nebraska, sobre solos "loéssicos".
- b. Escavação e substituição do solo colapsível por aterro compactado, com opção de escavação total ou parcial do depósito de solo. Esta técnica é a que tem sido a mais utilizada no Brasil na construção de barragens de terra como mostram Queiroz (1960), Décourt (1968), Vargas (1972) e Viotti (1975); na construção de canais de irrigação conforme Wolle et al (1981); na execução de fundações rasas de acordo com Vilar et al. (1981), e Aragão e Melo (1981).
- c. Utilização de fundações profundas, apoiadas sobre camadas não sujeitas à instabilidade estrutural. Holtz e Gibbs (1953), analisam o comportamento de estacas de vários tipos, executadas em região de depósitos "loéssicos", sob várias condições, em Nebraska.
- d. Tratamento do solo através de alteração das suas condições iniciais, buscando uma melhoria de suas propriedades geotécnicas. No presente trabalho, os tratamentos de solos colapsíveis serão subdivididos em três sub-grupos, em função das características dos processos de estabilização dos solos, ou seja, provocação do colapso estrutural, estabiliza-



ção química e tratamento térmico.

#### d.1. Prê-inundação do solo e provocação do colapso estrutural

A ação da água e do peso próprio do solo, algumas vezes, é suficiente para provocar a totalidade dos recalques, não sendo necessária a imposição de carregamentos externos, como mostram Terzaghi (1951), Bally et al (1965) e Gibbs e Bara (1967). Outros depósitos de solo necessitam da imposição de carregamentos externos para a ocorrência do colapso na inundação, de acordo com Clevenger (1956), Anagnosti (1973) e Wollé et al (1978).

Bara (1972) estuda a otimização do sistema de molhamento do solo colapsível, utilizando trincheiras mantidas com água e técnicas de aspersão, associadas a pontei<sub>r</sub>as de infiltração, analisando o tempo para o molhamento e ocorrência dos recalques no vale de San Joaquin, na Califórnia.

Outro tipo de tratamento consiste na execução de injeção de lama siltosa em "loess", conforme Johnson (1950), apud Holtz e Gibbs (1951), com o objetivo de densificar o material através do preenchimento de cavidades e compactação do solo. O material a ser injetado pode também ser argila ou cimento, dependendo da porosidade do solo a ser tratado.

A utilização de estacas de deslocamento, com o intuito de densificar os solos colapsíveis é apresentada por Brink e Kantey (1961) em solos residuais de granito. Abelev (1975) apresenta a técnica de uso de estacas de solo, executada através de abertura de um furo, pelo deslocamento do solo através de percussão de um tubo com ponta fechada, e preenchimento com o material do próprio furo, com a umidade corrigida. O solo que constitui a estaca é compactado através de apiloamento. O depósito de solo deve ser inundado, para propiciar a ocorrência da densificação, durante a execução das estacas.

A compactação dinâmica de solos colapsíveis através da queda de um pilão de grande peso (1,4 tf), e de gran

de altura (10 m), segundo a técnica de Ménard (1972), é mostrada por Moll et al (1979), em solos "loessicos" de Cordoba, com a obtenção de resultados satisfatórios.

Clemence e Finbarr (1981) citam como processos utilizáveis no tratamento de solos colapsíveis a vibroflotação e o ultrassom, este último colocado como um possível método futuro, que produziria vibrações que destruiriam o mecanismo de ligação das partículas da estrutura metaestável.

A utilização de explosivos, citada por Clemence e Finbarr (1981) como um possível método futuro, é utilizada pelos russos, conforme Tokar (1973) e Abelev (1975), associada à inundação dos terrenos, para estabilização de depósitos de solos colapsíveis. Moll et al (1979) aplicaram esta técnica, notando que a densificação do solo aumenta com a profundidade, sendo muito baixa nos primeiros dois metros, devido provavelmente, à perda de confinamento na explosão. No entanto Tokar (1973) prescreve para a compactação da parte superior do extrato colapsível, uma detonação da carga explosiva sob uma espessura mínima de lâmina d'água de cerca de 1,0 a 1,5 m, estando a carga explosiva a 0,5 m acima do fundo da escavação. A camada de água entre a carga explosiva e a superfície do solo serve como um meio de transmissão uniforme da energia da explosão, com a lâmina d'água por sobre a carga, concentrando a energia da explosão em direção ao solo.

#### d.2. Estabilização química

Os russos têm conduzido extensos estudos sobre técnicas de estabilização química, destacando-se a silicatização gasosa, o aumento da resistência de cimentos carbonáticos pela adição de polímeros e a estabilização gasosa através de amônia, de acordo com Clemence e Finbarr (1981).

A silicatização gasosa é a mistura, por meio de injeção e percolação, de soluções de silicato de sódio e dióxido de carbono no solo, conforme Sokolovich (1970)

apud Tokar (1973).

A estabilização gasosa consiste na injeção de amônia no solo, que provoca uma reação química com a água intersticial e a sílica cristalina e coloidal, gerando um processo de silicificação, formando um ligante que estabiliza o solo. Neste caso, somente o esqueleto do solo é estabilizado e a estrutura natural é enrijecida, sem mudança em sua porosidade, segundo Tokar (1973) e Clemence e Finbarr (1981).

#### d.3. Tratamento térmico

Segundo Tokar (1973), na consolidação de solos colapsíveis é largamente utilizada a técnica de tratamento por calor. Este método consiste em alterar as características do solo, num processo irreversível, através da injeção de gás natural quente (acima de 900°C) em perfuração horizontal, vertical e inclinada no solo, eliminando, completamente, o desenvolvimento dos recalques.

Dentro deste processo já se encontram alguns procedimentos variados como mostra Nuñez (1975), que cita a utilização de ar quente, através da instalação de uma usina central de produção de ar quente. Outra técnica citada é a utilização de uma câmara especial de combustão, que é instalada no campo, sobre o depósito de solo colapsível, nos furos realizados no terreno, com a utilização de gás natural ou de combustíveis líquidos. Segundo este autor os resultados são satisfatórios com uma redução nas deformações específicas devidas ao colapso estrutural da ordem de 10 vezes.

Mitchell e Katti (1981) apresentam o estado da arte dos tratamentos utilizados para a melhoria das propriedades geotécnicas dos solos em geral, avaliando o custo relativo das diferentes possibilidades em relação ao mercado americano, destacando-se como processos mais baratos a aplicação de explosivos e a compactação dinâmica, seguindo-se a de estacas de deslocamento.

A adequação técnica e econômica do processo de tratamento deve ser realizada em função das características do depósito de solo colapsível e em função do tipo de obra a ser implantada, fatores extremamente condicionantes à escolha da melhor alternativa.



### 3. O ESTUDO DA COLAPSIVIDADE DOS SOLOS DO DISTRITO AGRO-INDUSTRIAL DE JAÍBA

#### 3.1. Localização da área e dados gerais

O Distrito Agro-Industrial de Jaíba pertence ao município de Manga, no extremo norte do Estado de Minas Gerais, na margem direita do Rio São Francisco.

A área de interesse ao Projeto de Irrigação do Distrito Agro-Industrial de Jaíba - PRODAIJ, situa-se entre as coordenadas 606 km E e 624 km E, e 8314 km N e 8336 km N, com forme levantamento executado pelos Serviços Aerofotogramétricos Cruzeiro do Sul, no Vale do São Francisco, em 1969.

Esta área situa-se a, aproximadamente, 250 km ao norte da cidade de Montes Claros.

Este projeto prevê a irrigação de uma área de 100.000 ha, numa área total do Distrito de 230.000 ha.

O governo federal, em conjunto com o governo do Estado de Minas Gerais, desenvolve o projeto de irrigação através da Companhia de Desenvolvimento do Vale do São Francisco - CODEVASF e da Fundação Rural Mineira - RURALMINAS.

#### 3.2. Caracterização do local

##### 3.2.1. Aspectos Climáticos

De acordo com a classificação climática de Koeppen, o clima é do tipo Aw, segundo Galvão e Nimu (1965) apud Salomão (1982). O tipo Aw é caracterizado como tropical de savana.

A região apresenta período chuvoso de novembro a abril, com os meses de maio a outubro, praticamente secos. A precipitação média anual é de 876,8 mm, sendo os meses de junho a agosto os mais secos do ano.

A temperatura média anual da região é 24°C com variação muito pequena durante o ano, onde a diferença entre o mês mais quente e mais frio é menor que 5°C, de acordo com os dados da EMBRAPA/EPAMIG/RURALMINAS (1976) apud Salomão (1982).

### 3.2.2. Aspectos Geológicos

Conforme Santos et al (1981), a região estudada situa-se no Craton do São Francisco, em área de ocorrência de rochas não dobradas do Grupo Bambuí de idade pré-cambriana superior, predominando na área do projeto as rochas carbonáticas (calcários) da Formação Sete Lagoas. Esta formação apresenta neste local intercalações milimétricas de siltitos e argilitos. Nas proximidades da área do projeto depositaram-se arenitos continentais que compõem as Formações Uberaba e Urucuaia, durante o período Cretáceo.

A Formação das Vazantes representada por depósitos arenosos e argilosos inconsolidados, de origem fluvial, recobriu o embasamento rochoso no período Quaternário.

Entre as cotas mais elevadas e os aluviões, ocorrem coluviões originários da desagregação das rochas da Formação Sete Lagoas, denominados "glacis".

A existência de concreções ferromangânicas e acumulações argilosas na parte superior dos aluviões da Formação das Vazantes indica a ocorrência de fenômenos de laterização.

Às margens do Rio São Francisco depositaram-se mais recentemente aluviões areno-argilosos identificados com a atual planície de inundações.

As unidades estratigráficas da área do projeto são assim representadas:

UNIDADE	LITOLOGIA	IDADE
Aluviões de Várzea	areias, argilas e cascalhos	Quaternária
Coluviões	argilas e argilas arenosas	
Formação das Vazantes	areias mais ou menos silteosas, com lentes argilosas	
Formação Sete Lagoas (Grupo Bambuí)	calcários maciços cristalinos ou micro-cristalinos, com intercalações de rochas pelíticas (siltitos e folhelhos)	Eo-Cambriana

apud Relatório nº 10.293 - IPT (1977)

### 3.2.3. Aspectos Geomorfológicos

Na área do projeto distinguem-se três níveis de terraços e alguns morros isolados de rochas do grupo Bambuí.

O terraço inferior abrange o leito maior do Rio São Francisco, entre as cotas 440 e 443 m, constituído de depósitos fluviais recentes, representando a planície de inundação por ocasião das grandes cheias.

O terraço intermediário, entre as cotas 451 e 453 m, é composto por areias finas e médias, com poucos finos, provenientes da Formação das Vazantes.

O terraço superior, situado entre as cotas 462 e 480 m, é ocupado por sedimentos da Formação das Vazantes, areias finas e médias com teores relativamente mais elevados de argilas vermelhas.

Os terraços ligam-se aos morros e serras próximas por meio de coluviões ("glacis"), de larga extensão e baixa declividade, predominantemente argilosos, com pouca areia.

As elevações maiores, morros isolados e serras, representam testemunhos poupados pela erosão, que de modo marcante peneplanizou os terrenos.

Na área dos terraços e dos "glacis", caracteriza-se por topografia, praticamente plana, além das linhas de drenagem e vales secos, aparecem depressões superficiais que podem atingir grandes dimensões, chegando seu eixo maior a alguns quilômetros de comprimento e profundidade de até 15 m, evidenciando os efeitos das feições cársticas do calcário (formação de dolinas). Durante a época de chuvas estas bacias podem formar lagoas. Característica importante na região é a grande profundidade em que se encontra o lençol freático, em relação aos terraços intermediário e superior, por volta da cota 440 m, que torna os mantos de solo da Formação das Vazantes não saturados.

A figura 3.1. apresenta o mapa geológico da área.

### 3.2.4. Aspectos Pedológicos

De acordo com Santos et al (1981) e Relatórios nºs

10.293 e 12.704 do IPT (1977, 1979), as classes pedológicas foram correlacionadas com as unidades geológicas/geomorfológicas resultando:

Unidades Geomorfológicas	Unidade Geológica	Classes Pedológicas Predominantes
1º Terraço, inundável. Cota 440 a 443	aluviões recentes	solos aluviais eutróficos (Ae <sub>1</sub> e Ae <sub>2</sub> )
"Glacis"	coluviões	latossolos, cambissolos (LE <sub>e</sub> , LE <sub>d</sub> , Ce <sub>1</sub> )
2º Terraço ou Intermediário, não inundável. Cota 451 a 453	Formação das Vazantes	areias quartzosas e solos aluviais eutróficos (AQ <sub>d</sub> , Ae <sub>4</sub> )
3º Terraço ou Superior. Cota 462 a 480		areias quartzosas, latossolos e cambissolos (AQ <sub>d</sub> , LV <sub>d2</sub> , Ce <sub>2</sub> )
Morros testemunhos	Formação Sete Lagoas	litólicos (Re <sub>1</sub> , Re <sub>2</sub> )

Esta correlação foi obtida a partir do "Levantamento de Reconhecimento com detalhes dos Solos do Distrito Agroindustrial do Jaíba - MG", elaborado pela EMBRAPA/EPAMIG/RURALMINAS (1976) apud Salomão (1982) e do reconhecimento geológico de superfície apresentado no Relatório nº 10.293 do IPT (1977).

As unidades pedológicas definidas para a região estão baseadas no sistema americano do "Soil Conservation Service", segundo Santos et al (1981).

A seguir descreve-se, rapidamente, as principais características das unidades pedológicas de interesse para o presente trabalho.

a. Areias Quartzosas Distróficas (AQ<sub>d</sub>)

Solos areno-quartzosos profundos com baixos teores de argila (menos de 15 % de argila, até 120 cm).

Apresentam sequência de horizontes A e C com espessura superior a 200 cm, com transição de difícil dis



tingão, notada apenas por ligeira mudança de cor, devido a variação do teor de matéria orgânica.

São originadas dos sedimentos aluvionares areno-quartzosos do Quaternário, ocorrendo em relevo plano e suave ondulado.

b. Cambissolo Eutrófico (Ce<sub>2</sub>)

Solos argilosos de atividade alta, A moderado, textura argilosa, relevo plano e suave ondulado. Horizonte B não muito evoluído, com presença de minerais primários de fácil intemperização, principalmente na fração silte. Não possuem acumulação iluvial significativa de argila ou óxido de ferro que permita classificá-los como latossolos, apresentando mesmo assim características morfológicas similares, tornando-se às vezes, de difícil distinção no campo.

Apresentam sequência de horizontes A, B e C com espessura superior a 170 cm (A + B), observando-se um predomínio da fração argila que, normalmente, decresce com a profundidade.

c. Latossolo Vermelho Amarelo Distrófico (LVd<sub>2</sub>)

A moderado, textura média, relevo plano e suave ondulado com murunduns.

Os latossolos vermelho amarelo, compreendem solos com horizontes B latossólico com baixa porcentagem de argila (15 a 35 %), muito profundos e acentuadamente drenados. Apresentam minerais primários facilmente intemperizáveis, revelando-se extremamente pobres em sua constituição mineralógica, cuja matriz arenosa é quase exclusivamente constituída de quartzo. São profundos, possuem muitos macroporos, com estrutura de aspecto maciço, porosa, com grânulos pequenos.

A subclasse LVd<sub>2</sub> ocorre associada às areias quartzosas distróficas, sendo derivada de sedimentos aluvionares argilo-arenosos.

Apresentam ligeiro equilíbrio entre as frações

areia e argila e baixos teores de fração silte.

d. Solos aluviais eutróficos (Ae<sub>4</sub>)

Textura arenosa, apresentando ausência do horizonte B, com desenvolvimento pedológico do perfil insignificante. Solos de origem fluvial do Quaternário, constituído de areia praticamente pura, com composição laterítica incipiente, observada nas porções mais inferiores do perfil.

A descrição pedológica em detalhe da região pode ser encontrada no trabalho de Salomão (1982).

3.3. Breve descrição do Projeto de Irrigação

O projeto de irrigação do Distrito Agroindustrial de Jaíba, prevê a irrigação de 100.000 ha de terras, através de bombeamentos sucessivos da água do Rio São Francisco.

Para tanto o projeto compõe-se de estações de bombeamento, que recalcam a água e distribuem-na através de uma rede de canais principais, secundários e terciários.

A figura 3.1 apresenta o traçado dos canais principais, podendo-se notar a existência, a partir da margem do rio, de um canal de adução até a estação de bombeamento nº 1, EB-1, localizada no terraço inferior, por volta da cota 443 m. A EB-1 efetua um recalque da ordem de 18 m com uma vazão prevista de 80 m<sup>3</sup>/s, que desemboca no canal principal nº 1, CP-1, por volta da cota 455 m, aproximadamente. Este canal se desenvolve no terraço intermediário e abastece o projeto Mocambinho, nos 6,8 Kms de sua extensão. No final do CP-1, localiza-se a estação de bombeamento nº 2, EB-2, que efetua o recalque de 65 m<sup>3</sup>/s até a cota 473 m, onde se inicia o canal principal nº 2, CP-2, com extensão de 20,8 Km, projetado sobre o terraço superior. Este sistema continua até a estação de bombeamento EB-4 onde a água alcança a cota máxima (510 m) com vazão de cerca de 7,0 m<sup>3</sup>/s.

Maiores detalhes sobre o PRODAIJ foram publicados no CONIRD (1978).

O canal de adução é totalmente escavado no terraço inferior, de seção trapezoidal, não tendo revestimento em

suas paredes.

O Canal Principal nº 1, CP-1, que se desenvolve no terraço intermediário, apresenta a sua seção transversal de forma trapezoidal, tendo banquetas laterais de aterro e escavação parcial do aluvião, em sua maior extensão, definindo a chamada seção transversal mista aterro-corte. As paredes do canal são revestidas com placas moldadas "in-loco" de concreto simples de 10 cm de espessura, que se apoiam no fundo e nos taludes do canal. A figura 3.2.a, apresenta um esquema da seção transversal tipo do CP-1.

As banquetas de aterro que compõe o CP-1 apresentam uma altura máxima de 6,0 m, tendo taludes 1:1,5 (V:H) e uma largura de crista de 5,0 m. O fundo do canal apresenta uma largura de 5,0 m, definindo assim a seção trapezoidal de escoamento. A lâmina d'água prevista no escoamento é de 4,60 m.

A necessidade do revestimento se deve às características de erodibilidade e de moderada permeabilidade dos solos da região ( $10^{-4}$  cm/s).

O Canal Principal nº 2, CP-2, se desenvolve no terraço superior com seção transversal trapezoidal, semelhante ao do canal CP-1, com a diferença de ser construído, na sua maior extensão, totalmente em aterro, através de banquetas de aterro laterais e solo compactado de pouca espessura sob o fundo do canal, em relação à cota do terreno natural. A figura 3.2.b, apresenta um esquema do CP-2.

O estudo da colapsividade no PRODAIJ se restringe ao traçado do Canal Principal nº 1 e aos primeiros 8 Km do traçado do Canal Principal CP-2, nos terraços intermediário e superior, respectivamente.

Assim, ao longo desta apresentação dar-se-á ênfase às características geológicas, geotécnicas e pedológicas ao longo destes trechos.

#### 3.4. A constatação da colapsividade

Durante a fase de investigações geotécnicas preliminares ao longo dos eixos dos canais principais, que consta

vam de sondagens a percussão e sondagens a trado, com medida de permeabilidade dos materiais, não foi notada a estrutura insustentável dos solos de fundação, através destes procedimentos.

No início de 1977, ocorreram alguns danos em um canal secundário, já revestido de concreto, ocasião em que se cogitou, durante o estudo das causas prováveis, que pudesse ter ocorrido colapso do solo subjacente, após chuvas intensas. Este indício era fortalecido pelas características de baixo grau de saturação dos solos da região e pelas características climáticas regionais.

Neste instante já se desenvolviam as obras de implantação do canal principal nº 1, CP-1, nos seus dois primeiros quilômetros.

Para o estudo do solo com relação às suas características de colapsividade, foram coletadas nove amostras indeformadas, a várias profundidades, em 4 poços ao longo do traçado do eixo do CP-1, no terraço intermediário, para a realização de ensaios especiais de laboratório.

Os resultados dos ensaios mostraram que os solos superficiais da região do CP-1 apresentavam caráter colapsivo.

Assim, foram programados ensaios "in-situ", procurando quantificar e comprovar a colapsividade dos solos ao longo do traçado do CP-1, além de procurar maneiras de se tratar o fenômeno perante a implantação dos canais.

Foram realizados dois ensaios "in-situ": o primeiro em uma cava sobre o terreno e o segundo em um trecho experimental do CP-1.

Concomitantemente à realização desses ensaios "in-situ", foram retiradas 23 amostras indeformadas de 8 poços nos primeiros 8 quilômetros do traçado do eixo do canal principal nº 2, CP-2, sobre o terraço superior.

Novamente, os resultados dos ensaios de laboratório acusaram o caráter colapsivo dos solos superficiais da região.

### 3.5. A classificação dos solos

A Formação das Vazantes, nos terraços intermediários



rio e superior, é constituída por depósitos arenosos e argilosos nas mais variadas proporções, apresentando concreções milimétricas arredondadas ferromangânicas, dispersamente distribuídas ao longo do perfil e acumulações argilosas vermelhas em espessuras consideráveis, indicando que houve também a ocorrência de fenômenos de laterização com contribuição de sedimentos provenientes da Formação Sete Lagoas.

A análise visual-táctil dos perfis geotécnicos obtidos na abertura de poços e nas sondagens realizadas durante a fase de prospecção evidenciou níveis diferentes em termos de laterização.

Assim classificou-se o solo da Formação das Vazantes de acordo com o seu grau de laterização, resultando quatro níveis diferentes: solo superficial, solo superficial transportado muito laterizado, solo transportado pouco laterizado e solo transportado não laterizado, conforme o Relatório nº 12.704 do IPT (1979).

O solo superficial apresenta na sua porção superior o solo superficial orgânico, facilmente diferenciável por sua constituição arenosa com poucos finos e concentração de matéria orgânica, o que dá uma coloração cinza característica, com espessura raramente superior a 1,0 m. Logo abaixo surge o denominado solo superficial, propriamente dito, bastante evoluído pedologicamente, correspondendo ao horizonte B pedológico e parte do horizonte C, caracterizando-se pela sua homogeneidade estrutural e textural e acumulação de argila e ferro, propiciando uma coloração avermelhada ou vermelho amarelada. A espessura deste horizonte varia entre 0 a 5,0 m, aproximadamente.

O solo transportado muito ou pouco laterizado corresponde ao horizonte C pedológico, caracterizando-se pela sua heterogeneidade estrutural e textural, propiciando uma coloração avermelhada. Pode ser definido como um horizonte de passagem do solo superficial para o aluvião, distinguindo apenas pelos indícios de muita ou pouca laterização do perfil. A espessura destes horizontes varia de 0 a 6 m, aproximadamente.

O solo transportado não laterizado é a parte do

perfil que não apresenta indícios de laterização, caracterizado por areia ou argila aluvionar a qual antecede o solo de alteração.

No terraço intermediário, CP-1, onde os solos são pedologicamente pouco evoluídos, não aparece o solo superficial, apresentando em sequência o seguinte perfil:

- solo superficial orgânico
- solo transportado pouco laterizado
- solo transportado muito laterizado
- solo transportado não laterizado

No terraço superior, CP-2, os solos apresentam-se pedologicamente mais evoluídos, tendo como perfil típico:

- solo superficial orgânico
- solo superficial
- solo transportado muito e/ou pouco laterizado
- solo transportado não laterizado

Ressalta-se que a classificação apresentada para o terraço intermediário, CP-1, corresponde a reinterpretação da classificação apresentada por Wolle et al (1978), onde definiam-se horizontes A1, A2 e A3 e camada B correspondente aqui ao descrito, anteriormente.

Sobre as amostras indeformadas dos terraços intermediário e superior foram realizados ensaios de caracterização: granulometria, densidade dos grãos e limites de Atterberg, segundo as normas da ABNT.

As figuras 3.3 e 3.4, apresentam as curvas granulométricas obtidas para os solos do CP-1 e CP-2, respectivamente. A tabela 3.1 apresenta os resultados dos ensaios de densidade dos grãos, limites de Atterberg e granulometria, bem como a classificação unificada dos solos, a classificação quanto ao grau de laterização e a unidade pedológica de onde foram extraídos os blocos.

A posição dos solos na carta de plasticidade é apresentada na figura 3.5 e a atividade coloidal, calculada se

gundo Skempton (1953), é mostrada na figura 3.6.

### 3.6. Os ensaios de laboratório realizados para o estudo da colapsividade

De posse dos resultados dos estudos geológico-geotécnicos de reconhecimento de campo realizados, procurou-se estudar a ocorrência e a magnitude dos recalques dos solos da região do PRODAIJ, considerando a grande área abrangida pelas obras (100.000 ha) e tendo como condicionante a redução dos custos de investigação, através da obtenção de parâmetros indicativos simples que facilitassem a tomada de decisões nas fases de projeto e execução. Não menos importante era a exigência da obtenção da real influência do fenômeno sobre as obras, com opções de tratamento adequadas, procurando não onerar os custos de implantação do projeto.

Nas amostras indeformadas extraídas do terraço intermediário e superior, além dos ensaios de caracterização, foram realizados ensaios especiais com o intuito de se quantificar o fenômeno de instabilidade estrutural.

Assim foram realizados ensaios oedométricos sobre corpos de prova "gêmeos", provenientes da mesma amostra, um no teor de umidade natural e outro inundado desde o início do ensaio, segundo o procedimento descrito, originalmente, por Jennings e Knight (1957). Estes ensaios atingiram as tensões máximas de  $25,5 \text{ kgf/cm}^2$ , sendo então descarregados. Os corpos de prova no teor de umidade natural, no descarregamento, na tensão de  $0,133 \text{ kgf/cm}^2$  foram inundados, nas amostras nºs 16 a 23, do CP-2.

Outro tipo de ensaio oedométrico, chamado aqui de ensaio oedométrico de colapsividade, era realizado com o corpo de prova carregado até determinada tensão, no teor de umidade natural e posterior inundação, com medida da variação de volume nesta tensão, conforme Denisov (1951) apud Northey (1969), Queiroz (1960), Vargas (1973) e Arman e Thornton (1973). A grande vantagem deste ensaio era a grande rapidez de execução.

Na maior parte dos corpos de prova ensaiados (141), utilizaram-se anéis fixos de diâmetro 6,4 cm e 2,5 cm de altura,

sendo os restantes ensaiados em anéis de 10,7 cm x 3,8 cm (9), fixos, e 7,5 cm x 2,8 cm (5), flutuantes.

As amostras foram observadas através de microscópio eletrônico de varredura ("scanning") e fotografadas para observação da estrutura do solo sob várias condições, conforme realizado por Wolle (1974). Foi utilizado um microscópio JEOL-JX-50A.

Foram também realizados ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova inundados desde o início dos ensaios e com corpos de prova, da mesma amostra, nos teores de umidade natural. Outros corpos de prova foram ensaiados ao cisalhamento direto com teores de umidade natural na ida e com inundação na volta, em prensa de deformação controlada, atingindo a deformação horizontal de 10 mm com velocidade de 0,05 mm por minuto.

Foram ensaiadas um total de 31 amostras indeformadas, 9 para o terraço intermediário e 22 para o terraço superior.

### 3.7. Resultados dos ensaios de laboratório

Os resultados dos ensaios de laboratório serão aqui analisados, perante os critérios de identificação de solos colapsíveis usados em problemas deste tipo, procurando-se compará-los e avaliar sua adequabilidade.

#### 3.7.1. Apresentação dos resultados

##### a. Limites de consistência

Estes critérios foram aplicados através da relação entre o peso específico aparente seco ( $\gamma_s$ ) e o limite de liquidez (LL) das amostras. Para tanto, os cinco critérios baseados nos limites de consistência foram traduzidos para o gráfico  $\gamma_s$  em função do LL, transformando-se em curvas-limites de comportamento.

A obtenção da curva-limite de comportamento correspondente ao critério de Gibbs e Bara (1962) foi obtida através das expressões:



$$\gamma_s = \frac{\delta}{1 + e} \quad e \quad \gamma_a \cdot S \cdot e = h \cdot \delta, \quad \text{sendo}$$

$\gamma_s$  = peso específico aparente seco

$\delta$  = peso específico real dos grãos do solo

$e$  = índice de vazios

$\gamma_a$  = peso específico da água

$S$  = grau de saturação

$h$  = teor de umidade.

No caso deste critério, a curva-limite  $\bar{e}$  representada pelos pontos em que os solos, em seus estados naturais, possuem os volumes de vazios iguais aos que teriam se estivessem nos seus limites de liquidez.

Assim, fazendo-se:

$$h = LL$$

$$S = 100 \%$$

$$\gamma_a = 1,0 \text{ gf/cm}^3, \text{ onde}$$

LL = teor de umidade no limite de liquidez, obtêm-se:

$$\gamma_s = \frac{\delta}{1 + LL\delta}$$

Todos os outros critérios baseados nos limites de consistência foram tratados da mesma maneira, para que pudessem ser representados no mesmo gráfico.

O número de pontos nas figuras 3.7 e 3.8 corresponde ao número de ensaios oedométricos de colapsividade realizados, mais o número de ensaios oedométricos "gêmeos", de onde foram calculados os pesos específicos aparentes secos dos corpos de prova. O limite de liquidez corresponde ao valor encontrado no ensaio de cada amostra. Neste critério, apenas 26 amostras do CP-1 e CP-2 foram avaliadas, pois nas 5 restantes não foram obtidos os limites de Atterberg.

As figuras 3.7 e 3.8 apresentam os critérios adotados por Denisov (1951) apud Northey (1969) e Gibbs e Bara (1967), que são essencialmente semelhantes, com variação apenas nas curvas limites que separam os comportamentos esperados (valor de  $K$  diferentes).

A maioria dos pontos do CP-1 e CP-2 se alojam na parte superior da figura, após a curva limite proposta por Gibbs e Bara (1967), na região intermediária entre as curvas limites de Denisov (1951) apud Northey (1969). Os pontos correspondentes ao CP-1 tiveram a tendência de ficar um pouco mais abaixo na figura, na região considerada não colapsível.

O critério de Priklonskij (1952) apud Northey (1969) está apresentado nas mesmas figuras, notando-se que a maioria dos corpos de prova exhibe caráter colapsivo, principalmente os solos do CP-2. Para a aplicação deste critério foi utilizada a média do índice de plasticidade, IP, de todas as amostras, do CP-1 e CP-2, já que os IP médios dos solos do CP-1 e CP-2 estavam bem próximos,  $IP (CP-1) = 14\%$  e  $IP (CP-2) = 13\%$ .

Ainda nas figuras 3.7 e 3.8 desenhou-se as curvas limites correspondentes ao critério adotado pelo Código de Construções da URSS, apresentando estas curvas, posições aproximadas às anteriores.

Para a transformação do critério de Feda (1966) apud Nuñez (1975) para as curvas limites, adotou-se o LP médio das amostras do CP-1 e CP-2 separadamente, não resultando em grandes diferenças, como mostram as referidas figuras.

O motivo pelo qual não se calcularam os coeficientes  $K_d$  e  $\lambda$ , que definiam sobre a distinção de solos colapsíveis, optando-se por adotar valores médios de IP e LP e pela condensação na mesma forma de apresentação através do gráfico  $\gamma_s$  em função do LL, foi procurar comparar os diversos critérios, baseados no mesmo princípio, rapidamente.

Deve ser considerado que os limites numéricos apresentados para  $K_d$  e  $\lambda$  se traduzem por inequações que representam regiões no gráfico  $\gamma_s$  em função do LL, não tra

zendo mudanças conclusivas importantes no estudo, devido ao procedimento adotado.

b. Peso específico aparente seco e teor de umidade natural

A aplicação dos critérios baseados no peso específico aparente seco e no teor de umidade foi realizada através da elaboração do gráfico do grau de compactação em função do desvio da umidade ótima ( $G_c$  e  $\Delta h$ ) do ensaio de Proctor Normal, para as amostras extraídas no campo, realizado segundo o MB-33 da ABNT, com secagem prévia e com reuso do solo.

Para o terraço intermediário CP-1, foram realizados os ensaios de Proctor Normal, apenas para os solos dos dois primeiros poços, com o material proveniente da talha das amostras indeformadas no campo, no próprio laboratório da obra, em Jaíba. As amostras correspondentes, 1, 2 e 3, tiveram o peso específico e o teor de umidade obtidos no laboratório em São Paulo. Sobre as demais amostras do CP-1, de 4 a 9, não foram realizados ensaios de Proctor, tendo sido extrapolados os valores de  $\gamma_{sm\acute{a}x}$  e  $h_{ot}$ , peso específico aparente seco máximo e umidade ótima, respectivamente. A figura 3.9 apresenta os resultados encontrados.

Nesta figura foram desenhadas as retas correspondentes aos critérios do Bureau of Reclamation, Design of Small Dams (1960, 1974), e de Mello (1973).

No terraço superior, CP-2, foram realizados ensaios de Proctor Normal, de peso específico natural e de teor de umidade natural, para os solos dos seis primeiros poços de retirada de amostras indeformadas, de meio em meio metro de profundidade dos poços, no campo. Este procedimento foi realizado nas estacas 35, 105, 155, 265, 332 e 395. Nos poços das estacas 214 e 295 não foram realizados ensaios de pesos específicos e teores de umidade naturais, mas foram realizados ensaios de Proctor, conforme o procedimento dos primeiros poços. Da mesma maneira, apresenta-se os resultados na figura 3.10.

Dos corpos de prova talhados, para os ensaios

oedométricos de colapsividade no laboratório de São Paulo para os solos do CP-2, obtiveram-se os valores dos pesos específicos e teores de umidade naturais. Adotando-se os resultados dos ensaios de Proctor, obtidos dos solos provenientes das profundidades de retirada das amostras dos poços, resultou novos valores de graus de compactação e desvio de teor de umidade ótima, que foram lançados na figura 3.11.

A determinação do peso específico natural no campo foi realizada através de cravação de cilindro de ponta biselada no solo.

### c. Ensaio oedométrico

Os ensaios oedométricos de colapsividade, tiveram os corpos de prova inundados nas tensões de 0,133 kgf/cm<sup>2</sup>, 0,530 kgf/cm<sup>2</sup> e 1,060 kgf/cm<sup>2</sup>, sendo então calculadas as porcentagens de recalque na inundação, como sendo as deformações volumétricas devidas somente à inundação.

Com os resultados dos ensaios oedométricos "gêmeos" realizados, foram calculadas as deformações volumétricas percentuais correspondentes às diferenças de índices de vazios entre as duas curvas de compressibilidade. Estas curvas foram ajustadas à tensão vertical total devida ao peso de terra,  $p_0$ , e ao índice de vazios,  $e_0$ , correspondente a esta tensão, no teor de umidade natural do corpo de prova (do campo).

As tabelas 3.2 e 3.3 apresentam os resultados dos ensaios oedométricos de colapsividade: peso específico e teor de umidade natural, tensão vertical de inundação e coeficiente de colapso estrutural ou também chamado porcentagem de recalque na inundação.

As deformações volumétricas calculadas nas curvas "gêmeas" para as tensões correspondentes às de inundação dos corpos de prova nos ensaios oedométricos de colapsividade, estão apresentadas ao lado do coeficiente de colapso estrutural,  $i$ , das tabelas.

Nas mesmas tabelas foram colocadas as deformações



volumétricas de compressão máxima e as respectivas tensões aproximadas onde estas ocorreram, para os ensaios oedométricos "gêmeos". Onde esta informação foi omitida, significa que o comportamento não foi o definido por Jennings e Knight (1957), ou seja, a curva de compressibilidade do ensaio oedométrico inundado desde o início apresentou-se com maiores índices de vazios que a curva de compressibilidade do ensaio em que o solo se encontrava no teor de umidade natural, para as mesmas tensões aplicadas.

O critério para identificação dos solos colapsíveis proposto por Reginatto e Ferrero (1973) está apresentado nas últimas colunas das tabelas 3.2 e 3.3. Para a determinação das pressões de colapso, foi utilizado o método de Pacheco Silva (1970).

Algumas curvas típicas de ensaios oedométricos "gêmeos" estão apresentadas nas figuras 3.12 a 3.16.

Na tentativa de avaliar e caracterizar o fenômeno da colapsividade, tentou-se correlacionar as porcentagens de recalque na inundação dos ensaios oedométricos de colapsividade com os índices físicos do solo, tensões verticais de inundação, profundidade média de retirada das amostras e com as classificações de solos aplicadas, para os solos de ambos os terraços.

Nas figuras 3.17 a 3.19, apresenta-se a relação entre a porcentagem de recalque na inundação com teor de umidade natural, grau de saturação e peso específico aparente seco, respectivamente.

Nas figuras 3.20 e 3.21 correlacionou-se a porcentagem de recalque na inundação com as respectivas tensões verticais de inundação dos corpos de prova.

As porcentagens de recalque na inundação e as deformações volumétricas dos ensaios oedométricos "gêmeos" nas mesmas tensões, em função da profundidade média de retirada das amostras indeformadas, estão lançadas nas figuras 3.22 e 3.23.

As figuras 3.24 a 3.26, mostram os campos de variação das porcentagens de recalque na inundação para ca

da amostra, em função das profundidades médias de retirada das mesmas, classificando-se os solos quanto aos seus graus de laterização, aplicando-se a classificação unificada de solos e apresentando-se a unidade pedológica de procedência das amostras.

### 3.7.2. Análise dos resultados

A análise a ser realizada, dos resultados dos ensaios de laboratório sobre as amostras indeformadas, procurará abranger todos os critérios aplicados comparando-os e extraíndo possíveis relações e dependências.

#### a. Critérios qualitativos

A aplicação dos critérios qualitativos de identificação de solos colapsíveis, de uma maneira geral indicam a potencialidade da instabilidade estrutural, mesmo não considerando os estados de tensões a que os solos estariam submetidos.

Recorrer-se-á aos resultados dos ensaios oedométricos de colapsividade, de caráter quantitativo, através da porcentagem de recalque na inundação ou coeficiente de colapso estrutural, para a avaliação dos critérios qualitativos.

#### a.1. Limites de consistência

Para os solos do terraço intermediário, CP-1, nota-se que segundo os critérios de Denisov (1951) apud Arman e Thornton (1973) as amostras não são classificadas como altamente colapsíveis, ficando em situação intermediária com alguns pontos se caracterizando como não colapsíveis (figura 3.7). A linha tracejada, que separa os solos que apresentaram porcentagens de recalque na inundação inferior a 1,0 %, abrange uma área que se classifica como de solos não colapsíveis.

Na mesma figura, o critério de Gibbs e Bara (1962, 1967), apresenta a curva limite, para  $K = 1$ , destacando

as duas amostras que apresentaram maior porcentagem de recalque na inundação, 4 e 7, na região considerada de solos colapsíveis.

Os critérios de Priklonskij (1952) apud Northey (1969), do Código de Construções da URSS apud Northey (1969) e de Feda (1966) apud Nuñez (1975) apresentaram resultados semelhantes, com as amostras com porcentagens de recalque na inundação inferiores a 2,0 %, classificando-se como não colapsíveis.

Na figura 3.8 nota-se que os solos do terraço superior, CP-2, distribuem-se mais para o alto, com menores pesos específicos aparentes secos, pertencendo, a maior parte, à região considerada como de solos colapsíveis, segundo Gibbs e Bara (1962), Priklonskij (1952), Código de Construções da URSS e Feda (1966). Algumas amostras, com porcentagens de recalque na inundação inferiores a 1 % e 2 %, classificaram-se como colapsíveis, segundo esses autores.

Novamente, o critério de Denisov (1951) classificou os solos como tendo comportamento intermediário, entre os altamente colapsíveis e os não colapsíveis, havendo apenas um ponto pertencente a área considerada de alta instabilidade. Paradoxalmente, esta amostra apresentou porcentagens de recalque na inundação inferiores a 1,0 %.

Uma das amostras classificou-se como expansiva, segundo Priklonskij (1952) e Feda (1966), comportamento que não foi observado durante os ensaios, sendo esta classificada como não colapsível, com porcentagens de recalque na inundação inferiores a 0,1 %.

#### a.2. Peso específico aparente seco e teor de umidade natural

Nota-se nas figuras 3.9 a 3.11 que os solos do CP-1 e CP-2 são classificados como susceptíveis à variação volumétrica segundo o critério do Bureau of Reclamation e de Mello (1973).

Os resultados dos graus de compactação das amostras provenientes do terraço intermediário, CP-1, fica

ram prejudicados por terem sido extrapolados a maioria dos valores dos pesos específicos aparentes secos máximos dos ensaios de compactação de Proctor, de solos considerados semelhantes, conforme a figura 3.9. No entanto, os valores que não foram extrapolados apresentaram resultados bastante coerentes, como aconteceu no caso dos poços nºs 1 e 2.

Comparando-se as figuras 3.10 e 3.11, observa-se que os solos ensaiados no laboratório em São Paulo, das amostras pertencentes ao terraço superior, apresentam graus de compactação inferiores àqueles obtidos nos poços.

Calculando-se os graus de compactação médios obtém-se, para os solos ensaiados em São Paulo,  $GC = 77,5 \%$  e para os ensaiados na obra,  $GC = 80,7 \%$ , com desvios de umidade ótima semelhantes.

O processo de obtenção do peso específico do solo na obra era a cravação de um cilindro de ponta biselada, no solo arenoso natural, com a consequente compactação do mesmo devido a compactidade média a fofa em que se encontravam os solos da região. A única amostra que se apresentou no estado compacto, mostrou uma diminuição de peso específico devido à cravação do cilindro, com a consequente queda do valor do grau de compactação, como mostram as figuras 3.10 e 3.11.

Foi notado que uma das amostras do CP-2, a de número 3, teve seu teor de umidade aumentado, provavelmente devido a defeitos de embalagem e armazenamento em câmara úmida, procedimento normalmente adotado para conservação das amostras.

Os processos de identificação mostraram-se bastante coerentes com os resultados das porcentagens de recalque na inundação, evidenciando que o peso específico aparente seco é um bom indicador, quando comparado com o peso específico aparente seco máximo do ensaio de Proctor Normal.

### a.3. Microscopia eletrônica

Com o intuito de procurar entender a instabilidade



de estrutural dos solos do PRODAIJ, as amostras foram submetidas a uma análise através de um microscópio eletrônico de varredura ("scanning" ou "stereoscan").

Os corpos de prova utilizados foram todos secos ao ar, fraturados por tração e/ou flexão, ficando com dimensões aproximadas a 1 cm. Recobriu-se a superfície do corpo de prova com duas finas películas, uma de carbono e outra de ouro, com espessura de poucos angstroms. Durante a inspeção no microscópio o solo fica sujeito à vácuo ( $10^{-3}$  mm Hg a  $10^{-5}$  mm Hg), razão pela qual este deve estar isento de água intersiticial, o que no caso é uma limitação do processo, já que a água desempenha papel preponderante em solos colapsíveis.

As fotos 1 a 6, apresentam alguns exemplos das estruturas observadas dos solos do CP-1 e CP-2, destacando-se as fotos 3 e 4, onde foi inspecionada a mesma amostra, antes e após o ensaio oedométrico de colapsividade. Nota-se que houve um "fechamento" da estrutura do solo, devido à tensão aplicada de  $1,060 \text{ kgf/cm}^2$  e posterior inundação, apesar das operações de preparo (alívio de tensões, secamento, corte e vácuo) a que foi submetido o corpo de prova.

De uma maneira geral, nota-se a estrutura porosa dos solos, evidenciando-se grãos de areia circundados por partículas de silte e argila, conglomerados de partículas, formando pontes, conforme citado por Jennings e Knight (1957), estudando solos muito parecidos aos do PRODAIJ, na África do Sul e mostrado por Collins e McGown (1974) através do uso do microscópio eletrônico de varredura.

Santos et al (1981), explicando a evolução pedológica dos solos da Formação das Vazantes, através da introdução de ferro e argila entre os grãos de quartzo, chama esta estruturação típica de "pseudo-areia", onde nota-se o envolvimento parcial dos grãos de areia por partículas menores de silte e argila, sendo raros os contatos diretos grão a grão da fração areia.

Acredita-se que neste estudo, pode ser compro-

vada a hipótese de arranjo estrutural sugerida por Casa grande (1932) apud Jennings e Knight (1957) e citada ainda por Dudley (1970) e Clemence e Finbarr (1981), como definida anteriormente.

#### a.4. Ensaio oedométrico "gêmeos"

O critério para identificação de solos colapsíveis proposto por Reginatto e Ferrero (1973), tabelas 3.2 e 3.3, mostrou-se coerente com uma das características dos solos, comprovada através da realização dos ensaios "in-situ", mais a frente comentados: a maior parte das amostras classificou-se como condicionalmente colapsível, ou seja, há necessidade de aplicação de acréscimos de cargas externas para a ocorrência do colapso no umedecimento.

Em alguns corpos de prova, o comportamento das curvas e em função do log p não possibilitou a aplicação deste procedimento, pois as pressões de colapso dos corpos de prova inundados eram superiores às das amostras no teor de umidade natural. No entanto, os ensaios oedométricos de colapsividade realizados sobre as mesmas amostras acusaram porcentagens de recalque na inundação até valores de 5,9 % (amostra 8, do CP-2).

Quatro amostras classificaram-se como verdadeiramente colapsíveis, 4, 15, 20 e 23, do CP-2, no entanto as porcentagens de recalque na inundação atingiram valores de 0,4, 3,3, 1,3 e 1,7 %, respectivamente, para tensões da ordem das tensões devidas ao peso de terra, fato este que também se verificou para as amostras consideradas condicionalmente colapsíveis como as amostras 3 e 5 do CP-1 e 10 e 19 do CP-2, com 0,7, 0,7, 3,7 e 4,3 %, respectivamente.

De uma maneira geral, mesmo as amostras classificadas como condicionalmente colapsíveis apresentaram porcentagens de recalque na inundação significativas em tensões de inundação inferiores à pressão de colapso dos corpos de prova inundados, como aconteceu nas amostras 4 e 7 do CP-1 e 19 e, 22 do CP-2 com 1,8, 1,7, 4,3 e 3,2 %, respectivamente.

respectivamente.

Ressalta-se que para as amostras condicionalmente colapsíveis do CP-1 as maiores porcentagens de recalque na inundação ocorreram para tensões superiores às pressões de colapso dos corpos de prova inundados, 4 e 7, com 8,8 e 7,1 %, respectivamente.

A grande inconveniência deste critério é a de empregar ensaios oedométricos "gêmeos", de relativa complexidade, demora e custo relativo alto, para definir, qualitativamente, sobre a potencialidade da instabilidade estrutural. Considera-se que o resultado dos ensaios oedométricos "gêmeos" ainda possa ser usado de acordo com o procedimento de Jennings e Knight (1957), mas como objetivo principal e não como secundário, apesar desses ensaios não refletirem, na maioria das vezes a trajetória de tensões de interesse, como já abordado anteriormente, no item 2.4.3.

## b. Critérios quantitativos

### b.1. Ensaio oedométrico "gêmeo"

Os ensaios oedométricos "gêmeos" foram realizados sobre todas as amostras indeformadas, sendo que duas amostras do CP-1, 2 e 8, e oito amostras do CP-2, 3, 5, 8, 9, 12, 13, 17 e 18, apresentaram comportamento diferente da quele esperado, segundo Jennings e Knight (1957), ou seja, a curva índice de vazios em função do logaritmo das tensões do ensaio inundado desde o início, ficou com índices de vazios superiores à curva do ensaio executado no teor de umidade natural, para as mesmas tensões aplicadas.

As figuras 3.12 a 3.16, apresentam algumas curvas e em função do  $\log p$  obtidas destes ensaios onde também são mostradas as deformações volumétricas correspondentes às diferenças de índices de vazios das duas curvas, para as mesmas tensões aplicadas, além dos ensaios oedométricos de colapsividade inundados em determinadas tensões, ajustadas às condições iniciais  $e_0$  e  $p_0$  da amostra

tra no campo.

As deformações obtidas através das curvas "gêmeas" (tabelas 3.2 e 3.3) foram, na maior parte das vezes, inferiores às deformações obtidas nos ensaios oedométricos de colapsividade, para as mesmas tensões aplicadas. Foram extraídas as médias para os valores definidos das deformações volumétricas de compressão dos ensaios "gêmeos", nas tensões de inundação 0,133, 0,530 e 1,060 kgf/cm<sup>2</sup>, obtendo-se, para o CP-1, 1,8 % e para o CP-2, 1,1 %. As médias, para os corpos de prova para as mesmas amostras, dos ensaios oedométricos de colapsividade, para as porcentagens de recalque na inundação, foram para o CP-1 de 2,2 % e para o CP-2 de 2,1 %.

Este fato pode ser notado nas figuras 3.22 e 3.23, onde as deformações volumétricas definem envoltórias internas àquelas dos ensaios oedométricos de colapsividade, a serem comentadas a seguir, em relação a profundidade média de retirada das amostras.

As amostras que tiveram comportamento típico de solos colapsíveis apresentaram deformações volumétricas crescentes com o aumento das tensões aplicadas (figura 3.16), algumas apresentando aumento inicial e posterior diminuição, conforme citado por Vargas (1973) e Mello (1973), conforme se mostra nas figuras 3.12 e 3.14.

A figura 3.13, mostra o comportamento de quatro corpos de prova da amostra 2 do CP-1, inundados em 3 diferentes estados de tensão, desde o início, em 0,530 e em 1,060 kgf/cm<sup>2</sup> e um deles ensaiado no teor de umidade natural.

Nota-se que o comportamento quanto a instabilidade volumétrica depende da tensão de inundação, bem como de eventuais heterogeneidades, que não são eliminadas através do ajuste às imaginadas condições iniciais dos corpos de prova,  $e_0$  e  $p_0$ . A figura 3.15 apresenta o mesmo comportamento para a amostra 9 do CP-2.

#### b.2. Ensaio oedométrico de colapsividade

A maneira de análise dos resultados destes ensaios



foi a de procurar envoltórias e tendências de comportamento, já que não se obtiveram correlações bem definidas, devido provavelmente à heterogeneidade do depósito e ao grande número de variáveis envolvidas no fenômeno.

A grandeza analisada foi a porcentagem de recalque na inundação ou coeficiente de colapso estrutural, acompanhada, quando era de caráter significativo, das deformações volumétricas calculadas para os ensaios oedométricos "gêmeos", nas correspondentes tensões de inundação (tabelas 3.2 e 3.3).

Obteve-se uma leve tendência de diminuição da porcentagem de recalque máxima na inundação com o aumento do teor de umidade natural, como mostra a figura 3.17.

Já a relação entre as mesmas porcentagens de recalque na inundação com o grau de saturação das amostras antes da inundação, apresentou uma envoltória mais representativa, com a diminuição da porcentagem de recalque na inundação a partir do grau de saturação da ordem de 50 e 60 %, como se nota na figura 3.18.

Jennings e Burland (1962) estudando as limitações do princípio das tensões efetivas para solos siltosos não saturados, concluíram, experimentalmente, que havia um grau de saturação abaixo do qual o colapso se tornava evidente e este valor era da ordem de 50 %, entre os valores de 42,5 e 68,4 %, onde ocorreram e não ocorreram colapso, respectivamente, para ensaios de compressão hidrostática ("all-around compression tests").

Lloret e Alonso (1980) afirmam que esse grau de saturação, chamado de crítico, abaixo do qual não é válido o princípio das tensões efetivas segundo Bishop (1960), devido a ocorrência do colapso, varia em função do tipo de solo, ficando em torno de 85 % para argilas e siltes argilosos, 50 % para siltes e areias finas e 20 % para areias.

Vários autores, dentre eles, Aragão e Melo (1982) encontraram relações definidas entre o peso específico aparente seco e a porcentagem de recalque na inundação,

o que não aconteceu como mostra a figura 3.19. Novamente a idéia de uma envoltória foi aplicada, revelando a tendência já esperada, de uma diminuição da porcentagem de recalque na inundação com o peso específico aparente seco. Nota-se que os solos do terraço intermediário, CP-1, mostraram-se com valores mais altos de pesos específicos aparentes secos do que os solos do terraço superior, CP-2, em função das características mais arenosas dos primeiros, mas nem por isso perdendo o caráter colapsivo.

As porcentagens de recalque na inundação não apresentaram relações definidas com as tensões de inundação dos corpos de prova, como mostram as figuras 3.20 e 3.21, respectivamente, para o CP-1 e CP-2. Houve a tendência de ocorrerem menores deformações para as tensões de 0,133 kgf/cm<sup>2</sup> nos solos do terraço intermediário e superior, devido a esta tensão ser inferior à tensão vertical calculada devido ao peso de terra sobre as amostras, com exceção das amostras 5, 17 e 19 do CP-2, pois a amostra 1 do CP-2, apresentou tensão vertical calculada devido ao peso de terra, inferior a 0,133 kgf/cm<sup>2</sup>. Esse fato vem ajudar a comprovar a observação formulada no sub-item a.4, do item 3.7.2, de haver a necessidade de imposição de acréscimos de tensões externas, para a ocorrência do colapso, quando do aumento do grau de saturação do solo.

Nos solos do CP-1 houve ligeira tendência, nas amostras classificadas de solo transportado pouco laterizado, de aumento das deformações com a tensão de inundação dos corpos de prova.

Não foram realizados ensaios oedométricos de colapsividade com tensões de inundações superiores a 1,060 kgf/cm<sup>2</sup>, estabelecendo-se níveis de tensões correspondentes aos máximos pesos de terra existentes sob os aterros do PRODAIJ. Tais ensaios poderiam ser melhor comparados com os ensaios oedométricos "gêmeos", que chegaram a tensões de 25,5 kgf/cm<sup>2</sup>.

A variação da porcentagem de recalque na inundação em função da profundidade média de retirada das amostras apresentou, tanto para os solos do CP-1 como do CP-2, nítida tendência de diminuição com o aumento da profundi

dade.

O próprio perfil geológico-geotécnico apresentava em profundidade, na Formação das Vazantes, o solo transportado não laterizado constituído de uma areia fina, praticamente pura, muito compacta, em profundidades superiores a 8,0 m, indicando não se tratar de um solo estruturalmente instável, portanto, limite inferior da ocorrência do fenómeno.

Na figura 3.22, para os solos da região do CP-1, observa-se que as envoltórias das deformações máximas, tanto para os ensaios oedométricos de colapsividade quanto para os ensaios oedométricos "gêmeos" considerados nas tensões de 0,133, 0,530 e 1,060 kgf/cm<sup>2</sup>, apresentam tendência a diminuição com a profundidade média de retirada das amostras.

Integrando-se as envoltórias das deformações em profundidade estimou-se um recalque máximo da ordem de 15,8 cm para os aterros do CP-1, devido ao umedecimento das fundações, calculando-se pelos ensaios oedométricos de colapsividade, e de 12,3 cm pelos ensaios oedométricos "gêmeos". A integração se iniciou na profundidade de 0,5 m, espessura esta correspondente à raspagem efetuada para a retirada do solo superficial orgânico, para o início da construção dos aterros do canal principal número 1, CP-1.

A integração das envoltórias de deformações máximas ao longo da profundidade, para os solos do CP-2, figura 3.23, resultou, para os ensaios oedométricos de colapsividade em 33,5 cm de recalque e em 12,2 cm, para os ensaios oedométricos "gêmeos". Interessante notar, além da proximidade dos recalques calculados para os ensaios oedométricos "gêmeos", nos dois terraços, que a forma das envoltórias para os solos do CP-1 têm formatos semelhantes, figura 3.22, bem como as do CP-2, figura 3.23.

Apesar de várias amostras ensaiadas não apresentarem resultados compatíveis com os esperados, segundo Jennings e Knight (1957), através da realização de ensaios oedométricos "gêmeos", devido provavelmente à hete

rogeneidade dos corpos de prova, os resultados que puderam ser utilizados revelaram comportamentos bastante aproveitáveis e similares aos ensaios oedométricos de colapsividade, contrariando as análises até então realizadas por Wolle et al (1981) e Benvenuto et al (1981).

Segundo Jennings e Knight (1957) apud Clemence e Finbarr (1981), as magnitudes das porcentagens de recalque na inundação classificam os solos do CP-1 e CP-2, em relação ao grau da colapsividade, como "moderadamente problemáticos" a "problemáticos".

Segundo Vargas (1978), os solos de ambos os terraços apresentam coeficiente de colapso estrutural superior a 0,02, sendo considerados solos colapsíveis.

Pode-se observar que o desenvolvimento da colapsividade ao longo da profundidade se dá de maneira diferente para os solos do CP-1 e CP-2, como mostram os formatos das envoltórias, devido às diferentes evoluções pedológicas dos solos dos dois terraços.

No terraço intermediário apresentam maiores deformações devido ao colapso, os solos transportados pouco laterizados, STPL, do que os solos transportados muito laterizados, STML, como mostra a figura 3.24. onde os primeiros atingem porcentagens de recalque na inundação de até 8,8 % e os segundos 1,7 %.

O solo superficial, SS, que aparece somente no terraço superior apresenta porcentagens máximas de recalque na inundação da ordem de 5,2 % de 1,20 a 3,20 m de profundidade, decrescendo a partir daí, como se apresenta na figura 3.25.

Já na figura 3.26, agrupam-se os solos transportados muito e pouco laterizado, STML e STPL, respectivamente, do terraço superior, notando-se que as maiores porcentagens de recalque na inundação foram obtidas nas amostras classificadas como muito laterizadas, chegando a valores de 5,9 %, enquanto para os solos transportados pouco laterizados esta porcentagem chegou a 3,4 %.

Nas figuras 3.24 a 3.26, foram tentadas relações



da variação das porcentagens de recalque na inundação dos ensaios oedométricos de colapsividade com a classificação unificada dos solos e a origem pedológica das amostras, não obtendo-se indícios de relações definidas, apenas algumas constatações que são listadas abaixo.

- 19) As classes SC e ML, segundo a classificação unificada, foram encontradas no solo superficial, SS, no terraço superior, havendo a tendência de um aumento da porcentagem máxima de recalque na inundação e um posterior decréscimo, em relação à profundidade (figura 3.25), principalmente na classe SC. As unidades pedológicas onde este fato aconteceu foram a LVd<sub>2</sub> e Ce<sub>2</sub>, respectivamente, latossolo vermelho amarelo distrófico e cambissolo eutrófico.
- 20) No solo transportado muito laterizado, no CP-2, a classe SC apresentou a tendência de aumento da porcentagem de recalque na inundação até 4,0 m de profundidade na unidade pedológica AQd, areias quartzosas distróficas, figura 3.26. A classe SC encontrada no solo transportado pouco laterizado, na unidade pedológica AQd apresentou porcentagem de recalque, praticamente, constante entre as profundidades de 3,0 a 7,0 m.
- 30) Não se obteve nenhuma relação para os solos do terraço intermediário, CP-1, a não ser aquelas já comentadas (figura 3.24).
- 40) De uma maneira bem geral e em primeiro grau de aproximação, os solos da classe SC foram os que apresentaram as maiores porcentagens de recalque na inundação, dentre os poucos laterizados no terraço intermediário e os muito laterizados e superficiais no terraço superior. A classe ML ocorreu apenas no solo superficial do terraço superior, apresentando os mesmos níveis de porcentagem de recalque na inundação que a classe SC, do mesmo horizonte.

59) Algumas evidências geopedológicas apresentadas nos relatórios nºs 10.335 (1978) e 12.705 (1979) do IPT, e por Salomão (1982), podem explicar, aproximadamente, o desenvolvimento da colapsividade dos solos da região, dos terraços intermediário e superior, em relação à profundidade. Esta tentativa de explicação deve ser considerada como preliminar, dependendo de comprovações experimentais e trabalhos integrados das disciplinas envolvidas, geologia, pedologia e geotecnia.

Inicialmente, deve ser considerado que existe uma diferença relativa na idade dos diferentes terraços aluvionares, inferior, intermediário e superior. A medida que se afasta do curso do rio São Francisco a idade do depósito aluvionar aumenta, de modo que o terraço inferior é de origem praticamente atual e os terraços intermediários e superior são, proporcionalmente, mais antigos. O terraço inferior apresenta a predominância de sedimentos argilosos enquanto os terraços intermediário e superior constituem-se, basicamente, por sedimentos arenosos, havendo uma relação direta entre a idade relativa dos depósitos de solo e o estágio evolutivo pedológico. As características morfológicas ao longo dos perfis do depósito aluvionar sugerem que o processo de laterização tenha se desenvolvido após a deposição dos sedimentos.

Assim, nos terraços inferior e intermediário, distribuem-se solos aluviais e areias quartzosas, enquanto que no terraço superior observa-se a presença de solos mais desenvolvidos, caracterizados pelos latos solos e cambissolos. No terraço superior ocorre um solo que foi classificado como areia quartzosa distrófica (AQd), porém que apresenta características morfológicas do perfil diferentes da mesma unidade pedológica classificada no terraço intermediário. Isto se deve à ocorrência, na unidade pedológica classificada como areia quartzosa distrófica no terraço superior, de um horizonte superficial muito pobre em argila e ferro, constituído de areia quartzosa e que, em certas condições, pode atingir espessuras de mais

de 1,0 m. Logo abaixo encontra-se a presença de um material progressivamente mais argiloso e muito laterizado, com espessura superior, às vezes, a 10,0 m. As hipóteses formuladas para a ocorrência dessa camada de areia pura superficial são: remoção seletiva da argila pela água de chuva ou o recobrimento mecânico por erosão, após a laterização do depósito aluvionar. Somente estudos futuros poderão interpretar melhor o mecanismo de formação dessa camada de areia.

O fenômeno de colapsividade dos solos da região de Jaíba pode ser explicado como resultado da ferratilitização dos horizontes superficiais, formando a estrutura porosa e colapsível. Esta ferratilitização corresponde ao processo de enriquecimento em argila e ferro do depósito aluvionar, através de transporte lateral em solução, e vertical, devido ao efeito da capilaridade e às oscilações do lençol freático. Estas características são muito mais acentuadas nos solos distribuídos sobre o terraço aluvionar mais antigo, o superior, do que no terraço intermediário, onde o fenômeno é menos intenso. Assim a ferratilitização gerou a estruturação e homogeneização do solo, que se caracteriza pelos arranjos porosos entre partículas, onde o ferro e a argila foram introduzidos entre os grãos de quartzo, resultando num tipo de estruturação conhecida como "pseudo-areia".

Este efeito de evolução pedológica diferenciada dos solos do terraço intermediário e superior, justificaria as diferenças existentes entre as envoltórias das máximas porcentagens de recalque na inundação em função da profundidade, conforme as figuras 3.22 e 3.23, refletindo a classificação do solo quanto a intensidade de laterização, como já apresentado.

Não foi possível, no entanto, comparar a intensidade da colapsividade com as classificações quanto ao grau de laterização nos dois terraços, devido a diferença de estágio de evolução pedológica em que ambos se encontram, sendo possível analisar o desenvolvimen

to da colapsividade nos perfis individuais de cada terraço aluvionar.

Assim, no terraço intermediário, o solo transportado muito laterizado apresenta-se com maior concentração de argila e ferro, com textura mais argilosa que o horizonte superior, e coloração variando de amarela, vermelha e cinza, refletindo a heterogeneidade do horizonte. O solo transportado pouco laterizado apresenta textura e estruturação mais homogênea, com pouca argila e ferro, com coloração vermelho amarelada. Estas características se refletem na envoltória das máximas porcentagens de recalque na inundação onde o horizonte pouco laterizado apresenta maiores valores para as porcentagens de recalque na inundação até uma profundidade da ordem de 2,0 m, quando então há uma redução gradativa da porcentagem de recalque na inundação com a profundidade, no solo transportado muito laterizado, como está mostrado na figura 3.22.

No terraço superior o solo superficial apresenta-se com coloração e textura homogênea, onde nota-se a redistribuição máxima de ferro e argila, homogeneizando e estruturando o perfil. O solo transportado muito laterizado que ocorre neste terraço é menos homogêneo em termos texturais e de coloração, apresentando alta concentração de argila e ferro, dispersamente distribuída no perfil, formando uma estrutura porosa. Apresenta uma coloração vermelha com manchas claras cuja intensidade aumenta gradativamente em profundidade. O solo transportado pouco laterizado nesse terraço apresenta apenas em sua porção superior, indícios de concentração de argila e ferro, com coloração com predominância do cinza claro. Os resultados dos ensaios oedométricos de colapsividade das amostras provenientes destes horizontes apresentaram as máximas porcentagens de recalque na inundação crescente até a profundidade de cerca de 4,0 m, conforme a figura 3.23, principalmente devido aos resultados dos ensaios das amostras do solo superficial e do solo transportado muito laterizado. A partir des



ta profundidade estas deformações apresentaram ten  
dência a diminuição, em função dos resultados dos en  
saios das amostras provenientes do solo transportado  
pouco laterizado.

De uma maneira geral, nota-se que o maior desenvolvime  
nto pedológico do solo do terraço superior, au  
mentou o efeito da colapsividade em profundidade, qu  
ando comparado com os resultados obtidos dos ensaios das  
amostras provenientes do terraço intermediário. Estas  
considerações carecem de estudos dirigidos complementa  
res para serem comprovadas, sendo aceitáveis como  
uma primeira idéia do desenvolvimento da colpasividade dos  
solos da região.

### b.3. Ensaio oedométricos especiais

Três ensaios oedométricos especiais foram realiza  
dos de maneira a enriquecer o entendimento do mecanism  
o de colapso dos solos do terraço intermediário, CP-1,  
nas amostras 4 e 7, através de ciclos de carga e descarga  
, antes de se proceder à inundação dos corpos de prova.

O primeiro ensaio sobre um corpo de prova da amostra  
4, constou de carregamento, no teor de umidade natu  
ral, até a tensão de 1,060 kgf/cm<sup>2</sup>, sendo a seguir des  
carregado, até a tensão de 0,133 kgf/cm<sup>2</sup>. Nesta tensão o  
corpo de prova foi inundado, apresentando fraca tendên  
cia à expansão, com deformação volumétrica da ordem de  
0,1 %.

O segundo ensaio sobre um corpo de prova da amostra  
7, constou do mesmo procedimento, resultando na mes  
ma tendência à expansão, na inundação, com deformação vo  
lométrica da ordem de 0,1 %.

O terceiro ensaio sobre um corpo de prova da amostra  
7, constou de carregamento, no teor de umidade natu  
ral até 1,060 kgf/cm<sup>2</sup>, descarregamento até a tensão de  
0,133 kgf/cm<sup>2</sup>, carregamento até a tensão de 0,530 kgf/cm<sup>2</sup>  
e inundação do corpo de prova, resultando em uma porcen  
tagem de recalque de inundação de 2,2 %.

Os ensaios oedométricos de colapsividade, realizados sobre as amostras 4 e 7, nas tensões de inundação de  $0,133 \text{ kgf/cm}^2$ , resultaram em porcentagens de recalque na inundação de 0,2 e 0,4 %, respectivamente, valores que podem ser considerados baixos. A porcentagem de recalque na inundação do corpo de prova da amostra 7, na tensão de inundação de  $0,530 \text{ kgf/cm}^2$  foi de 1,7 %.

Os resultados indicam que o ciclo de carga e descarga até  $1,060 \text{ kgf/cm}^2$  não foi suficiente para provocar alteração na estrutura instável do solo, havendo apenas uma redução das deformações, quando inundaram-se os corpos de prova na tensão de  $0,133 \text{ kgf/cm}^2$ , já que ao se inundar o corpo de prova da amostra 7 na tensão de  $0,530 \text{ kgf/cm}^2$ , a deformação provocada por colapso foi da mesma ordem de grandeza do respectivo ensaio oedométrico de colapsividade, inundado na mesma tensão.

A busca de uma tensão mínima na qual seria possível alterar a estrutura instável dos solos sem a necessidade de inundação com água, não foi pesquisada por falta de recursos e tempo na época. No entanto, pode-se pelo menos afirmar com base nos resultados dos ensaios oedométricos "gêmeos" dos corpos de prova das amostras 16 a 23 do CP-2, ensaiados no teor de umidade natural e inundados após o descarregamento em  $0,133 \text{ kgf/cm}^2$ , que esta tensão seria inferior a  $25,5 \text{ kgf/cm}^2$ , tensão máxima alcançada nos ensaios oedométricos. Na inundação dos corpos de prova no descarregamento, na tensão de  $0,133 \text{ kgf/cm}^2$ , não se observaram deformações de compressão, e 3 amostras mostraram tendência a expansão, amostras 20, 22 e 23.

Dudley (1970) apresenta solos da Califórnia que após serem submetidos a tensões normais de  $8,0 \text{ kgf/cm}^2$  apresentaram no descarregamento e posterior inundação do corpo de prova, 15 % de porcentagem de recalque na inundação.

Provavelmente, a tensão vertical mínima que provoca o colapso sem a inundação do solo, deve estar relacionada com a pressão de colapso, introduzida por Reginato e Ferrero (1973).

Uma análise qualitativa realizada através de difração de raios-X em uma amostra de solo do terraço intermediário classificada como SC, solo este utilizado como material de empréstimo para compactação dos aterros, revelou a presença de quartzo, caulinita, hematita, moscovita e nontronita. É provável que as tendências encontradas de expansão em algumas amostras sejam devido a maiores concentrações do argilo-mineral montmorilonítico nontronita, em determinadas porções do solo.

#### b.4. Ensaio de resistência

A interpretação dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto disponíveis foi dificultada devido à maioria dos ensaios terem sido realizados na ida, no teor de umidade natural e na volta, inundados, introduzindo efeitos que não puderam ser separados, ou seja, a resistência da estrutura original, e a resistência residual do solo inundado.

Os únicos ensaios de cisalhamento direto realizados sobre corpos de prova inundados e não inundados das mesmas amostras, não apresentaram quedas dos parâmetros de resistência, amostras 2 e 3 do terraço intermediário, revelando um comportamento essencialmente arenoso, com ângulo de atrito interno de 30 e 31°, respectivamente, sob tensões normais de 0,5, 1,5 e 3,0 kgf/cm<sup>2</sup>.

Os outros ensaios de cisalhamento direto foram realizados sobre as amostras 4 a 9 do CP-1 e 11 a 14 do CP-2, sendo os corpos de prova levados à ruptura na ida, no teor de umidade natural e após inundados, levados à ruptura na volta do ensaio.

As deformações verticais, provocadas pela inundação dos corpos de prova, antes de se iniciar a volta nos ensaios de cisalhamento direto, variaram de 2 a 19 %, refletindo a estrutura de caráter colapsivo dos corpos de prova após a ruptura a seco.

Para a interpretação adequada da influência da colapsividade na resistência do solo, notou-se a ausên-

cia de ensaios que revelassem as características da resistência residual, sem a introdução de variáveis de difícil controle, como aconteceu no caso.

Foi observada a queda da resistência do solo na ruptura realizada na volta do ensaio, com o corpo de prova inundado, para todas as séries de ensaios de cisalhamento direto realizados desta maneira. Alguns valores médios típicos são listados abaixo:

AMOSTRA	TENSÕES NORMAIS (kgf/cm <sup>2</sup> )	IDA (seco)		VOLTA (inundado)	
		c coesão (kgf/cm <sup>2</sup> )	φ ângulo de atrito	c coesão (kgf/cm <sup>2</sup> )	φ ângulo de atrito
4-CP-1	0,5; 1,5; 3,0	0,85	26°	0,00	31°
5-CP-1	0,5; 1,5; 3,0	0,85	37°	0,00	32°
7-CP-1	0,5; 1,5; 3,0	0,50	32°	0,00	30°
12-CP-2	0,5; 1,0; 2,0	0,15	34°	0,05	32°
14-CP-2	0,5; 1,0; 2,0	0,30	25°	0,00	33°

### 3.8. Ensaio "in-situ"

Para se aquilatar a magnitude dos recalques, provocados pelo colapso da estrutura instável dos solos no umedecimento, de maneira a aferir os resultados dos estudos de laboratório, foram concebidos e realizados dois ensaios "in-situ".

O primeiro ensaio constou da execução de um aterro dentro de uma cava rasa, escavada sobre o terreno natural, que foi mantida com água, acompanhando-se os recalques através de instrumentação. Este ensaio se desenvolveu no terraço intermediário ao lado do canal principal nº 1, CP-1 e denominou-se ensaio de cava.

O segundo ensaio foi o tanqueamento de um trecho experimental de canal de cerca de 300 m, ou seja a manutenção de água entre as banquetas de aterro do canal sem revestimento e acompanhamento dos recalques através de instrumentação. Esse trecho experimental foi realizado no terraço intermediário, sendo parte do canal principal nº 1, CP-1. Este trecho foi denomi



nado trecho piloto.

Não foram realizados ensaios "in-situ" nos solos do terraço superior, região do canal principal nº 2, CP-2.

### 3.8.1. Ensaio de cava

#### a. Descrição do Ensaio

O ensaio de cava foi realizado na estaca 344 do canal principal nº 1, a 20 m do lado direito do eixo do canal.

Para a realização deste ensaio foi aberta uma cava no terreno natural, com 10 m por 20 m, de profundidade média de 0,30 m, através de raspagem do solo superficial orgânico.

Na região central da cava foi colocado um tapete de brita com espessura de 20 cm e, por sobre o mesmo, um aterro compactado com a passagem de trator de esteira tipo D7, resultando em uma altura máxima de 3,80 m. Este tapete tinha a função de garantir a penetração da água sob o aterro, facilitando o umedecimento das fundações. O aterro ficou com peso específico de 2,080 kgf/cm<sup>3</sup> e teor de umidade de 9,0 %.

A seguir foram instalados medidores de recalque, no interior do aterro, em sua superfície e na superfície do terreno, dentro da cava ao lado do aterro, que foram acompanhados através de nivelamento topográfico.

A figura 3.27, apresenta a geometria da cava e do aterro que compunham o ensaio e a posição dos medidores de recalque.

Foram instalados 5 medidores de recalque superficiais, de A a E e 6 medidores de recalque profundos, de M1 a M6.

A operação de enchimento da cava com água, que se denominou de tanqueamento, foi realizada durante 16 dias de forma irregular, sem a manutenção do nível d'água dentro da cava e durante mais 5 dias de forma permanente.

A figura 3.28, apresenta os recalques, observados durante o ensaio, dos medidores de recalque que acusaram subsidências, C e M2 a M5. Nos demais medidores não foram observados recalques.

O recalque máximo observado foi de 3,3 cm, dos medidores M2, M4 e C, registrando-se 2,9 e 2,8 cm nos medidores M3 e M5, respectivamente.

Para efeito de verificação das condições iniciais e finais de umidade do terreno de fundação foram realizadas duas sondagens a trado com determinação do teor de umidade natural de 0,5 em 0,5 m, uma ao lado da cava antes do início do ensaio e outra após a secagem superficial da cava, dentro da mesma. A diferença porcentual entre o grau de saturação final e o inicial em relação ao grau de saturação inicial,  $(S_f - S_i)/S_i \times 100\%$ , variou de 29 a 47 %, até a profundidade de 5,0 m, considerando que os solos se apresentassem com índices de vazios muito próximos, nas mesmas profundidades.

#### b. Análise dos resultados

Os medidores de recalque que ficaram fora da influência direta do aterro não recalçaram comprovando a necessidade de imposição de acréscimo de carga vertical para a ocorrência do colapso na inundação. O aterro recalçou monoliticamente, na região da cava, sem influências em suas adjacências, muito similar ao observado por Morretto et al (1963) em ensaios de placa sobre depósitos de solos de origem eólica, onde assemelhou o comportamento da placa ao de um pistão, que avança de acordo com a redução do volume do solo, sem provocar maiores deformações laterais.

Os recalques medidos foram inferiores aos valores máximos estimados através dos ensaios de laboratório, em virtude, primeiro de um umedecimento deficiente do solo, como evidenciam os resultados dos teores de umidade das sondagens a trado. O grau de saturação do solo do terraço intermediário em condição natural, variou de 15 a 51 % para as amostras indeformadas dali retiradas, evidenciando

que o acréscimo observado de 29 a 47 % do grau de saturação inicial, não foi suficiente para a saturação do subsolo. Este fato já era esperado uma vez que, por percolação vertical livre, dificilmente conseguir-se-á a saturação de um solo.

Em segundo lugar a maneira como foi construído o aterro, transversalmente à maior dimensão da cava, com grande parte de sua extensão apoiada em região fora da cava, propiciou o chamado efeito de arqueamento, que se caracterizou pela redistribuição das tensões aplicadas em superfície para fora da região da cava, quando da ocorrência dos recalques centrais. Acrescente-se o fato do aterro apresentar características de grande rigidez com grau de compactação em torno de 100 % e teor de umidade em torno do teor de umidade ótimo do ensaio de Proctor Normal, o que aumenta o efeito de arqueamento.

Um efeito interessante, citado por Bally et al (1965), que pode ter contribuído para explicar as pequenas deformações observadas no ensaio da cava é a resistência que se desenvolve no contato entre a massa de solo com maior grau de saturação, sob o aterro, e o solo circundante não saturado, portanto não sujeito a deformações. A formação de uma figura geométrica do tipo de um tronco de pirâmide ou de um "cone", de solo com maior grau de saturação sob a cava, apresentaria deformações verticais somente quando as condições gerais de equilíbrio entre esse "cone" e a zona circundante não saturada, atingissem o estado crítico, ou seja a ruptura. Assim, a magnitude dos recalques estaria condicionada a largura e ao comprimento da cava, além da forma da superfície livre de percolação no solo, em torno do ensaio. Se a superfície livre de percolação se caracterizasse por um fluxo essencialmente vertical, a resistência entre as massas com maior grau de saturação e não saturada do solo seria, provavelmente superior às tensões cisalhantes introduzidas pelo peso do aterro e da massa de solo, por onde percola a água, e as deformações não ocorreriam, ou seriam reduzidas. Caso contrário, com o aumento do volume da massa de solo sujeita à perco-



lação, ou seja, com uma superfície de percolação livre inclinada, no sentido de se afastar do centro da cava, haveria maior volume de solo umedecido, com pequeno aumento da área da superfície livre de percolação e assim os recalques poderiam ser mais pronunciados.

A fase do ensaio que se denominou de tanqueamento intermitente foi aquela em que a cava não permaneceu com lâmina d'água, chegando a ficar totalmente seca por mais de um dia. Quando se reiniciava o enchimento da cava, procurava-se remover a camada superficial de finos que se depositava no fundo da cava, dificultando a penetração da água. Este procedimento só pode ser realizado na região fora do aterro, ficando a camada de brita sob o aterro inacessível, para a melhoria das condições de percolação. Este fato deve ter contribuído para dificultar a saturação do solo sob o aterro.

Na fase de tanqueamento permanente, praticamente não se observaram movimentações adicionais, tendo se concretizado a maior parte dos recalques nos 17 dias de tanqueamento intermitente.

### 3.8.2. Ensaio do trecho experimental do canal

#### a. Descrição do ensaio

Procurou-se quantificar os recalques devidos a instabilidade estrutural dos solos, além de estudar possíveis formas de tratamento para as fundações dos canais do PRODAIJ, com a escolha de um trecho do canal principal nº 1, CP-1, entre as estacas 192 e 207, para servir de trecho experimental.

Este trecho de canal apresentava um perfil longitudinal no qual a altura de aterro variava de 0,0 a 5,0 m, em função das características topográficas do terreno e do traçado do fundo do canal. A figura 3.29, apresenta o perfil geológico-geotécnico longitudinal do trecho experimental.

Foram escolhidas 5 seções transversais para se-



rem instrumentadas com a finalidade de se acompanhar as subsidências e as variações do lençol freático durante o tanqueamento, nas estacas 194, 199, 201, 204 e 206.

O procedimento para a construção das banquetas de aterro foi o mesmo empregado para a construção do canal principal nº 1, onde antes do início da construção do aterro procedia-se a raspagem do solo superficial orgânico numa espessura aproximada de 0,50 m. Projetou-se uma mudança na geometria das banquetas dos aterros, que, internamente ao canal, resultou em um aterro realizado sem controle de compactação, para servir de sobrecarga para provocar os recalques de fundação, quando do enchimento do trecho piloto. Após o ensaio, esse material seria removido, restando o aterro compactado com controle rigoroso, para receber o revestimento de concreto.

A figura 3.30, apresenta a geometria das seções transversais e a instrumentação utilizada. Foram instalados medidores de recalque superficiais e profundos, com o intuito de verificar a tendência de diminuição da porcentagem de recalque na inundação, como observado nos ensaios de laboratório. Foram também instalados piezômetros tipo Casagrande modificado, "stand pipe", com o objetivo de se controlar a variação do lençol freático.

Os medidores de recalque e os piezômetros foram construídos na própria obra, através de materiais disponíveis no canteiro, de maneira a reduzir o seu custo, sendo o controle de recalques realizados através de nivelamento topográfico de precisão.

O trecho piloto ficou 5 meses, após a sua construção e instrumentação, sem receber água, não tendo sido detectado nenhum recalque neste período.

O tanqueamento durou 7 semanas, período no qual o nível d'água foi mantido na cota prevista em projeto, 455,50 m e os instrumentos foram lidos, inicialmente de dois em dois dias e mais para o final do ensaio de quatro em quatro dias.

Fato anormal aos procedimentos construtivos esta

belecionados ocorreu na estaca 199 onde parte do solo de fundação, durante a fase de construção do trecho, foi removido por encontrar-se umedecido por água de chuva, não propiciando a compactação das primeiras camadas do solo, devido ao fenômeno conhecido, vulgarmente, por "borrachudo". Esta condição de elevado grau de saturação nesta região do trecho piloto, acrescida da substituição de cerca de 1,5 m de solo de fundação por aterro compactado alterou os resultados dos recalques provocados por colapso na fase de tanqueamento do ensaio.

A figura 3.30, apresenta o valor do recalque máximo observado em cada instrumento e as figuras 3.31 e 3.32, mostram a evolução dos recalques e do nível d'água durante a realização do ensaio, para a estaca 194, onde ocorreram os maiores recalques.

Na figura 3.33, estão mostrados os valores dos recalques máximos observados nos medidores de recalque em função da profundidade de instalação dos instrumentos.

Na figura 3.34, estão desenhadas as curvas da evolução da velocidade de recalque em função do tempo, para os medidores de recalque, M3 do ensaio de cava e MR1 da estaca 194 do trecho piloto. Este procedimento foi adotado como apresentado por Browzin (1981) ao tratar as curvas de recalque em função do tempo de ensaios oedométricos, em solos "loéssicos".

#### b. Análise dos resultados

O trecho experimental teve de ser desativado após os 50 dias de tanqueamento, por razões econômicas e de cronograma das obras do PRODAIJ, quando numa pré-análise dos resultados, baseada na evolução dos recalques no tempo e no comportamento da percolação d'água, considerou-se que a maior parte dos recalques já haviam ocorrido, apesar de algumas curvas de recalque em função do tempo não apresentarem estabilização completa dos recalques, como mostram as figuras 3.31 e 3.32.

Os recalques máximos observados estiveram aquêm



dos valores máximos estimados através dos resultados dos ensaios oedométricos de laboratório, chegando a 7,2 cm na estaca 194, no medidor de recalque superficial MR1.

Fato curioso foi a ocorrência do maior recalque máximo no medidor de recalque superficial, onde a sobrecarga de aterro não atuava diretamente sobre o solo de fundação. Isto contraria, aparentemente o verificado nos ensaios de laboratório e no ensaio de cava, quando foi constatado que as deformações volumétricas devidas ao colapso ocorriam somente com a presença de carregamento externo, e sem induzir grandes deformações laterais. As explicações para este fato residem em dois aspectos:

- 1º) na seção transversal da estaca 194, os aterros encontram-se bastante próximos do medidor de recalque MR-1, o que ocasiona influência no estado de tensão sob o medidor de recalque, devido às tensões induzidas pelos aterros;
- 2º) durante o início da percolação d'água, no desenvolvimento da frente de saturação, a água age como sobrecarga sobre os terrenos de fundação, observando-se na frente de saturação, no terreno natural, um aumento das tensões verticais e a existência de água, propiciando a ocorrência do colapso. Na frente de saturação, de desenvolvimento, praticamente vertical, não se pode falar em termos de acréscimo de tensões efetivas devido a percolação, por serem preponderantes, no mecanismo de colapso, as tensões de sucção, desconhecidas, que mantêm a estrutura do solo estável. Supõem-se que a água reduza as resistências das ligações entre as partículas, devido ao desaparecimento dos meniscos capilares e o seu movimento vertical através do solo, contribua mecanicamente para o acréscimo de tensões verticais, tendo como consequência a quebra das ligações.

Ao se reanalisarem os resultados dos medidores de recalque superficiais do ensaio de cava não sujeitos a influência direta do aterro, perante este fato, depa-

ra-se com a reduzida lâmina de água mantida no ensaio de cava, o que diminui, principalmente nos primeiros metros de profundidade, o acréscimo de tensão vertical devido ao desenvolvimento da frente de saturação, comparando com a situação do trecho piloto na estaca 194. Esta redução pode explicar parcialmente, o motivo pelo qual não foram observados deslocamentos significativos nos medidores de recalque superficiais do ensaio de cava, além do fato do aterro do ensaio de cava influenciar menos os estados de tensões sob os medidores, em comparação com os aterros da estaca 194, muito próximos ao medidor de recalque superficial MR-1, como mostra a figura 3.30.

Os medidores de recalque sob os aterros, P5, P6, P8 e P9 na estaca 194 apresentaram recalques máximos inferiores aos observados no medidor MR1, no entanto, deve-se considerar que não é o acréscimo de tensão o único fator que comanda a magnitude do recalque. Analisando-se as curvas de evolução do recalque no tempo, nota-se que as correspondentes a esses medidores, não haviam estabilizado, provavelmente devido à maior dificuldade de umedecimento sob o aterro, em comparação com o medidor MR-1, quando o ensaio foi suspenso.

Os medidores de recalque superficiais instalados sobre os aterros indicaram que não aconteceram deformações significativas de compressão nos aterros devido ao tanqueamento do trecho de canal, observando-se recalques inferiores ou iguais aos verificados nos medidores instalados nas fundações.

Foi notada uma tendência de diminuição do valor do recalque no sentido da borda superior interna dos aterros para a borda superior externa dos mesmos, medidores superficiais de recalque P3, P1 e P4, P2, de uma maneira geral. Esta tendência se observou na direção dos aterros compactados com controle de compactação rigoroso, portanto mais rígidos, e no sentido de se afastar da região de umedecimento das fundações desses aterros, pelo menos dentro do período de tempo em que se realizou o ensaio.

Apesar da tendência de estabilização dos níveis



d'água dos piezômetros, considera-se que a elevação da li nha freática prosseguiria, principalmente na região da es taca 194, onde os níveis observados estiveram sempre abai-  
xo do das outras estacas.

O comportamento da percolação d'água nos solos de fundação de um ensaio de tanqueamento é mostrado por Gibbs e Bara (1967), trabalhando com solos classificados como SC e CL, porém muito mais colapsíveis do que os do PRODAIJ, mostrando que são necessários maiores períodos de tempo para a elevação da linha freática, tendo observado a esta bilização de recalques somente após cerca de 2 anos de observações em testes de tanqueamento no vale de San Joa-  
quin, na Califórnia. Guardadas as devidas proporções entre as condições de Jaíba e as do sul da Califórnia, acredita-  
-se que o período de tanqueamento, 50 dias, foi insuficien te para o umedecimento mais geral dos solos de fundação e pa ra a ocorrência de todos os recalques devido ao colapso dos solos.

Conforme apresentado no item 3.8.2.a. a raspagem de 1,5 m de solo natural e substituição do mesmo por ater ro compactado na região da estaca 199 ao longo da largura do canal, produziu uma redução nos recalques registrados nos medidores de recalque, em comparação aos resultados das demais seções. Como se observa, na figura 3.33 foi constatado que os recalques máximos ao longo da profundi-  
dade apresentam a tendência de diminuição, como também foi observado nos ensaios de laboratório. Assim, a remoção par cial de parte do solo mais susceptível à colapsividade re duziu os recalques nesta seção, tendo o aterro de substi-  
tuição, funcionado como "colchão" para distribuição das tensões e uniformização dos recalques. Além disso, deve-se atentar para o motivo pelo qual esse solo foi removido: a elevada umidade em que encontrava, não propiciando a com pactação das primeiras camadas dos aterros, devido a uma depressão superficial onde acumularam-se águas de chuva. Um aumento provável do teor de umidade dos solos remanes centes, deve também ter provocado uma parcela das deforma ções devidas ao colapso, durante a construção dos aterros.

Na estaca 201 observa-se que o valor do recalque máximo se dá no medidor P5, sob a banquetta esquerda de aterro, com valor de 3,5 cm. Neste caso, o medidor de recalque superficial MR-1 acusou um recalque de 0,8 cm, bem inferior ao verificado no similar da estaca 194. Três diferenças foram notadas entre as duas situações: a maior distância do instrumento MR-1 em relação aos aterros executados na estaca 201; uma escavação de cerca de 0,50 m no solo natural sob o medidor MR-1, figura 3.30; e os menores valores dos recalques nesta seção, de uma maneira geral, em relação aos da estaca 194. Esta última diferença evidencia dois fatores possíveis de terem contribuído para esta redução, que seriam: a heterogeneidade dos solos, observada nos resultados dos ensaios de laboratório e a variação nas espessuras dos horizontes de solo transportado pouco laterizado e muito laterizado no campo, cujos valores apresentados na figura 3.30 foram obtidos através de sondagens pontuais e não necessariamente, sob as seções instrumentadas.

Já na estaca 204, três placas de recalque superficiais instaladas no fundo do canal, sob praticamente as mesmas condições, apresentaram subsidências de 0,5, 0,7 e 1,2 cm, MR-1, P8 e P9, respectivamente. Nesta seção, os aterros eram baixos, estando mais afastados dos medidores, e a lâmina d'água era bem inferior às das estacas 194 e 201, 1,40 m. Neste caso, fica patente o efeito da heterogeneidade dos solos colapsíveis com respeito a intensidade do colapso.

Foi notado na estaca 204 que o medidor de recalque P7 registrou um recalque superior ao do medidor P5, mais superficial, com uma diferença entre os recalques de 0,5 cm. Deve ser esclarecido que esses medidores, numa mesma vertical na figura 3.30, não se encontram na mesma seção transversal, estando deslocados cerca de 5,0 m no sentido longitudinal do canal, o que pode justificar a diferença, aparentemente, incoerente.

O mesmo acontece com os medidores P3 e P5 da estaca 206, no entanto a diferença dos recalques é de 0,1 cm,



valor que está dentro da precisão do procedimento de leitura, além da distância entre os medidores ser de 6,5 m no sentido longitudinal do canal.

Os medidores de recalque superficiais da seção transversal da estaca 206, P9, MR-1 e P6, acusaram pequenos recalques, de no máximo 0,1 cm. A lâmina d'água nesta seção esteve por volta de 40 cm, muito próxima da lâmina d'água mantida no ensaio de cava, evidenciando que os acrêscimos de tensões provocados pela percolação de água no solo, não foram suficientes para provocar a instabilidade estrutural do solo.

De uma maneira geral, para o terraço intermediário há a necessidade de imposição de carregamentos ou solicitações externas, superiores a um mínimo não determinado neste estudo, para a ocorrência de recalques provocados pela colapsividade. Além disso, foi observada a tendência de ocorrência de maiores recalques para os maiores acrêscimos de tensões, como também constatado nos ensaios de laboratório.

Foi realizado o mapeamento das trincas superficiais mais visíveis, que ocorreram na crista dos aterros do trecho piloto após o término do ensaio, para fins de análise qualitativa, perante os recalques observados. As trincas se desenvolveram superficialmente, não tendo afetado estruturalmente os aterros, conforme verificado através da abertura de um poço, na região onde ocorreu o maior número de trincas, por volta da estaca 194.

A seguir é realizada uma comparação do recalque máximo medido no trecho piloto com os calculados através dos resultados dos ensaios de laboratório.

Wolle et al (1981) e Benvenuto et al (1981), baseados nos ensaios oedométricos de colapsividade, concluíram que o recalque máximo estimado, 15,8 cm, dividido pelo recalque máximo medido, 7,2 cm, resultou num fator de redução de 2,2. Segundo Dudley (1970), este fator varia de caso para caso e não pode ser extrapolado para outras situações, devendo ser aplicado apenas dentro das caracte

rísticas e condições de contorno em que foi obtido.

Deve ser notado que, na época da análise dos resultados dos ensaios de laboratório optou-se, perante a não obtenção de relações definidas para as porcentagens de recalque na inundação com outros parâmetros, pela estimativa de recalque através da envoltória das deformações máximas em relação à profundidade, figura 3.22. Além disso, não considerou-se os resultados dos ensaios oedométricos "gêmeos". O critério adotado para a estimativa do recalque foi o mais pessimista, de maneira a se avaliar as possíveis consequências nas obras do CP-1, o que era plenamente justificável como um critério de cálculo para projeto.

No presente estudo foram calculados os recalques através dos resultados dos ensaios oedométricos de laboratório, fazendo-se outras considerações que não aquelas das envoltórias das deformações volumétricas máximas.

Primeiramente, a média geral das porcentagens de recalque na inundação para as amostras do CP-1 foi de 1,6 %, que aplicada na máxima profundidade de retirada das amostras, resulta num recalque de 9,4 cm.

A média geral das deformações volumétricas, para tensão de até  $1,060 \text{ kgf/cm}^2$ , obtidas dos ensaios oedométricos "gêmeos" para aquelas amostras que deram resultados compatíveis com o comportamento de solos colapsíveis, foi de 1,8 %. Estas deformações multiplicadas pela maior profundidade de retirada de amostra, dentre aquelas amostras selecionadas pelo critério acima, resultou num recalque de 7,6 cm.

Uma outra maneira foi a obtenção das médias das porcentagens de recalque na inundação dos ensaios oedométricos de colapsividade, para as mesmas tensões de inundação, diferenciando as amostras provenientes dos horizontes de solo transportado muito ou pouco laterizado. Assim obteve-se:



MÉDIA DAS PORCENTAGENS DE RECALQUE NA INUNDAÇÃO		
TENSÃO VERTICAL NO ENSAIO OEDOMÉTRICO (kgf/cm <sup>2</sup> )	HORIZONTE	
	STPL (%)	STML (%)
0,133	0,3	0,6
0,530	2,3	0,6
1,060	4,9	0,7

Foram calculadas as tensões totais verticais nos centros dos horizontes STPL e STML, com espessuras de 2,0 e 3,7 m, respectivamente, valores adotados em função das profundidades de retirada das amostras. Estas tensões foram calculadas na frente de saturação, considerando um fluxo essencialmente vertical e não considerando o efeito da capilaridade que age na frente de saturação, resultando em pressão neutra igual a zero. Foram também considerados no centro destes horizontes os acréscimos de tensões devidos à influência dos aterros, adotando-se a geometria da estaca 194, sob uma vertical passando pelo medidor de recalque MR-1.

Os valores das porcentagens de recalque na inundação foram interpolados dos valores acima, para cada horizonte e aplicados nas espessuras dos mesmos, resultando em 8,0 cm de recalque final.

Resumindo, em função do método de cálculo adotado teríamos para o valor calculado do recalque:

- envoltória dos ensaios oedométricos de colapsividade . . . . . 15,8 cm
- envoltória dos ensaios oedométricos "gêmeos" . . . . . 12,3 cm
- média dos resultados dos ensaios oedométricos "gêmeos" . . . . . 7,6 cm
- média dos resultados dos ensaios oedométricos de colapsividade . . . . . 9,4 cm
- variação das deformações nos horizontes STPL e

STML, na posição do MR-1 na estaca 194 . . . . 8,0 cm

O valor do recalque máximo observado no medidor de recalque MR1, na estaca 194, foi de 7,2 cm, como já apresentado, inferior aos calculados pelos diferentes procedimentos.

A variação obtida para o valor do recalque calculado mostra que é necessário um conhecimento real do comportamento da colapsividade em função das características dos solos e das grandezas e parâmetros envolvidos, ficando qualquer consideração a respeito de fatores de redução ou de majoração restrita a limitações de número de dados e hipóteses simplificadoras, não refletindo necessariamente distorções de comportamento dos solos, sob condições de laboratório e de campo.

Como limitação teórica, deve ser considerado o princípio das tensões efetivas aplicado a solos não saturados, assunto que vem suscitando análises variadas, principalmente em função do fenômeno da colapsividade, Jennings e Burland (1962), Mathyas e RadhaKrishna (1968), Fredlund e Morgenstern (1977) e Lloret e Alonso (1980).

Assim a tendência de análise tem sido em relação a estados de tensões totais, procurando-se definir o comportamento da colapsividade através das tensões aplicadas, como realizado por Zur e Wiseman (1973), que analisam o efeito de tensões cisalhantes na magnitude dos recalques provocados por colapso.

Kane (1973) analisa o fenômeno com base no princípio das tensões efetivas segundo Bishop (1960) e conclui que o fenômeno de colapso se caracteriza por um microcisalhamento das ligações da estrutura instável dos solos, que teria por envoltória de resistência a envoltória em tensões efetivas do próprio solo. Assim, tenta compreender o mecanismo de colapso através de um rigoroso processo de produção de todas as componentes das tensões efetivas, que contribuem para o fenômeno, como afirma Aitchison (1973), em seu relato.

Outro aspecto observado foi a evolução dos recal



ques no tempo durante a saturação dos solos, conforme Browzin (1981), que analisa a variação da velocidade de recalque em função do tempo. Segundo esse autor, a velocidade de recalque aumenta no tempo até um valor máximo, quando termina a fase de subsidência, começando, após este pico, a fase de adensamento após a subsidência ("post-subsidence consolidation"). Desta maneira, na fase de subsidência ocorreria o umedecimento do solo e a quebra das ligações entre as partículas do solo e na fase de adensamento após a subsidência a expulsão da água de vazios do solo, assemelhando-se ao processo de adensamento de argilas saturadas. Assim, com base nos resultados de ensaios oedométricos de laboratório em solos "loessícos", esse autor encontrou curvas que registravam a mudança de fase, após o pico de velocidade de recalque, com ramos monotonicamente crescentes e decrescentes.

No presente trabalho não foi possível a análise das curvas de evolução dos recalques em função do tempo obtidas nos ensaios oedométricos de laboratório, por encontrarem-se estas extraviadas, entretanto, pode-se aplicar o exposto acima aos resultados dos ensaios de campo. Os medidores de recalque M3, do ensaio de cava e MR-1 da estaca 194 do ensaio do trecho piloto, foram escolhidos para análise, estando apresentados na figura 3.34.

A evolução da frente de saturação durante a realização dos ensaios de cava e do trecho piloto, sob os medidores de recalque escolhidos, pode ser considerada como praticamente vertical, no trecho dos primeiros metros de solo. Dessa maneira, foi realizado um cálculo estimativo do tempo necessário para a saturação dos horizontes STPL e STML, solo transportado pouco e muito laterizado, respectivamente, em ambos os ensaios. Foi utilizada a Lei de Darcy desprezando-se o efeito de capilaridade, com coeficiente de permeabilidade de  $10^{-3}$  cm/s, valor estimado para os solos do terraço intermediário. Foram adotadas as respectivas alturas das lâminas de água dos ensaios, além das espessuras médias de 2,0 e 4,5 m para os horizontes STPL e STML, respectivamente.



Os tempos aproximados para que as frentes de saturação percorram os horizontes colapsíveis do solo, e os tempos de duração dos respectivos ensaios estão destacados por círculos na figura 3.34.

As velocidades de recalque foram calculadas para o ensaio de cava, considerando-se a hora do dia em que foram obtidas as leituras dos recalques, com períodos mais frequentes de leitura, devido a pouca quantidade de instrumentos no ensaio de cava. Já para o trecho piloto, as leituras foram mais espaçadas, de 2 em 2 dias no mínimo, não permitindo um maior detalhamento do trecho das curvas de velocidade de recalque em função do tempo, principalmente no início do ensaio.

Assim, para o medidor M3, a primeira velocidade de recalque pode ser calculada para 8 horas após o início do ensaio de cava, quando foi realizada a primeira leitura dos instrumentos, enquanto que para o MRI, somente após 2 dias depois do início do ensaio do trecho piloto, perdendo-se, portanto, a evolução do recalque nesse período de tempo. As velocidades de recalque foram sempre calculadas como a diferença dos recalques entre duas leituras consecutivas, dividida pelo intervalo de tempo, sendo esta velocidade considerada para o tempo da última leitura dos instrumentos, entre as duas leituras consideradas.

A curva da velocidade de recalque do medidor de recalque M3, do ensaio de cava, apresenta três picos distintos de velocidade de recalque, havendo, praticamente, a coincidência dos dois últimos com os tempos estimados para o desenvolvimento da frente de saturação nos horizontes STPL e STML. Após o último pico de velocidade de recalque observa-se a diminuição da velocidade de recalque no tempo, até o término do ensaio, figura 3.34.

A curva da velocidade de recalque no medidor MRI da estaca 194 do trecho piloto, apresenta um pico nítido de velocidade de recalque, atrasado em 1 dia em relação ao tempo estimado para o percurso da água nos horizontes STPL e STML, definindo a partir daí, uma tendência de diminuição da velocidade de recalque no tempo, com algumas

oscilações de velocidade de recalque, de pequena amplitude, como é mostrado na figura 3.34.

Estes resultados evidenciam a quebra da estrutura instável do solo com a evolução da frente de saturação, seguindo-se uma fase de diminuição da velocidade de recalque no tempo, que pode ser considerada como uma fase de "adensamento" após a quebra das ligações entre as partículas.

O trabalho de Browzin (1981) considera que a fase de subsidência ocorre durante um período de tempo variável de 0,5 a 9,0 min, para corpos de prova de 1 polegada de altura e 2,5 polegadas de diâmetro, em ensaios oedométricos com anel fixo. Estes períodos de tempo estão provavelmente relacionados com os tempos de aumento do grau de saturação dos corpos de prova, sendo função da permeabilidade do solo e do procedimento de inundação, informações não fornecidas no referido artigo.

Clemence e Finbarr (1981) afirmam que o colapso estrutural é mais rápido quando as partículas da estrutura estão ligadas pelo efeito das tensões capilares, sendo mais lento no caso da existência de agentes químicos cimentantes e muito mais lentos no caso de cimentação ou união por partículas de argila.

### 3.9. Solução adotada para o tratamento das fundações dos canais

A magnitude dos recalques observados nos ensaios "in-situ" foi considerada prejudicial à integridade do revestimento de concreto dos canais, podendo com menor probabilidade, afetar os aterros através de fissuramento que pudesse criar caminhos preferenciais de percolação.

No trecho construído do canal principal nº 1, anterior ao estudo da colapsividade, por volta da estaca 74, durante a adução de água para os primeiros 2,0 km, operando o chamado projeto de irrigação do Mocambinho, ocorreram surgências de água do lado externo da banquetta esquerda dos aterros.

Estas surgências de água ocorreram no pé do talude externo do aterro, com um princípio de erosão tubular regres



siva, "piping", o que exigiu medidas de emergência para a cessação do fenômeno, com riscos de ruptura do aterro, dada a grande velocidade com que a erosão evoluía.

O mecanismo do início do processo de perda d'água do canal foi atribuído ao fissuramento do revestimento de concreto, quando do enchimento do canal, devido a recalques imediatos diferenciais entre o fundo do canal e o aterro. O umedecimento da fundação do aterro propiciou o aumento dos recalques devido ao colapso dos solos de fundação, ocorrendo o fissuramento do aterro e consequente percolação d'água por caminhos preferenciais.

Este fato veio reafirmar a necessidade de uma adequação de projeto, com vistas a minimizar os efeitos da colapsividade sobre os canais.

O tratamento dos solos de fundação através do tanqueamento de trechos dos canais foi abandonado devido aos custos envolvidos e outros motivos apresentados pela proprietária da obra, optando-se por substituição parcial dos solos de fundação por aterro compactado de solo proveniente de áreas de empréstimo.

Esta solução foi considerada adequada, em função dos resultados obtidos no ensaio do trecho experimental, na seção transversal instrumentada da estaca 199, onde a substituição parcial dos solos de fundação por aterro uniformizou e diminuiu os recalques. Assim, optou-se como solução de projeto pela remoção de uma camada de no mínimo 1,0 m do solo de fundação, ao longo de todos os canais principais, e sua substituição por aterro compactado.

Deve ser notado que tal medida é adequada às características de evolução da colapsividade com a profundidade, principalmente no terraço intermediário, CP-1, onde observou-se a grande diminuição das deformações específicas provocadas por colapso em função da profundidade.



## 4. CONCLUSÕES

### 4.1. Aspectos gerais

Quanto a ocorrência de solos estruturalmente instáveis, colapsíveis, deve ser considerado que os vários tipos existentes se diferenciam pela gênese e evolução pedológica dos depósitos, resultando em propriedades intrínsecas típicas.

Solos colapsíveis podem ser considerados como ocorrentes em todas as partes do mundo, onde existam solos não saturados.

O mecanismo do fenômeno da colapsividade pode, em tese, ser explicado pela história de formação e evolução dos solos, aliada ao emprego de técnicas de ensaio e investigação, delineadas neste trabalho.

Dentre as técnicas de estudo empregadas para o conhecimento do fenômeno, devem ser destacados os trabalhos que aplicam a técnica da microscopia eletrônica de varredura, onde a definição de estruturas dominantes entre as partículas de solo pode tornar mais claro certos comportamentos observados. O procedimento de preparo dos corpos de prova a serem observados no microscópio eletrônico de varredura, com a secagem prévia do solo, não permite, no entanto, observar as condições em que se encontraria a água nos vazios do solo, que é um dos principais elementos de manutenção da união entre as partículas, segundo Dudley (1970).

Deve ser observado que a identificação de solos colapsíveis através dos critérios baseados nos limites de consistência, além das limitações inerentes à determinação desses limites, é duvidosa, servindo, no entanto, como uma indicação de potencialidade à instabilidade estrutural do solo. Exemplo de aplicação destes procedimentos com conclusões errôneas é apresentado por Nuñez (1975), onde os solos denominados "toscosos" na Argentina não tem nenhuma relação com os solos colapsíveis, quando tem seus graus de saturação aumentados.

Os critérios de identificação de solos colapsíveis através da utilização do peso específico aparente seco,

comparado com algum valor padrão ou característico, como no caso apresentado, o valor do peso específico aparente seco máximo obtido do ensaio de Proctor Normal, apresenta uma indicação similar de porosidade, como os critérios baseados nos limites de consistência. No entanto, o critério do Bureau of Reclamation, para fundações de pequenas barragens, considera a influência do teor de umidade natural do solo sobre a colapsividade, comparando-o com o teor de umidade ótimo do referido ensaio. Este fato torna este critério ligeiramente superior aos anteriores, devendo porém ser aplicado da mesma maneira, ou seja, como indicativo de potencialidade à instabilidade estrutural.

Deve ser ressaltado que, uma vez determinados os contornos e as características de um depósito de solo colapsível, estes critérios comentados até aqui podem ser utilizados como correlações locais, servindo para a especificação de controle e execução das obras, o mesmo podendo ser realizado com qualquer evidência de simples obtenção, que se torne característica, como índices físicos, cor, tempo de dispersão ou outras, como mostrado por Holtz e Hilf (1961), Benites (1968) apud Northey (1969) e Arman e Thornton (1973). A maior deficiência desses critérios é não apresentar informações a respeito da compressibilidade do solo devido à colapsividade, em termos quantitativos. No entanto, apresentam a vantagem de serem rápidos e baratos.

Deve ser citado o conceito introduzido de pressão de colapso por Reginatto e Ferrero (1973), similar à pressão de pré-adensamento de argilas saturadas, evidenciando ser esta tensão, do corpo de prova inundado,  $P_{CS}$ , no ensaio oedométrico, o limite para a ocorrência de menores deformações na inundação do solo. O critério de identificação dos solos colapsíveis, apresentado pelos referidos autores, procura, além de constatar a existência da potencialidade à colapsividade, determinar a maneira da ocorrência do colapso estrutural, em função do estado de tensão a que o solo estará submetido. Este fato, torna este critério mais realista, pois procura considerar o estado de tensão como variável influente na colapsividade. A grande desvantagem, no entanto, desse critério reside no fato de ser necessária a realização de ensaios oedométricos "gêmeos", o que encarece este



procedimento, além do inconveniente dos ensaios oedométricos demandarem mais tempo para serem realizados.

O ensaio de compressão oedométrica tem sido, largamente utilizado no estudo da compressibilidade dos solos, mostrando-se adequado para o estudo da colapsividade. A aplicação desta técnica permite avaliar a magnitude das deformações devidas ao colapso do solo em laboratório, podendo servir para a estimativa dos valores dos recalques das obras.

A utilização dos ensaios oedométricos "gêmeos" para a estimativa dos recalques devidos à colapsividade é criticada por Aitchison (1973), como um procedimento a ser usado para todo tipo de solo colapsível, em função da dependência das deformações volumétricas advindas do colapso, em relação à trajetória de tensões e às tensões iniciais de sucção nos vazios do solo. A dificuldade de discernimento destes conceitos se explica devido à complexidade do mecanismo da colapsividade, além da impossibilidade ou dificuldade de abordagem ao nível de tensões efetivas. Além disso, a heterogeneidade dos corpos de prova provenientes de uma mesma amostra de solo pode dificultar a interpretação dos resultados, como se mostrou no presente trabalho.

Nesse ponto, o uso do ensaio oedométrico de colapsividade, ou seja, aquele em que os corpos de prova são inundados em determinadas tensões aplicadas, possibilita reproduzir a trajetória de tensões mais real e crítica perante uma obra: a imposição do carregamento sobre o solo e o eventual aumento do grau de saturação do mesmo, com a ocorrência dos recalques e possíveis danos à obra. Este procedimento reproduz um estado de tensões efetivo desconhecido, porém com o comportamento definido ao nível das tensões aplicadas, reproduzindo eventuais condições de campo. A execução desse ensaio em laboratório é rápida, já que após a estabilização das deformações devido à inundação do corpo de prova, encerra-se o ensaio, com a possibilidade de obtenção de um maior número de dados.

Os ensaios em verdadeira grandeza no campo são os que reproduzem as condições a que estarão sujeitos os depósitos de solos colapsíveis, permitindo uma melhor avaliação dos recalques advindos do aumento do grau de saturação. Essa prática



ca, no entanto, é mais dispendiosa, requerendo mais tempo para a montagem do ensaio, execução e interpretação dos resultados.

Deve ser considerado que o fenômeno de colapso estrutural tem-se apresentado como fator de redução de resistência do solo, além da compressibilidade repentina, sendo regra geral uma perda de resistência do solo colapsível devido ao aumento do grau de saturação. Em problemas onde a análise da resistência e estabilidade do solo sejam preponderantes sobre as análises de deformações, deve ser considerada esta redução de resistência na escolha dos parâmetros para projeto.

Uma limitação teórica e experimental encontrada neste estudo é a indefinição do estado de tensões efetivas que age no solo não saturado, principalmente, abaixo de certos graus de saturação considerados críticos, conforme Jennings e Burland (1962) e outros. O trabalho de Kane (1973) apresenta um desenvolvimento teórico e experimental alentador, no entanto, não foi possível encontrar outros trabalhos nesta linha. A maneira de tratar a colapsividade tem ficado portanto, restrita à procura de relações entre as tensões aplicadas e as deformações volumétricas devidas ao colapso, com o desconhecimento da trajetória de tensões efetivas do solo.

Ao nível de soluções no âmbito da engenharia, existe uma variedade de alternativas técnicas, devendo ser escolhida aquela que melhor se adapte dentro das características da colapsividade de solo e do tipo e concepção de obra que se queira construir. No entanto, essas alternativas, para que possam ser aplicadas, demandam estudos geotécnicos, principalmente a interpretação de resultados de ensaios "in-situ", o que otimiza a destinação de recursos e os tempos de implantação das obras. A maioria dos tratamentos apresentados necessitam de estudos para se tornarem viáveis, principalmente os de estabilização química e tratamento térmico, devido a pouca informação sobre a eficiência destes métodos.

#### 4.2. Resultados experimentais

Quanto aos resultados do estudo da colapsividade dos solos do Projeto de Irrigação do Distrito Agro-Industrial de Jaíba - PRODAIJ, pode-se observar que a congregação das disciplinas geologia, pedologia e a engenharia, com o objetivo de analisar o solo, contribuíram para o entendimento preliminar

do fenômeno da colapsividade, ligado às características de formação e evolução dos depósitos, senão, pelo menos serviram para a orientação de estudos futuros. Segundo Santos et al (1981) e Salomão (1982), o caráter colapsivo dos solos superficiais de Jaíba se deve a evolução pedogenética dos horizontes superficiais dos depósitos aluvionares da Formação das Vazantes. Os horizontes superficiais dos terraços intermediário e superior apresentam-se distintamente ferralitizados, criando a estrutura porosa onde os grãos de areia estão unidos por "pontes" de óxido de ferro e argila, gerando a estrutura entre partículas instável na inundação do solo.

O uso da microscopia eletrônica de varredura comprovou o tipo dominante de arranjo entre as partículas, onde é raro o contato grão a grão entre as partículas de areia, como mostram as fotos deste trabalho.

Os critérios de identificação de solos colapsíveis baseados nos limites de consistência apresentaram o caráter colapsivo dos solos. No entanto, não se obtiveram relações bem definidas com a magnitude das porcentagens de recalque na inundação, principalmente nos solos do terraço superior.

Os critérios definidos por Mello (1973) e pelo Bureau of Reclamation apud Design of Small Dams (1960, 1974), apresentaram-se bastante coerentes com os resultados dos ensaios oedométricos de colapsividade.

O critério proposto por Reginatto e Ferrero (1973) para a classificação dos solos colapsíveis apresentou a limitação de não se obterem os comportamentos esperados para as pressões de colapso dos corpos de prova no teor de umidade natural e inundado, para todas as amostras.

Em resumo, a aplicação dos critérios de identificação de solos colapsíveis, de natureza qualitativa, baseados nos resultados dos ensaios de laboratório, de uma maneira geral apresentaram boa concordância, com exceções localizadas, com algumas amostras de solo apresentando resultados incoerentes, se considerados como padrão para comparação, os resultados dos ensaios oedométricos da colapsividade.

As porcentagens de recalque na inundação ou os



coeficientes de colapso estrutural obtidos nos ensaios oedométricos de colapsividade apresentaram valores significativos, para graus de saturação dos corpos de prova, antes da inundação, inferiores a cerca de 50 a 60 %, conforme a figura 3.18, confirmando o observado por Jennings e Burland (1962) e citado por Lloret e Alonso (1980).

Os ensaios oedométricos de laboratório mostraram-se adequados para a identificação e quantificação das deformações advindas do colapso do solo na inundação. No entanto, a previsão realizada para o valor do recalque que aconteceria no ensaio do trecho experimental, através da envoltória das máximas porcentagens de recalque na inundação, superestimou o valor do recalque máximo. Observa-se que a adoção de coeficientes redutores para os valores dos recalques estimados a partir de resultados de ensaios de laboratório, conforme cita Dudley (1970), é uma prática que deve ser estabelecida de acordo com as características de cada local e cada problema, não podendo de maneira alguma ser extrapolada para outros casos.

Nos solos do terraço intermediário, foi observada a tendência de aumento das porcentagens médias de recalque na inundação em função das tensões de inundação, nos ensaios oedométricos de colapsividade das amostras provenientes do horizonte de solo transportado pouco laterizado. Nas amostras provenientes do horizonte de solo transportado muito laterizado, as porcentagens médias de recalque na inundação em função das tensões de inundação, nos ensaios oedométricos de colapsividade, resultaram em um valor praticamente constante. Estes resultados aplicados às condições de carregamento do ensaio do trecho experimental do CP-1, na estaca 194, para a posição do medidor de recalque MR1, resultou em um recalque calculado superior e próximo ao observado nesse medidor, ou seja, um valor medido de 7,2 cm contra um calculado de 8,0 cm.

No terraço superior estão previstos recalques maiores do que no terraço intermediário, em função do maior desenvolvimento da colapsividade em relação a profundidade, provavelmente da ordem do dobro do recalque máximo observado no trecho piloto. A realização de um ensaio "in-situ" em solos do ter-



raço superior, seria de fundamental importância para a complementação do estudo da colapsividade dos solos do trecho inicial do canal principal nº 2.

A utilização de ensaios oedométricos "gêmeos" resultou em comportamentos diferentes dos previstos segundo Jennings e Knight (1957), em várias amostras de ambos os terraços, mostrando ser um procedimento que depende da trajetória de tensões a que o solo foi submetido antes da inundação do corpo de prova, conforme é mostrado na figura 3.13. A heterogeneidade dos corpos de prova extraídos da mesma amostra é o motivo encontrado para a explicação dos comportamentos anômalos verificados nos ensaios oedométricos "gêmeos", conforme a figura 3.15.

No entanto, com os resultados dos ensaios que apresentaram-se coerentes com o comportamento previsto, ou seja, a curva de compressibilidade do ensaio oedométrico inundado desde o início apresentando-se com menores índices de vazios que a curva de compressibilidade do ensaio em que o solo era ensaiado no seu teor de umidade natural, para as mesmas tensões atuantes, foi possível observar um comportamento semelhante, em relação à profundidade, aos dos resultados dos ensaios oedométricos de colapsividade, onde os corpos de prova eram inundados em determinadas tensões aplicadas, conforme as figuras 3.22 e 3.23, ou seja, as envoltórias das deformações máximas para as tensões de 0,133, 0,530 e 1,060 kgf/cm<sup>2</sup> em função da profundidade média de retirada das amostras (ensaios "gêmeos") apresentaram formas semelhantes às envoltórias das máximas porcentagens de recalque na inundação (ensaios de colapsividade). As deformações volumétricas dos ensaios "gêmeos" foram, porém, inferiores às porcentagens de recalque na inundação dos ensaios de colapsividade. Essas formas semelhantes encontradas para as envoltórias dos resultados dos dois tipos de ensaios oedométricos, tanto para o terraço intermediário, figura 3.22, quanto para o terraço superior, figura 3.23, fortalecem a evidência de uma variação da colapsividade com a evolução pedológica diferenciada dos solos dos terraços intermediário e superior.

Quanto aos ensaios oedométricos especiais realizados, muito pouco pode-se concluir, a não ser a idéia, a ser verificada em trabalhos futuros, da pressão de colapso defini-

da por Reginatto e Ferrero (1973) guardar alguma relação com a tensão vertical mínima para que ocorra o colapso do solo, sem o aumento do grau de saturação do mesmo.

Os ensaios de resistência do solo, ensaios de cisalhamento direto, realizados sobre as amostras, não puderam refletir o efeito de colapsividade de uma maneira inequívoca, em virtude do procedimento adotado para realização dos mesmos, ou seja, a ruptura dos corpos de prova na ida no teor de umidade natural e na volta do ensaio; inundado. Dessa maneira, introduziram-se efeitos que não puderam ser separados, já que não se obtiveram as resistências residuais dos solos nos teores de umidade naturais.

Os ensaios "in-situ" realizados reafirmaram o caráter colapsivo dos solos do terraço intermediário, CP-1, com gravidade moderada, exigindo alterações de projeto, para serem evitados danos aos canais do PRODAIJ. Ficou evidenciado que os solos colapsíveis do terraço intermediário necessitam da imposição de carregamentos externos para sofrerem deformações significativas, com o aumento do grau de saturação. Foi confirmado no ensaio do trecho experimental do canal principal nº 1, CP-1, que no terraço intermediário, a colapsividade diminui com o aumento da profundidade, de forma muito parecida ao observado nos resultados dos ensaios de laboratório, como é mostrada nas figuras 3.22 e 3.33.

A análise das curvas de evolução do recalque no tempo, segundo o procedimento sugerido por Browzin (1981), aplicada às curvas dos medidores de recalque dos ensaios "in-situ", mostrou a quebra da estrutura colapsível do solo com a evolução da frente de saturação. Este novo tipo de abordagem deverá ser implementado no futuro, como uma nova forma de análise dos ensaios "in-situ", ou seja, o desenvolvimento de técnicas de ensaios "in situ" que propiciem através do tratamento das curvas de velocidade de recalque no tempo, avaliar a variação da colapsividade em relação ao perfil geotécnico, distinguindo camadas mais colapsíveis das menos colapsíveis, através da mudança da velocidade de recalque no tempo, durante o desenvolvimento da frente de saturação no solo.

Quanto a solução adotada para o projeto dos ca-

nais do PRODAIJ, deve ser considerado que a substituição parcial dos solos de fundação por aterro compactado foi considerado na época, como a mais conveniente, em função das dificuldades de tratamento por inundação prévia dos solos de fundação. O emprego da compactação dinâmica, como utilizado por Moll et al (1979), poderia ter sido estudado através de trechos experimentais e comparado economicamente com a substituição parcial de solo. No entanto, em função da premência de prazos e de outros fatores, foi adotada a solução que minimizava os efeitos das subsidências.



TABELA 3.1.

Nº	ESTACA	PROF. MÉDIA m	GRAU DE LATERIZAÇÃO	UNIDADE PEDOLÓGICA	CLASSIFICAÇÃO UNIFICADA	$\delta$ (g/cm <sup>3</sup> )	LL %	LP %	AREIA		SILTE %	ARGILA %
									média %	fina %		
TERRAÇO INTERMEDIÁRIO - CP1	122	1,55	STPL	Ae <sub>4</sub>	CL	2,67	27	13	7	45	16	32
	150	1,45	STPL	Ae <sub>4</sub>	SM	2,62	NP	NP	7	69	11	13
	150	3,00	STML	Ae <sub>4</sub>	SM	2,66	NP	NP	5	66	13	16
	195	1,20	STPL	Ae <sub>4</sub>	SC	2,68	21	14	4	60	13	23
	195	3,00	STML	Ae <sub>4</sub>	CL	2,71	26	13	3	50	20	27
	195	4,20	STML	Ae <sub>4</sub>	SM	2,70	NP	NP	0	76	10	14
	245	1,20	STPL	Ae <sub>4</sub>	SC	2,67	25	13	17	50	15	18
	245	3,70	STML	Ae <sub>4</sub>	SC	2,66	32	13	20	45	9	26
	245	5,70	STML	Ae <sub>4</sub>	SC	2,60	32	12	20	44	4	32
TERRAÇO SUPERIOR - CP2	35	0,75	STPL	AQd	SM	2,67	NP	NP	44	45	1	10
	105	1,00	STML	AQd	SC	2,72	22	16	23	57	1	19
	105	3,00	STPL	AQd	SC	2,69	28	19	36	48	5	11
	105	7,25	STPL	AQd	SC	2,69	26	15	16	58	13	13
	155	0,75	STML	AQd	SM	2,68	NP	NP	40	44	0	16
	155	2,25	STML	AQd	SC	2,68	26	17	22	58	7	13
	155	3,75	STML	AQd	SC	2,69	26	17	24	56	6	14
	265	1,60	SS	Ce <sub>2</sub>	ML	2,72	41	29	12	38	15	35
	265	3,25	SS	Ce <sub>2</sub>	ML	2,71	43	31	11	45	22	22
	332	1,25	SS	LVD <sub>2</sub>	ML	2,71	39	27	8	38	17	37
	332	3,25	SS	LVD <sub>2</sub>	ML	2,72	43	27	12	37	19	32
	332	7,25	STPL	LVD <sub>2</sub>	CH	2,71	51	19	1	21	19	59
	395	1,40	SS	Ce <sub>2</sub>	SC	2,71	32	22	22	48	6	24
	395	3,25	SS	Ce <sub>2</sub>	SC	2,71	31	21	12	56	8	24
	214	1,25	SS	LVD <sub>2</sub>	SC	2,70	32	17	16	50	5	29
	214	2,25	SS	LVD <sub>2</sub>	SC	2,71	31	20	7	49	8	36
	214	4,75	SS	LVD <sub>2</sub>	SC	2,70	31	21	7	56	17	20
	295	1,25	SS	Ce <sub>2</sub>	CL	2,74	36	23	7	47	13	33
	295	3,35	SS	Ce <sub>2</sub>	SC	2,72	36	25	5	55	21	18
	295	4,25	SS	Ce <sub>2</sub>	ML	2,74	37	26	2	46	21	25
	332	5,25	STPL	LVD <sub>2</sub>	CL	2,75	46	25	7	30	22	33
	105	2,25	STPL	AQd	SC	2,69	27	16	14	61	12	13

OBS.: A amostra 2 do CP2 não foi possível ensaiar.

NOTA: SS = solo superficial; STPL = solo transportado pouco laterizado; STML = solo transportado muito laterizado; Ae<sub>4</sub> = solo aluvial eutrófico; AQd = areias quartzosas distróficas; LVD<sub>2</sub> = latossolo vermelho amarelo distrófico; Ce<sub>2</sub> = cambissolo Eutrófico.

TERRAÇO	AMOSTRA Nº	ENSAIOS OEDOMÉTRICOS DE COLAPSIVIDADE				ENSAIOS OEDOMÉTRICOS GÊMEOS				CRITÉRIO DE REGINATTO E FERRERO ( 1973 )						
		PESO ESPECÍFICO NATURAL (gf/cm <sup>3</sup> )	TEOR DE UMIDADE (%)	PRESSÃO DE INUNDAÇÃO (kgf/cm <sup>2</sup> )	COEFICIENTE DE COLAPSO (%)	CONDIÇÃO DO CORPO DE PROVA	PESO ESPECÍFICO NATURAL (gf/cm <sup>2</sup> )	TEOR DE UMIDADE (%)	EV (%)	DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA (%)	DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA MAXIMA (%)	TENSAO (kgf/cm <sup>2</sup> )	C	CLASSIFICAÇÃO	Po kgf/cm <sup>2</sup>	Pcs kgf/cm <sup>2</sup>
INTERMEDIÁRIO - CP 1	1	1,752	9,9	0,530	2,3	N	1,742	10,1	2,0	3,5	11,30	0,1	CC	0,270	0,500	2,000
		1,724	9,7	1,060	0,6	I	1,675	10,0	6,5	-	-	0,4	CC	0,256	0,290	0,340
	2	1,707	8,4	0,530	3,4	N	1,722	7,5	-	-	-	0,9	CC	0,495	0,800	0,850
		1,821	8,4	1,060	3,0	I	1,745	7,5	-	1,5	2,12	0,1	CC	0,197	0,600	3,500
	3	1,619	6,7	0,530	0,7	N	1,669	6,5	0,0	12,0	5,50	0,5	CC	0,538	1,060	1,700
		1,684	6,6	1,060	0,2	I	1,719	6,5	0,6	-	-	-5,0	-	-	1,700	0,470
	4	1,650	4,3	0,133	0,2	N	1,700	4,2	-	5,3	25,50	0,1	CC	0,675	1,700	10,000
		1,657	4,5	0,530	1,8	I	1,677	4,0	0,5	1,8	12,00	0,1	CC	0,197	0,630	10,000
	5	1,619	4,2	1,060	8,8	N	1,630	5,7	0,0	4,7	-	1,5	-	0,697	1,050	0,930
		1,855	5,6	0,133	0,1	I	1,865	5,3	0,0	-	-	41,0	-	1,088	5,700	1,200
	6	1,749	3,7	0,530	0,7	N	1,701	3,2	-	-	-	-	-	-	-	-
		1,780	5,6	1,060	1,7	I	1,796	4,9	0,2	15,8	12,00	0,1	CC	0,197	0,630	10,000
	7	1,595	3,0	0,133	1,0	N	1,645	5,3	-	-	-	-	-	-	-	-
		1,607	2,7	0,530	1,3	I	1,691	5,0	1,0	4,5	25,50	0,1	CC	0,197	0,630	10,000
	8	1,620	1,8	1,060	1,3	N	1,630	8,6	-	-	-	-	-	-	-	-
		1,638	5,2	0,133	0,4	I	1,645	8,3	0,5	-	-	-	-	-	-	-
	9	1,780	8,2	0,133	0,8	N	1,830	8,6	-	-	-	-	-	-	-	-
		1,986	8,8	0,530	0,4	I	1,864	8,3	0,5	4,5	25,50	41,0	-	1,088	5,700	1,200
9	1,885	7,6	1,060	0,0	N	1,947	6,8	-	-	-	-	-	-	-	-	
	1,914	6,4	0,133	0,6	I	2,037	7,1	-	-	-	-	-	-	-	-	
9	1,879	6,9	0,530	0,1	N	1,947	6,8	-	-	-	-	-	-	-	-	
	1,935	6,7	1,060	0,1	I	2,037	7,1	-	-	-	-	-	-	-	-	

TABELA 3.2.



TERRAÇO	AMOSTRA Nº	ENSAIOS OEDOMÉTRICOS DE COLAPSIVIDADE				CONDIÇÃO DO CORPO DE PROVA	ENSAIOS OEDOMÉTRICOS GÊMEOS						CRITÉRIO DE REGINATTO E FERRERO ( 1973 )					
		ESPECÍFICO NATURAL (gf/cm <sup>3</sup> )	TEOR DE UMIDADE (%)	PRESSÃO DE INUNDAÇÃO (kgf/cm <sup>2</sup> )	COEFICIENTE DE COLAPSO (%)		ESPECÍFICO NATURAL (gf/cm <sup>2</sup> )	TEOR DE UMIDADE (%)	E <sub>v</sub> (%)	DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA (%)	DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA MÁXIMA (%)	TENSÃO (kgf/cm <sup>2</sup> )	C	CLASSIFICAÇÃO	P <sub>o</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	P <sub>cs</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	P <sub>cn</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	
SUPERIOR - CP 2	1	1,547	5,1	0,133	1,8	N	1,755	5,1	0,0	0,0	0,8	1,06	0,4	CC	0,122	0,133	0,400	
		1,656	4,9	0,530	3,4	I	1,748	5,1	0,4	0,8	-	-	-	-	-	-	-	
		1,773	5,3	1,060	2,7	-	-	-	0,8	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	3	1,582	8,6	0,133	0,1	N	1,713	13,4	-	-	-	-	2,0	-	-	0,160	0,750	0,450
		1,543	10,5	0,530	0,6	I	1,681	12,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		1,688	11,4	1,060	0,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	4	1,642	7,5	0,133	0,3	N	1,648	7,9	-	-	3,0	1,70	-1,7	VC	0,488	0,210	0,650	
		1,629	7,1	0,530	0,4	I	1,627	8,2	0,0	0,0	-	-	-	-	-	-	-	-
		1,612	7,6	1,060	1,7	-	-	-	2,3	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	5	1,576	6,1	0,133	1,7	N	1,579	6,4	-	-	-	-	0,9	-	-	1,167	0,530	0,460
		1,650	4,6	0,530	0,3	I	1,605	6,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		1,601	6,3	1,060	0,9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6	1,539	4,1	0,133	0,6	N	1,556	4,4	0,0	0,0	2,8	2,10	0,7	CC	0,115	0,400	0,550		
	1,506	3,8	0,530	4,1	I	1,511	4,3	1,3	1,3	-	-	-	-	-	-	-	-	
	1,544	4,2	1,060	1,0	-	-	-	2,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
7	1,561	5,4	0,133	0,6	N	1,775	18,1	-	-	1,2	4,20	1,5	-	-	0,356	0,470	0,430	
	1,598	5,1	0,530	3,7	I	1,809	17,1	0,0	0,0	-	-	-	-	-	-	-	-	
	1,592	5,9	1,060	1,7	-	-	-	0,8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
8	1,589	5,2	0,133	0,2	N	1,617	5,1	-	-	-	-	3,0	-	-	0,589	0,470	0,550	
	1,565	5,0	0,530	5,9	I	1,618	5,8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	1,556	4,7	1,060	0,1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
9	1,362	12,3	0,133	0,1	N	1,318	13,5	-	-	-	-	0,6	CC	0,218	0,280	0,320		
	1,330	12,4	0,530	5,1	I	1,382	13,6	0,8	0,8	-	-	-	-	-	-	-	-	
	1,399	12,1	1,060	0,6	-	-	-	2,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

TABELA 3.3.



TERRAÇO	AMOSTRA Nº	ENSAIOS OEDOMÉTRICOS DE COLAPSIVIDADE				ENSAIOS OEDOMÉTRICOS GÊMEOS				CRITÉRIO DE REGINATTO E FERRERO (1.973)							
		PESO ESPECÍFICO NATURAL (gt/cm <sup>3</sup> )	TEOR DE UMIDADE (%)	PRESSÃO DE INUNDAÇÃO (kg/cm <sup>2</sup> )	COEFICIENTE DE COLAPSO (%)	CONDIÇÃO DO CORPO DE PROVA	PESO ESPECÍFICO NATURAL (gt/cm <sup>3</sup> )	TEOR DE UMIDADE (%)	DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA (%)	DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA MÁXIMA (%)	TENSAO (kgf/cm <sup>2</sup> )	C	CLASSIFICAÇÃO	Po kgf/cm <sup>2</sup>	Pcs kgf/cm <sup>2</sup>	Pcn kgf/cm <sup>2</sup>	
SUPERIOR - CP2	10	1,390	13,6	0,133	0,2	N	1,481	13,9	-	-	-	-	-	-	-	-	
		1,358	13,2	0,530	3,7	I	1,460	14,0	0,5	3,0	1,80	0,3	CC	0,455	0,800	1,600	
		1,452	13,5	1,060	4,5	-	-	-	2,4	-	-	-	-	-	-	-	-
	11	1,366	12,3	0,133	0,4	N	1,337	17,4	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		1,368	12,3	0,530	2,5	I	1,290	17,7	0,9	0,9	0,53	0,3	CC	0,170	0,220	0,330	
		1,350	12,6	1,060	3,2	-	-	-	0,0	-	-	-	-	-	-	-	-
	12	1,495	12,6	0,133	0,1	N	1,295	13,3	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		1,486	12,8	0,530	0,5	I	1,469	13,6	-	-	-	-2,61	-	-	0,466	0,900	0,300
		1,461	12,9	1,060	1,9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	13	2,172	10,9	0,133	0,0	N	2,026	12,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		2,055	11,4	0,530	0,0	I	2,119	11,1	-	-	-	-	-	-	1,186	1,800	1,500
		2,128	11,2	1,060	0,1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	14	1,469	7,4	0,133	0,1	N	1,439	8,1	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		1,515	6,8	0,530	1,6	I	1,457	9,2	2,0	5,0	3,00	0,3	CC	0,209	0,360	0,750	
		1,506	7,5	1,060	0,1	-	-	-	4,0	-	-	-	-	-	-	-	-
	15	1,573	8,4	0,133	0,1	N	1,486	8,8	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,540		8,4	0,530	3,3	I	1,511	8,8	0,0	1,5	1,06	-0,3	VC	0,509	0,450	0,700		
1,587		8,4	1,060	5,2	-	-	-	1,5	-	-	-	-	-	-	-	-	
16	1,409	7,8	0,133	0,7	N	1,405	8,4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	1,494	8,1	0,530	0,3	I	1,394	8,1	1,5	1,5	0,53	0,7	CC	0,182	0,370	0,470		
	1,460	7,9	1,060	0,1	-	-	-	1,5	-	-	-	-	-	-	-	-	

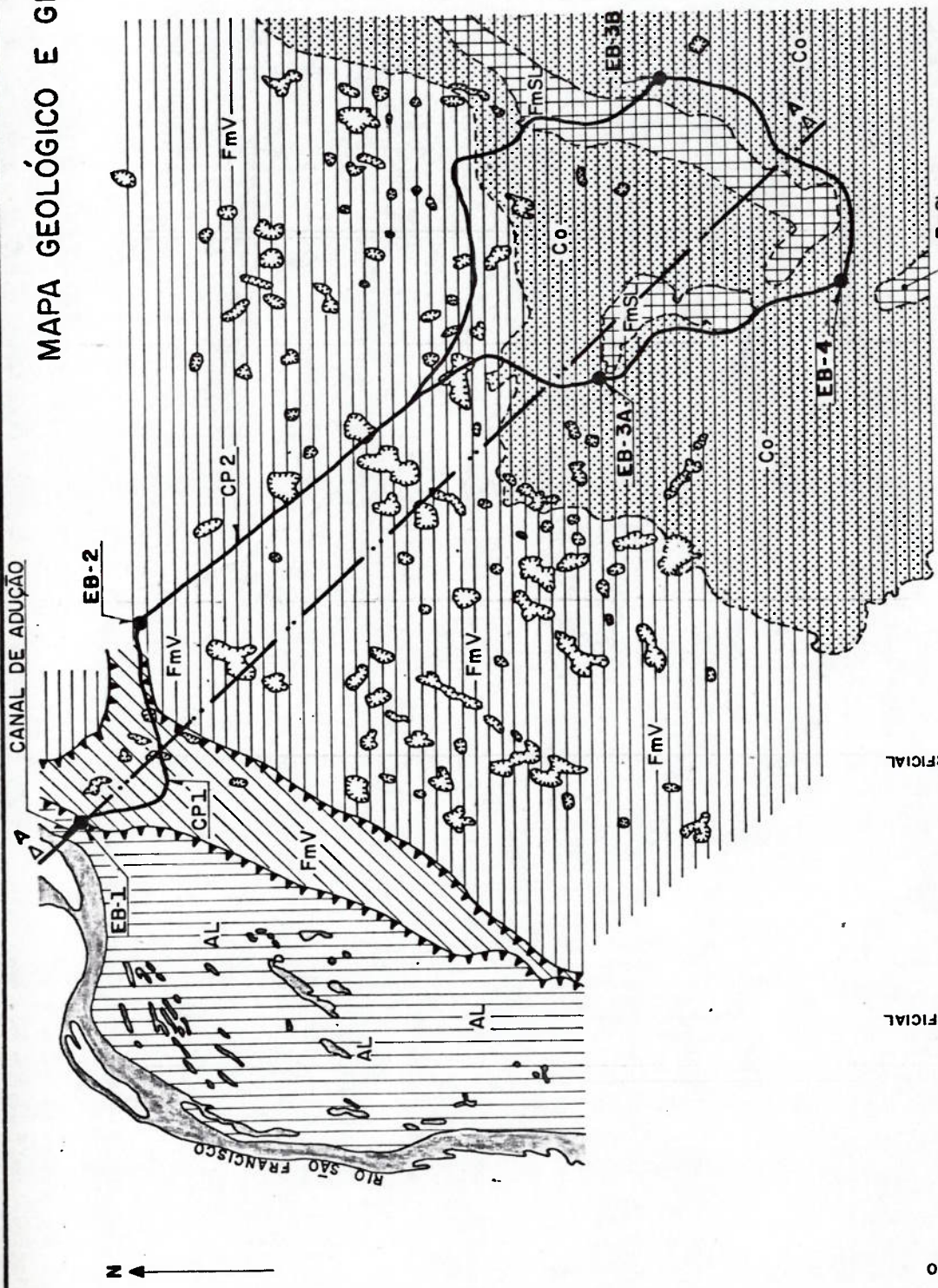
TABELA 3.3 (cont.)

TERRAÇO	AMOSTRA Nº	ENSAIOS OEDOMÉTRICOS DE COLAPSIVIDADE					ENSAIOS OEDOMÉTRICOS GÊMEOS					CRITÉRIO DE REGINATTO E FERRERO (1.973)					
		PESO ESPECÍFICO NATURAL (gf/cm <sup>3</sup> )	TEOR DE UMIDADE (%)	PRESSÃO DE INUNDAÇÃO (kg/cm <sup>2</sup> )	COEFICIENTE DE COLAPSO (%)	CONDIÇÃO DO CORPO DE PROVA	PESO ESPECÍFICO NATURAL (gf/cm <sup>3</sup> )	TEOR DE UMIDADE (%)	ε <sub>v</sub> (%)	DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA (%)	DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA MÁXIMA	TENSAO (kgf/cm <sup>2</sup> )	C	CLASSIF. FICAT. ÇÃO	Po kgf/cm <sup>2</sup>	Pcs kgf/cm <sup>2</sup>	Pcn kgf/cm <sup>2</sup>
SUPERIOR - CP2	17	1,477	10,3	0,133	4,5	N	1,474	10,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		1,464	10,4	0,530	0,6	I	1,489	10,1	-	-	-	-	1,4	-	0,332	0,700	0,600
		1,492	9,8	1,060	0,1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	18	1,446	9,5	0,133	0,1	N	1,464	9,4	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		1,554	9,6	0,530	0,5	I	1,510	9,6	-	-	-	-	0,1	-	0,719	0,700	0,520
		1,543	9,7	1,060	0,1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	19	1,269	11,0	0,133	4,3	N	1,392	11,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		1,314	10,9	0,530	2,1	I	1,358	10,6	0,8	0,7	0,53	0,53	0,6	CC	0,166	0,250	0,300
		1,410	10,6	1,060	0,1	-	-	-	0,0	-	-	-	-	-	-	-	-
	20	1,263	11,4	0,133	1,7	N	1,343	11,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		1,407	11,6	0,530	1,3	I	1,419	11,6	0,9	4,0	1,06	1,06	-0,6	VC	0,457	0,400	0,550
		1,422	11,7	1,060	1,9	-	-	-	4,0	-	-	-	-	-	-	-	-
	21	1,515	12,3	0,133	0,6	N	1,487	12,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		1,461	12,3	0,530	0,5	I	1,456	12,8	-	1,7	8,50	8,50	0,6	CC	0,585	0,800	0,950
		1,447	12,7	1,060	0,1	-	-	-	1,0	-	-	-	-	-	-	-	-
22	1,586	17,6	0,133	0,0	N	1,635	17,6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	1,735	18,0	0,530	0,2	I	1,787	17,4	-	7,0	20,00	20,00	0,3	CC	0,865	3,000	8,000	
	1,624	17,4	1,060	3,2	-	-	-	0,4	-	-	-	-	-	-	-	-	
23	1,700	8,9	0,133	0,1	N	1,698	8,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	1,713	8,7	0,530	0,0	I	1,700	8,7	-	4,0	10,00	10,00	-0,1	VC	0,972	0,930	2,200	
	1,658	8,6	1,060	1,7	-	-	-	0,0	-	-	-	-	-	-	-	-	

TABELA 3.3 (cont.)



# MAPA GEOLÓGICO E GEOMORFOLÓGICO



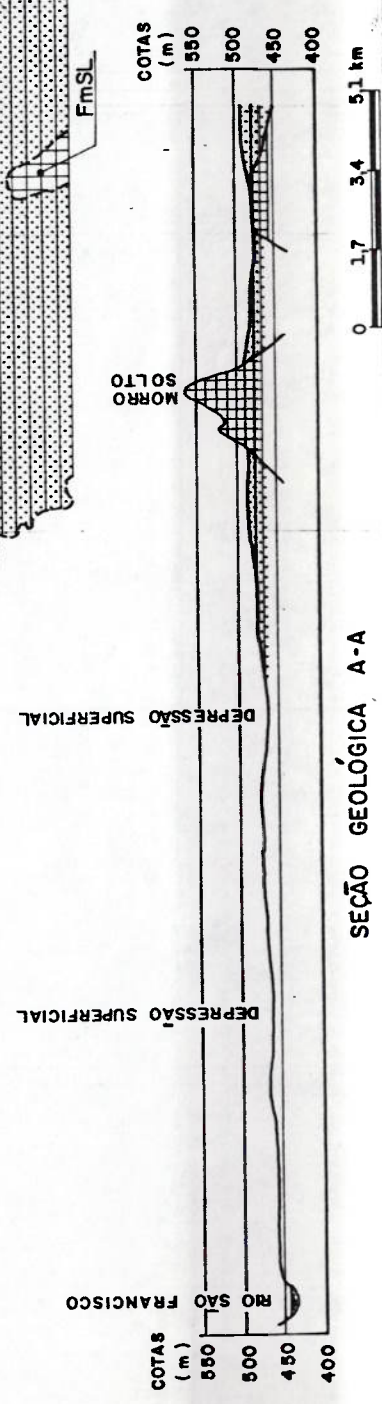
## LEGENDA

### GEOLÓGIA:

- AL - ALUVIÕES (AREIAS, ARGILAS E CASCALHO).
- FmV - FORMAÇÃO DAS VAZANTES (AREIAS).
- Co - COLUVIÃO (ARGILA POUCA ARENOSA).
- FmSL - FORMAÇÃO SETE LAGOAS (CALCÁRIOS E SILTITOS).

### GEOMORFOLOGIA:

- BORDA DE TERRAÇO
- TERRAÇO INFERIOR (LEITO MAIOR DO S. FRANCISCO).
- TERRAÇO INTERMEDIÁRIO.
- TERRAÇO SUPERIOR
- GLACIS
- AFLORAMENTOS DE CALCÁRIO
- DEPRESSÃO SUPERFICIAL
- ESTAÇÃO DE BOMBAMENTO
- TRAÇADO DOS CANAIS PRINCIPAIS



SEÇÃO GEOLÓGICA A-A

FIGURA 3.1



# SOLOS DO TERRAÇO INTERMEDIÁRIO - CP 1

## GRANULOMETRIA

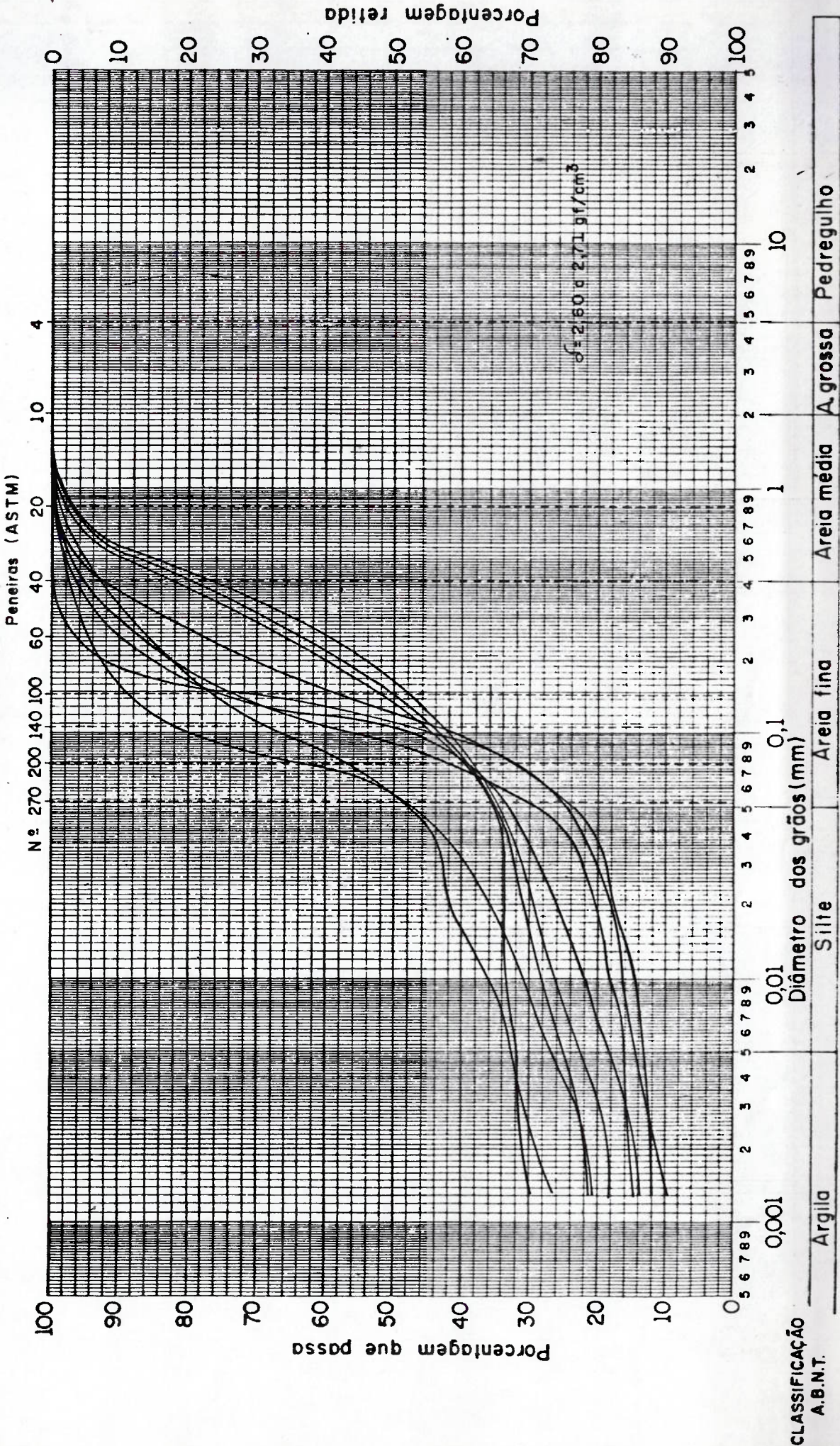


FIGURA 3.2

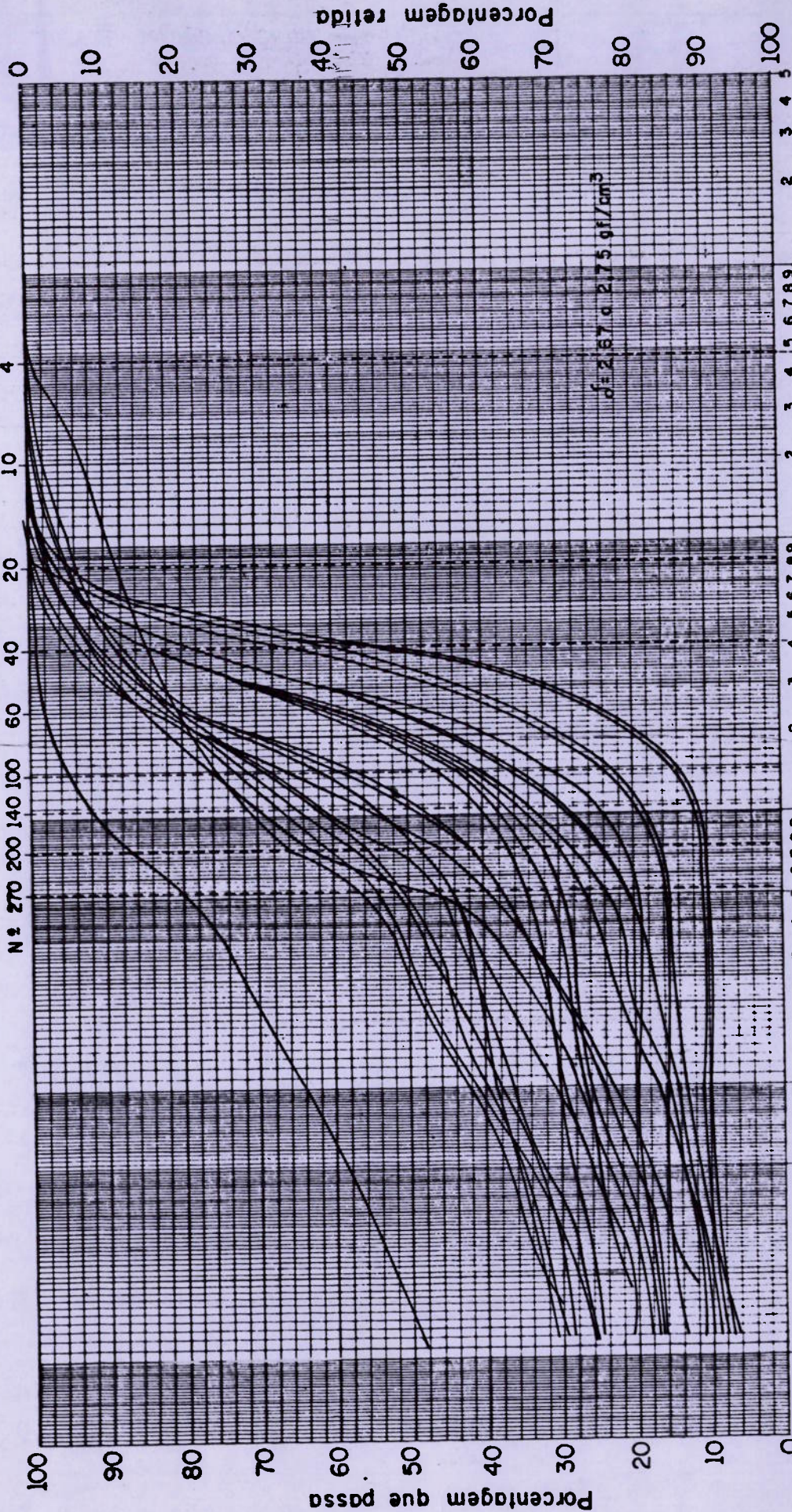


# SOLOS DO TERRAÇO SUPERIOR - CP 2

## GRANULOMETRIA

Peneiras (ASTM)

Nº 270 200 140 100 60 40 20 10 4



Porcentagem que passa

Porcentagem retida

CLASSIFICAÇÃO A.S.M.T.

0,001

0,01

0,1

1

10

100

Argila

Silte

Areia fina

Areia média

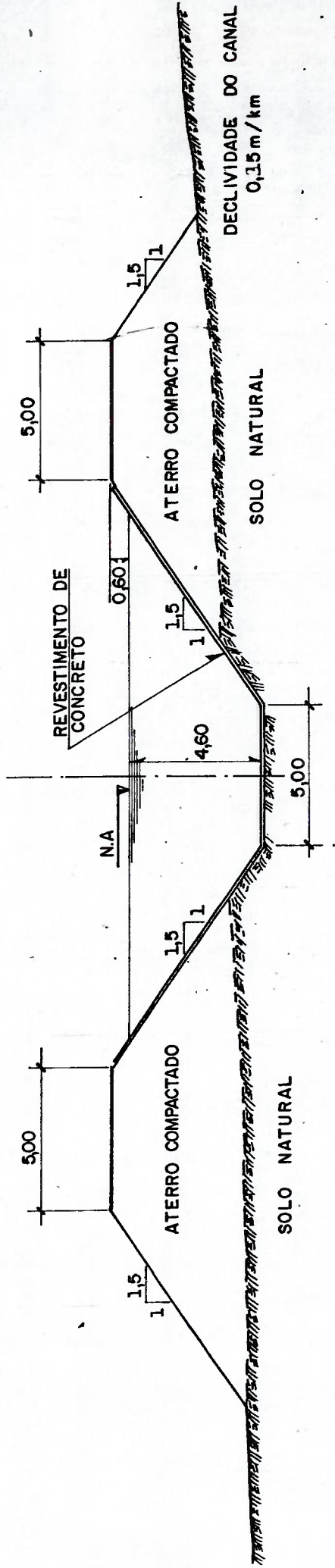
Areia grossa

Pedregulho

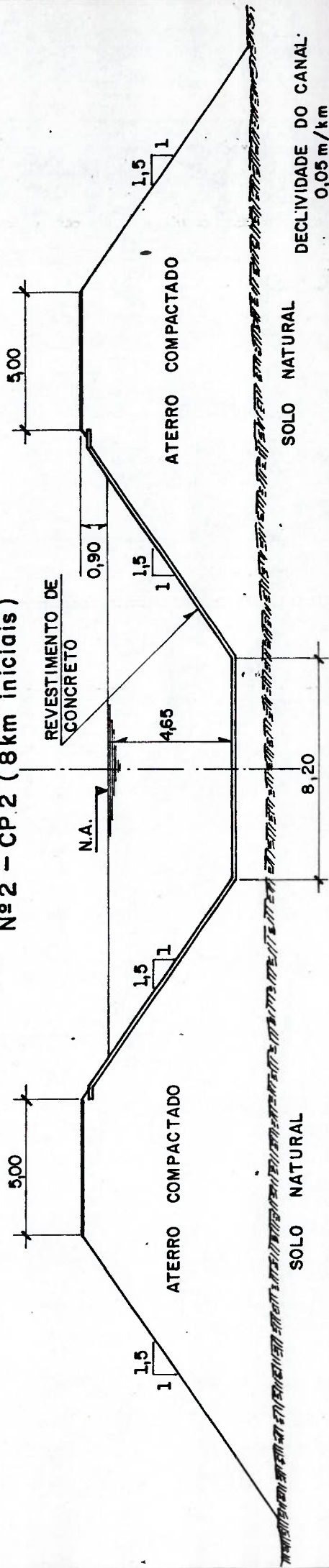
FIGURA 3.3



a) SEÇÃO TRANSVERSAL TÍPICA DO CANAL PRINCIPAL  
Nº 1 - CP1



b) SEÇÃO TRANSVERSAL TÍPICA DO CANAL PRINCIPAL  
Nº 2 - CP2 (8 km iniciais)

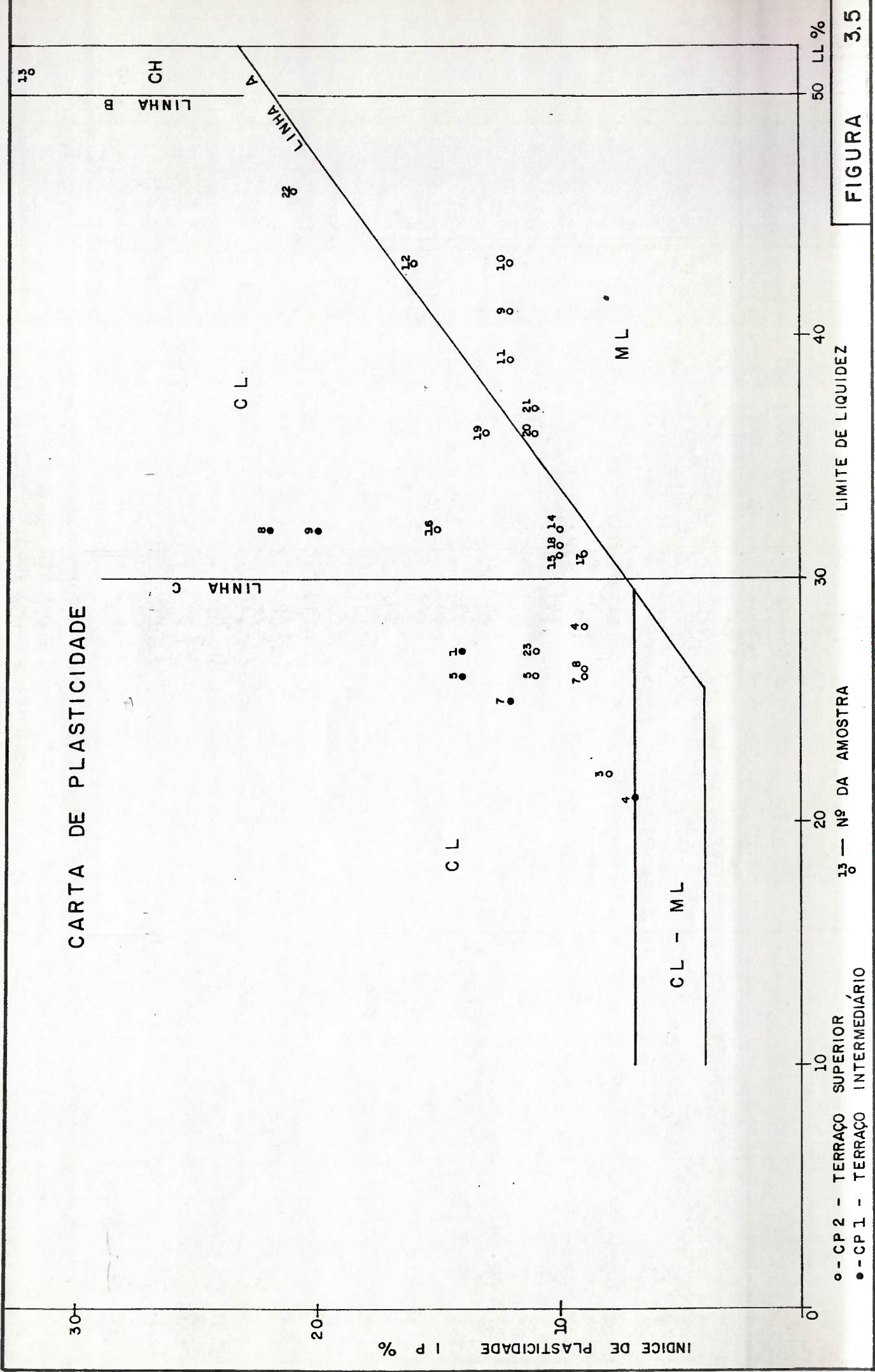


ESCALA GRÁFICA





# CARTA DE PLASTICIDADE



**FIGURA 3.5**

○ - CP 2 - TERRAÇO SUPERIOR  
 ● - CP 1 - TERRAÇO INTERMEDIÁRIO

10 - TERRAÇO SUPERIOR  
 13 - TERRAÇO INTERMEDIÁRIO

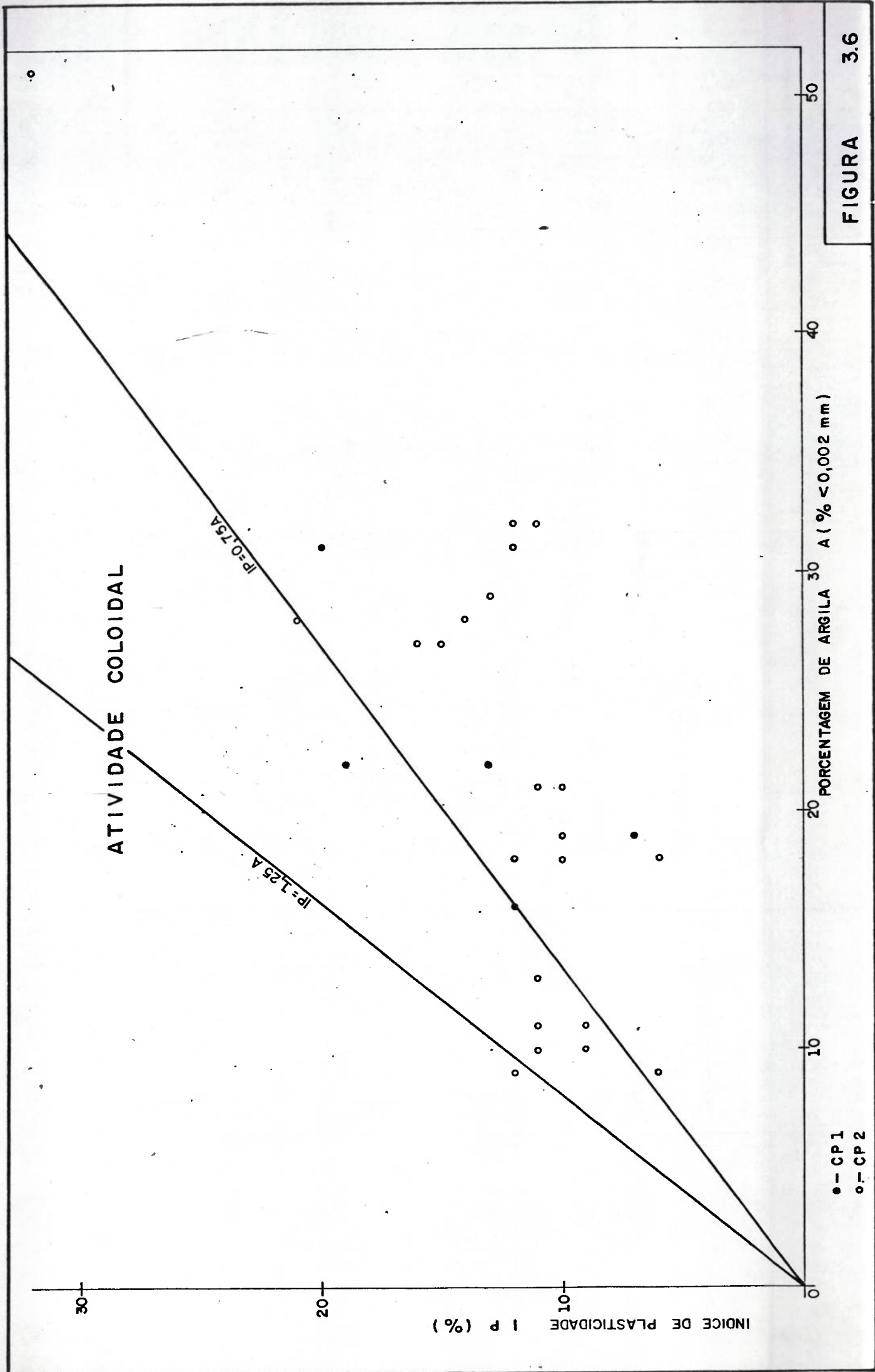
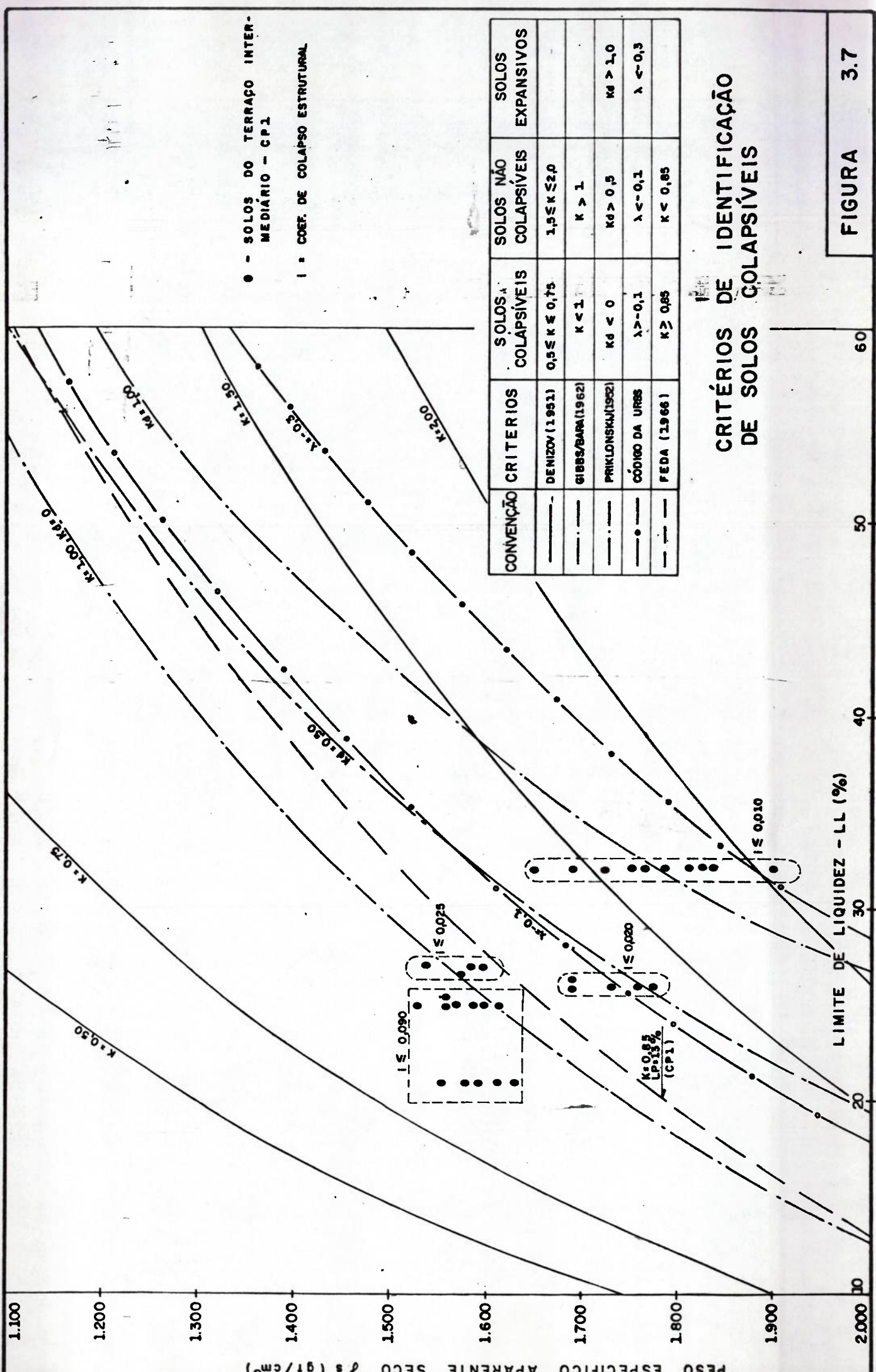


FIGURA 3.6



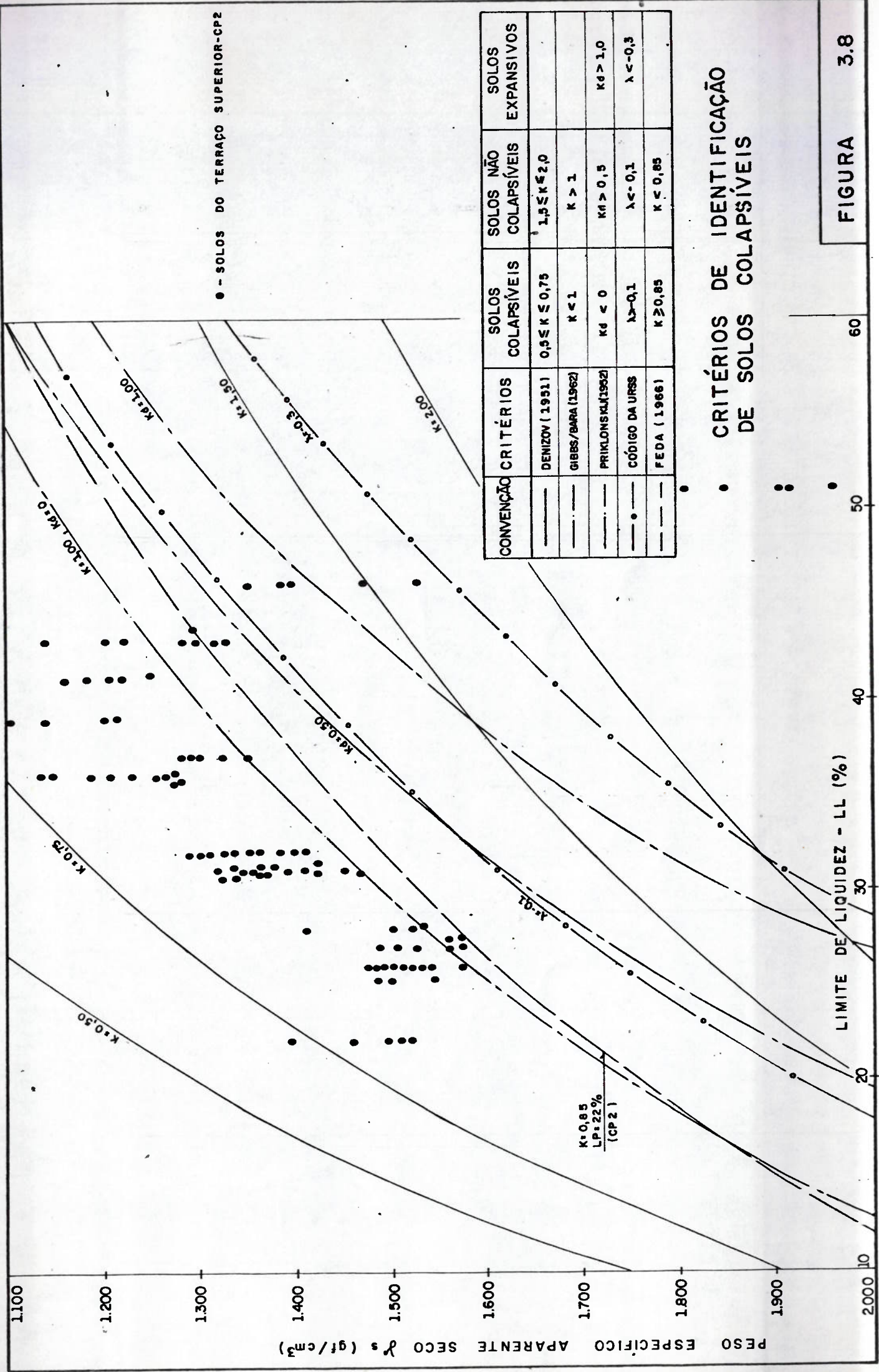
● - SOLOS DO TERRAÇO INTER-MEDIÁRIO - CPI

| - COEF. DE COLAPSO ESTRUTURAL

CONVENÇÃO	CRITÉRIOS	SOLOS COLAPSÍVEIS	SOLOS NÃO COLAPSÍVEIS	SOLOS EXPANSIVOS
—	DENIZOV (1952)	$0,5 \leq k \leq 0,75$	$1,5 \leq k \leq 2,0$	
—	GIBBS/BARA (1962)	$k < 1$	$k > 1$	
—	PRIKLONSKI (1962)	$k_d < 0$	$k_d > 0,5$	$k_d > 1,0$
—	CÓDIGO DA URSS	$\lambda > -0,1$	$\lambda < -0,1$	$\lambda < -0,3$
—	FEDA (1966)	$k \geq 0,85$	$k < 0,85$	

### CRITÉRIOS DE IDENTIFICAÇÃO DE SOLOS COLAPSÍVEIS



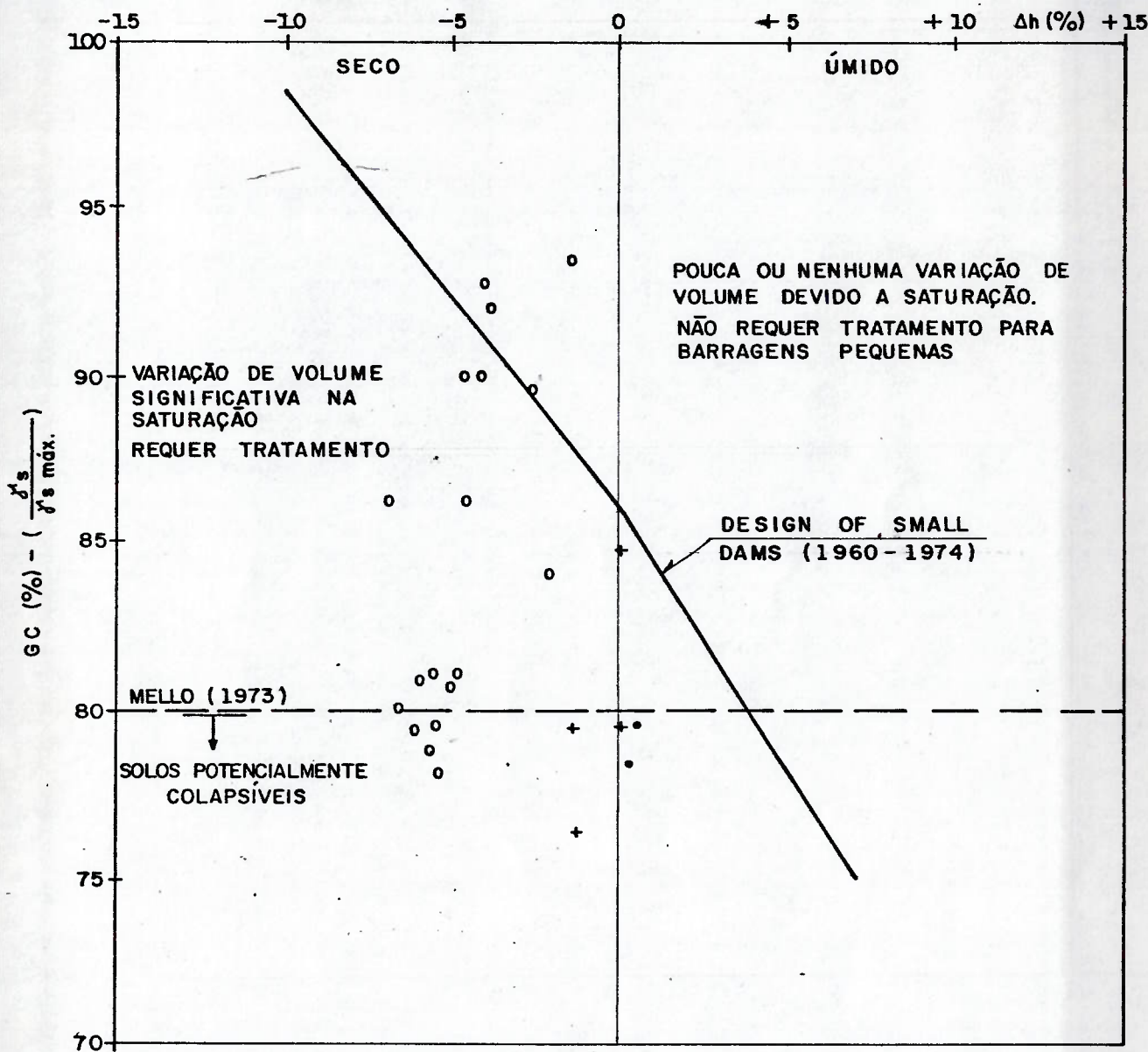


● -- SOLOS DO TERRAÇO SUPERIOR-CP2

CONVENÇÃO	CRITÉRIOS	SOLOS COLAPSÍVEIS	SOLOS NÃO COLAPSÍVEIS	SOLOS EXPANSIVOS
---	DENIZOV (1951)	$0,5 \leq K \leq 0,75$	$1,5 \leq K \leq 2,0$	
---	GIBBS/BARA (1962)	$K < 1$	$K > 1$	
---	PRIKLONSKAJ(1962)	$Kd < 0$	$Kd > 0,5$	$Kd > 1,0$
---	CÓDIGO DA URSS	$\lambda > 0,1$	$\lambda < 0,1$	$\lambda < 0,3$
---	FEDA (1966)	$K \geq 0,85$	$K \leq 0,85$	

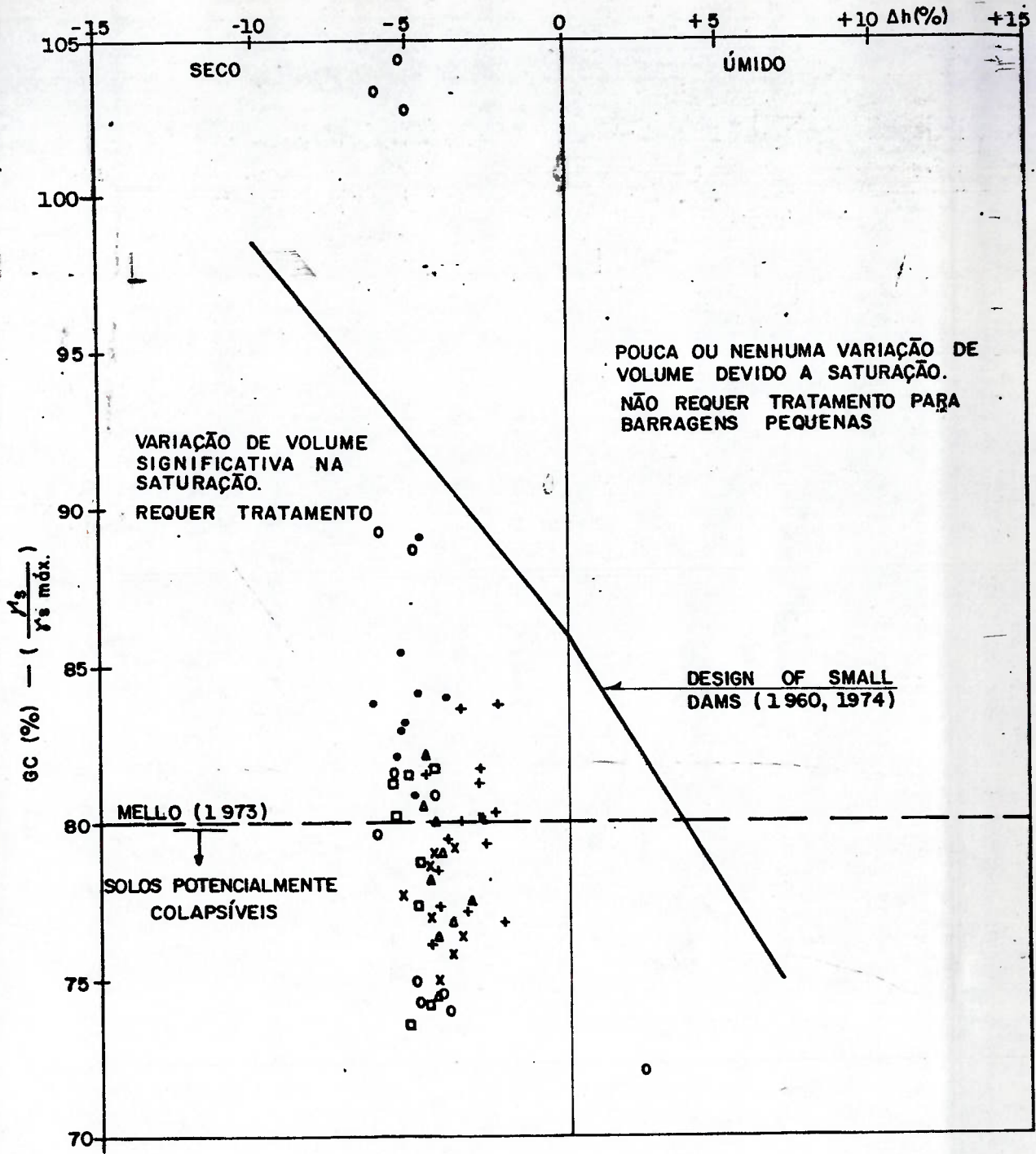
CRITÉRIOS DE IDENTIFICAÇÃO DE SOLOS COLAPSÍVEIS

RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PROCTOR DO MATERIAL DOS POÇOS E PESO ESP. DO MATERIAL DAS AMOS - TRAS INDEFORMADAS OBTIDAS NO LABORATÓRIO EM SÃO PAULO, DO SOLO DO TERRAÇO INTERMEDIÁRIO - CP1



	POÇO Nº	AMOSTRA Nº	ESTACA Nº
o -	1	1	122
+ -	2	2,3	150
o -	VALORES DE $\gamma_s$ máx. e $h_{el}$ EXTRAPOLADOS		





	POÇO Nº	AMOSTRA Nº	ESTACA Nº
o -	1	1	35
+ -	2	3,4,5,23	105
Δ -	3	6,7,8	155
□ -	4	9,10	265
o -	5	11,12,13,22	332
x -	6	14,15	395

RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PROCTOR E PESO ESPECÍFICO NATURAL DOS POÇOS DO TERRAÇO SUPERIOR - CP 2



RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PROCTOR DO MATERIAL DOS POÇOS E PESO ESP DO MATERIAL DAS AMOS - TRAS INDEFORMADAS OBTIDAS NO LABORATÓRIO EM SÃO PAULO, DO SOLO DO TERRAÇO INTERMEDIÁRIO - CP 2

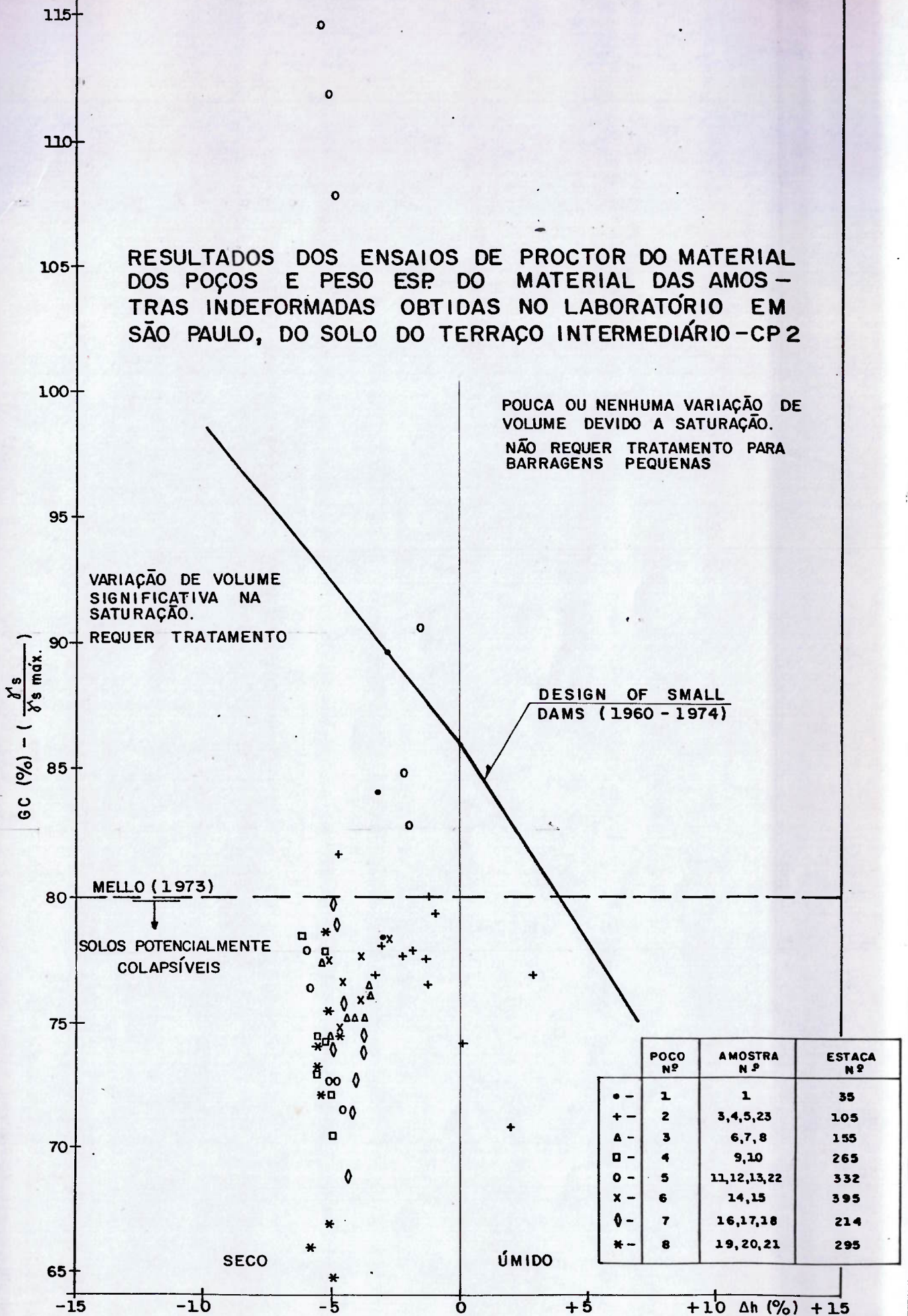
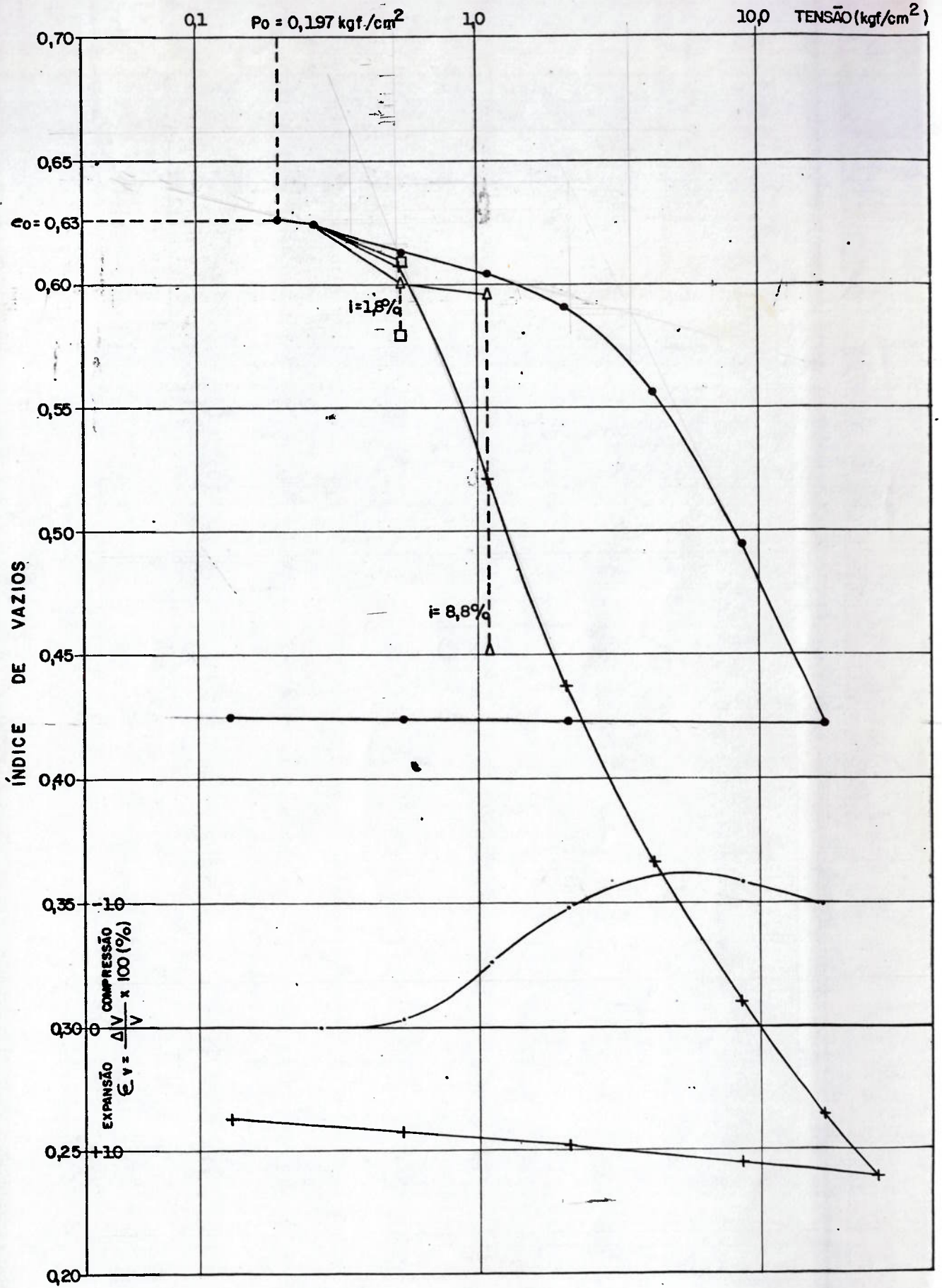


FIGURA 3.11

# ENSAIOS OEDOMÉTRICOS "GÊMEOS"



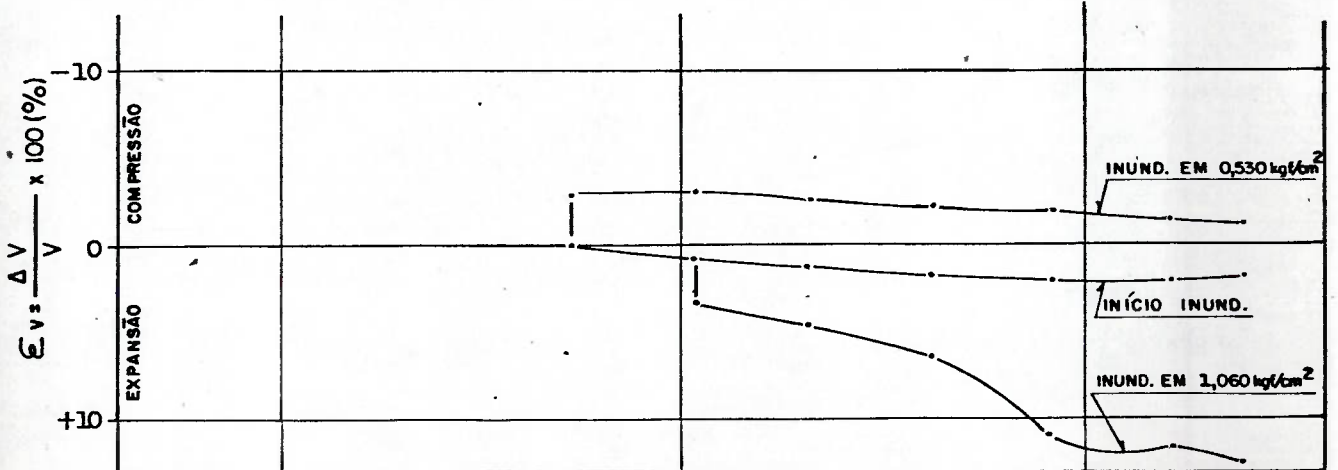
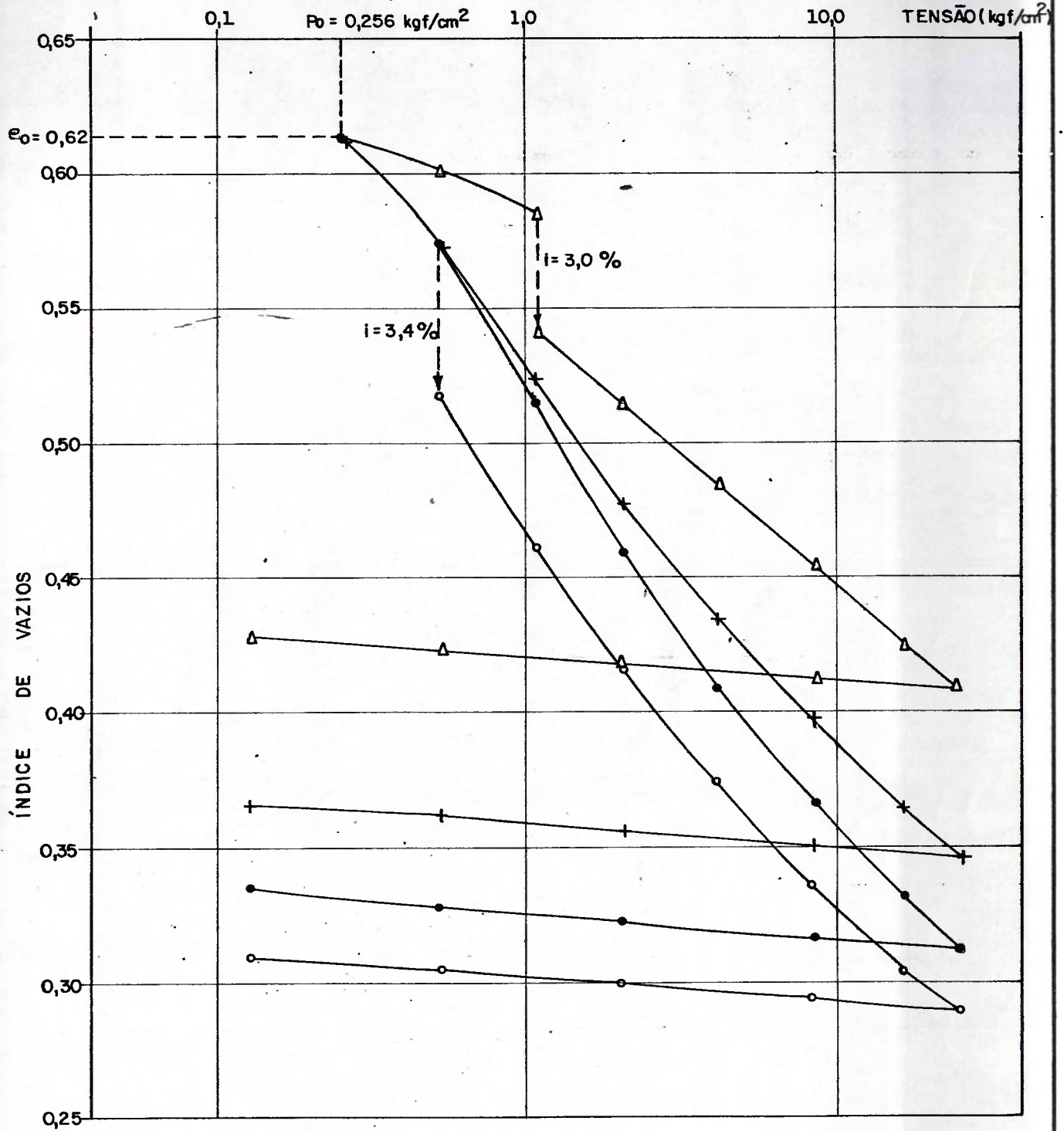
AMOSTRA Nº 4 - CP1      • NÃO INUNDADO  
 ESTACA 195                + INUNDADO NO INÍCIO  
 PROFUND. 1,00 - 1,40m    □ INUNDADO EM 0,530 Kgf/cm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_v$ : DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA    Δ INUNDADO EM 1,060 Kgf/cm<sup>2</sup>

$\epsilon_v \text{ máx} = 12\%$

FIGURA 3.12



# ENSAIOS OEDOMÉTRICOS "GÊMEOS"



AMOSTRA Nº 2 — CP 1  
 ESTACA 150  
 PROF. 1,30 - 1,60 m  
 $\epsilon_v$  = DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA

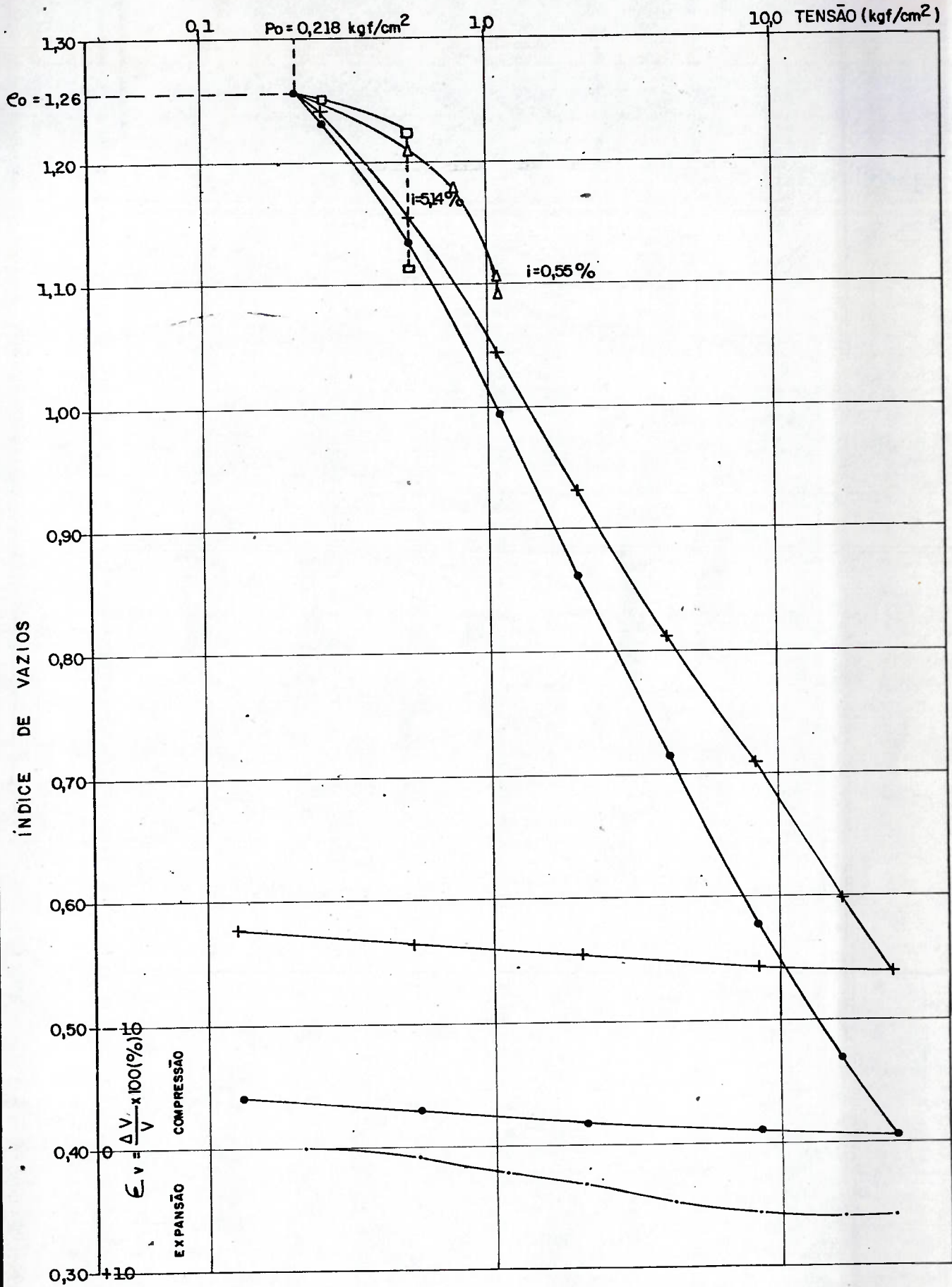
NÃO INUNDADO — ●  
 INUNDADO NO INÍCIO — +  
 INUNDADO EM  $0,530 \text{ kgf/cm}^2$  — ○  
 INUNDADO EM  $1,060 \text{ kgf/cm}^2$  — Δ

FIGURA 3.13





# ENSAIOS OEDOMÉTRICOS "GÊMEOS"



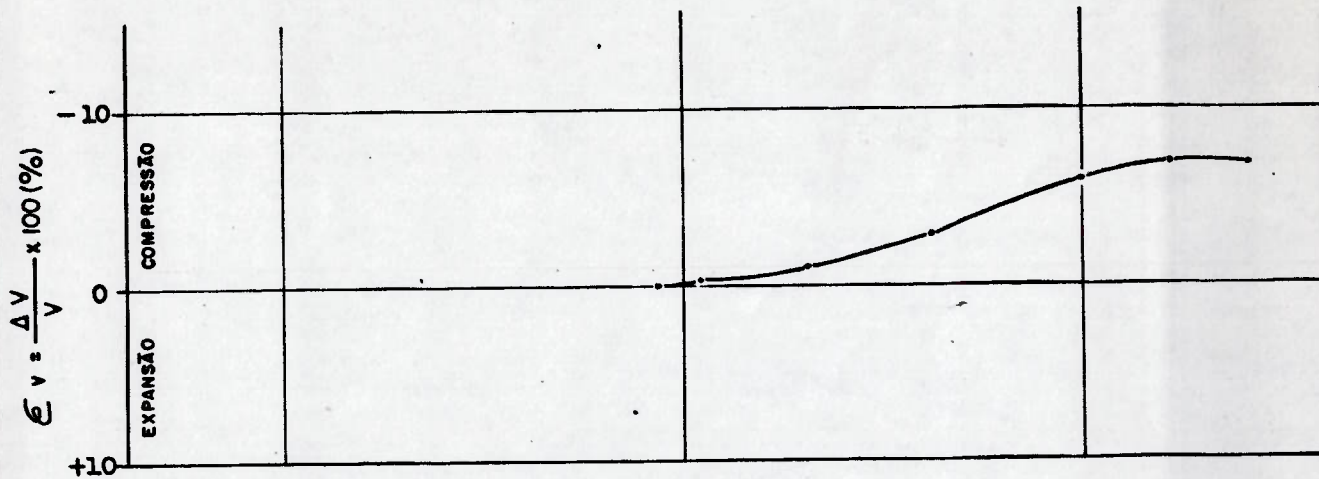
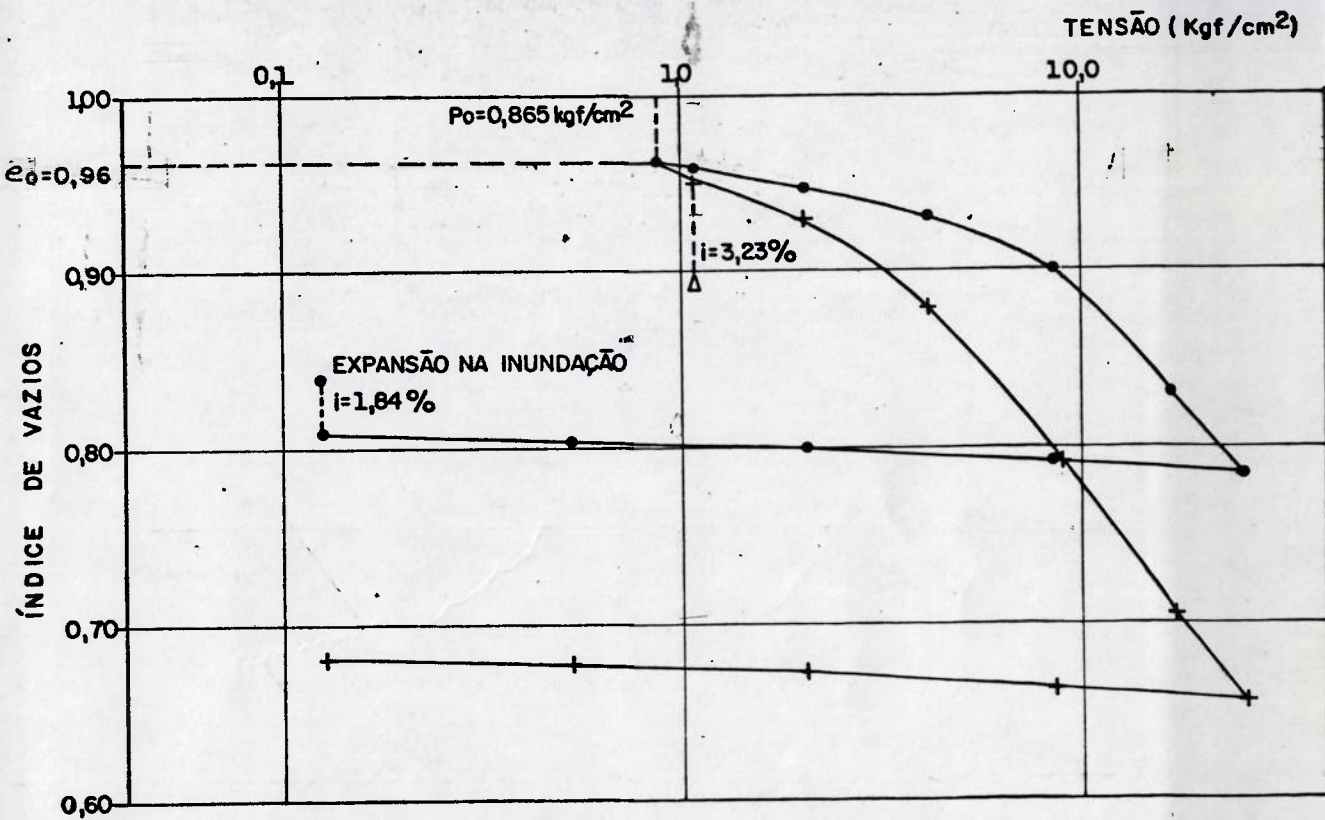
AMOSTRA Nº 9 - CP2  
ESTACA 265 - P4  
PROFUND. 1,40 - 1,80m  
 $e_v$  = DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA

- NÃO INUNDADO
- + INUNDADO NO INÍCIO
- INUNDADO EM 0,530 Kgf/cm<sup>2</sup>
- △ INUNDADO EM 1,060 Kgf/cm<sup>2</sup>

FIGURA 3.15



# ENSAIOS OEDOMÉTICOS "GÊMEOS"



AMOSTRA Nº 22 — CP 2  
ESTACA 332 — P5  
PROFUND. 5,00 — 5,50 m  
 $\epsilon_v$  = DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA

• NÃO INUNDADO  
+ INUNDADO NO INÍCIO  
Δ INUNDADO EM 1,060 Kgf/cm<sup>2</sup>

$\epsilon_v \text{ máx.} = 6,6\%$



# ENSAIOS OEDOMÉTRICOS DE COLAPSIVIDADE

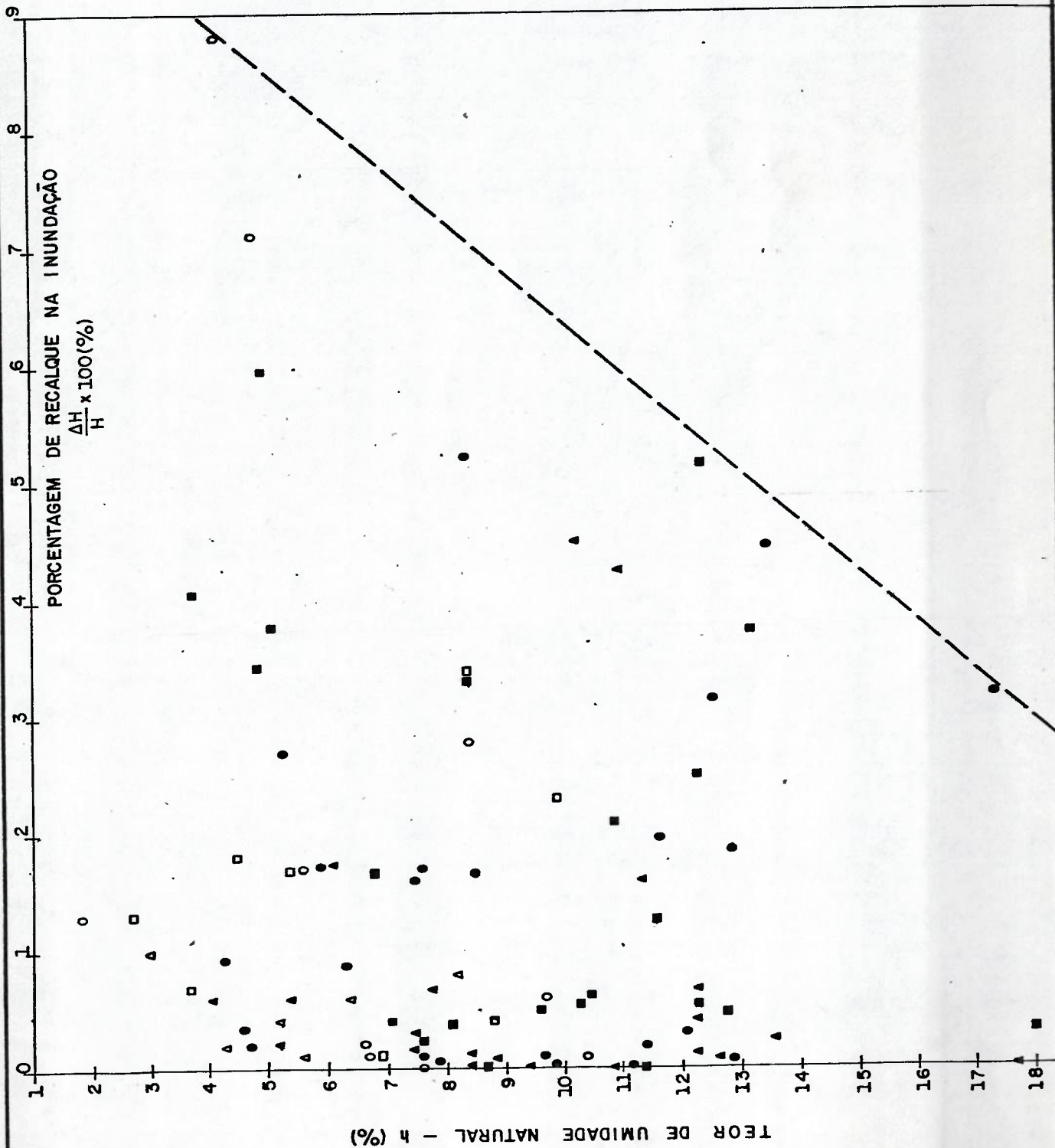


FIGURA 3.17

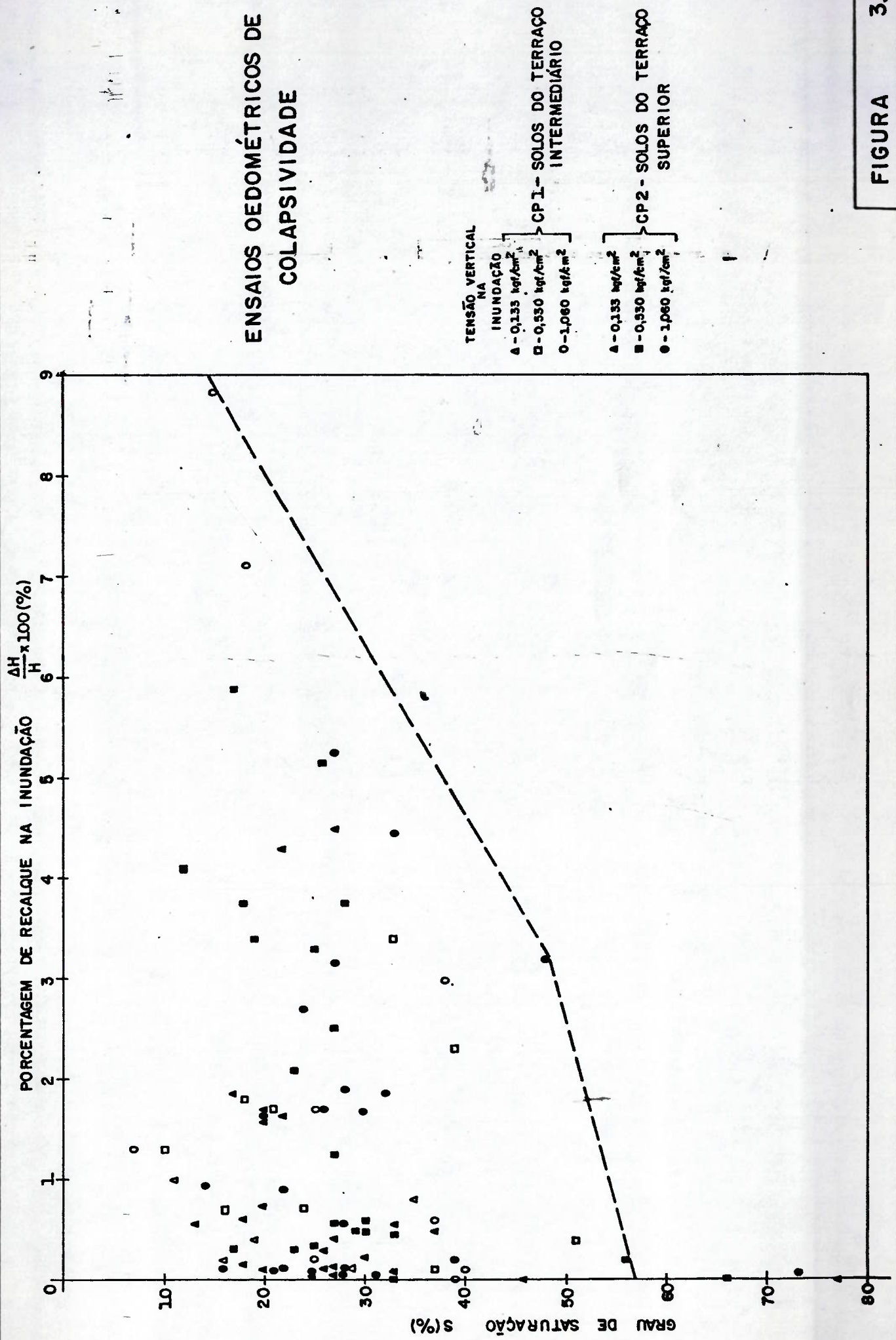


FIGURA 3.18

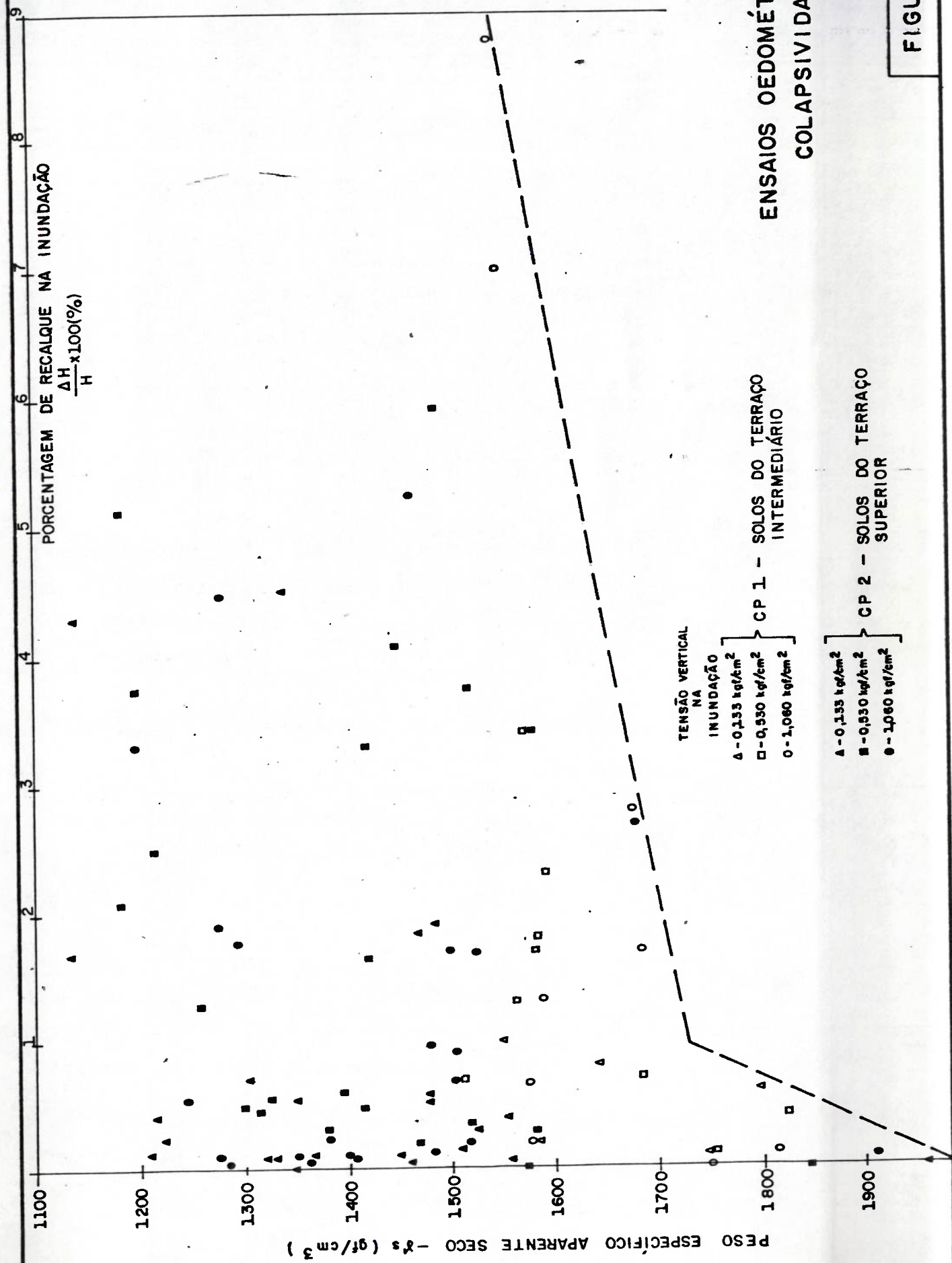
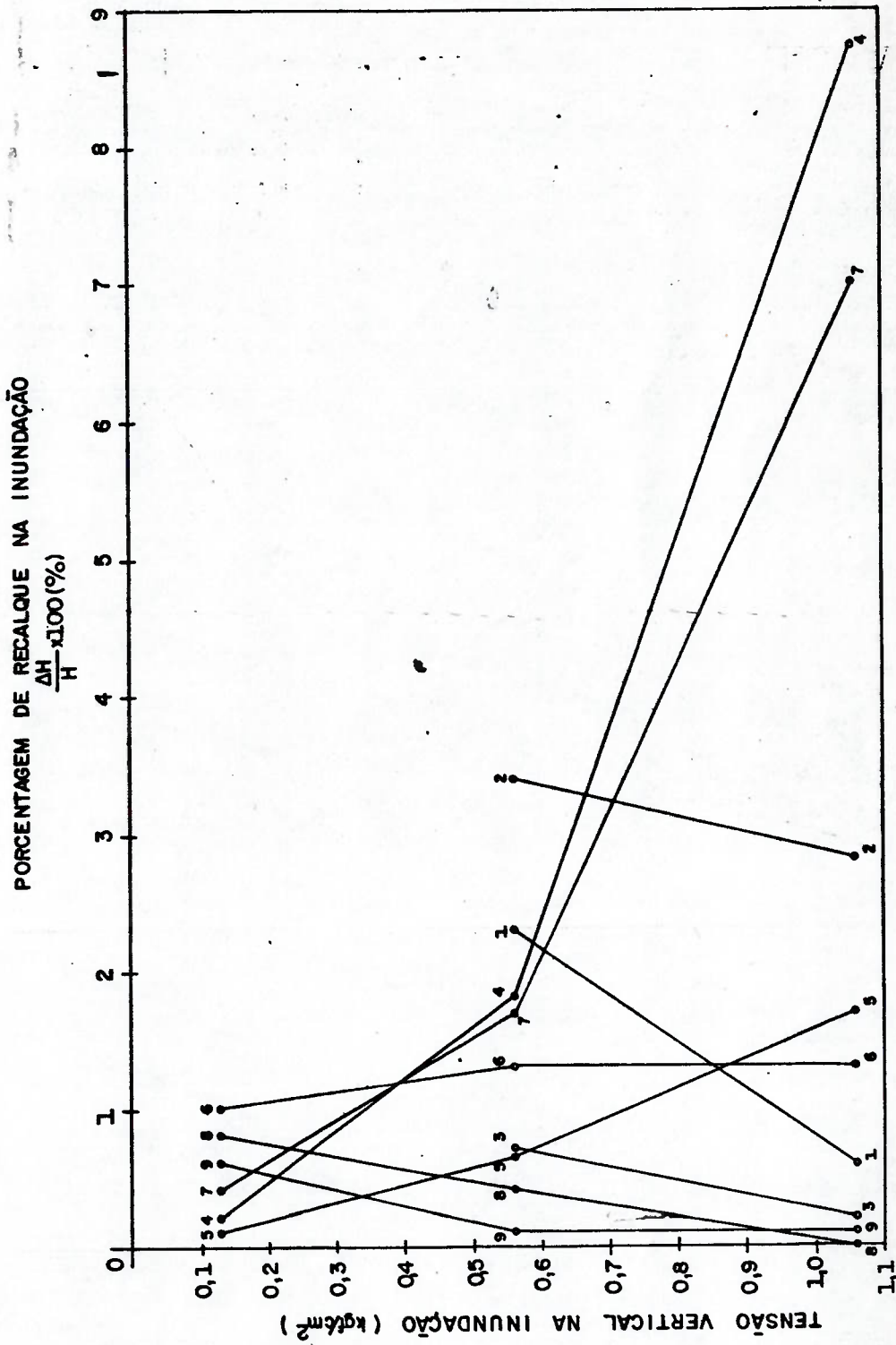


FIGURA 3.19



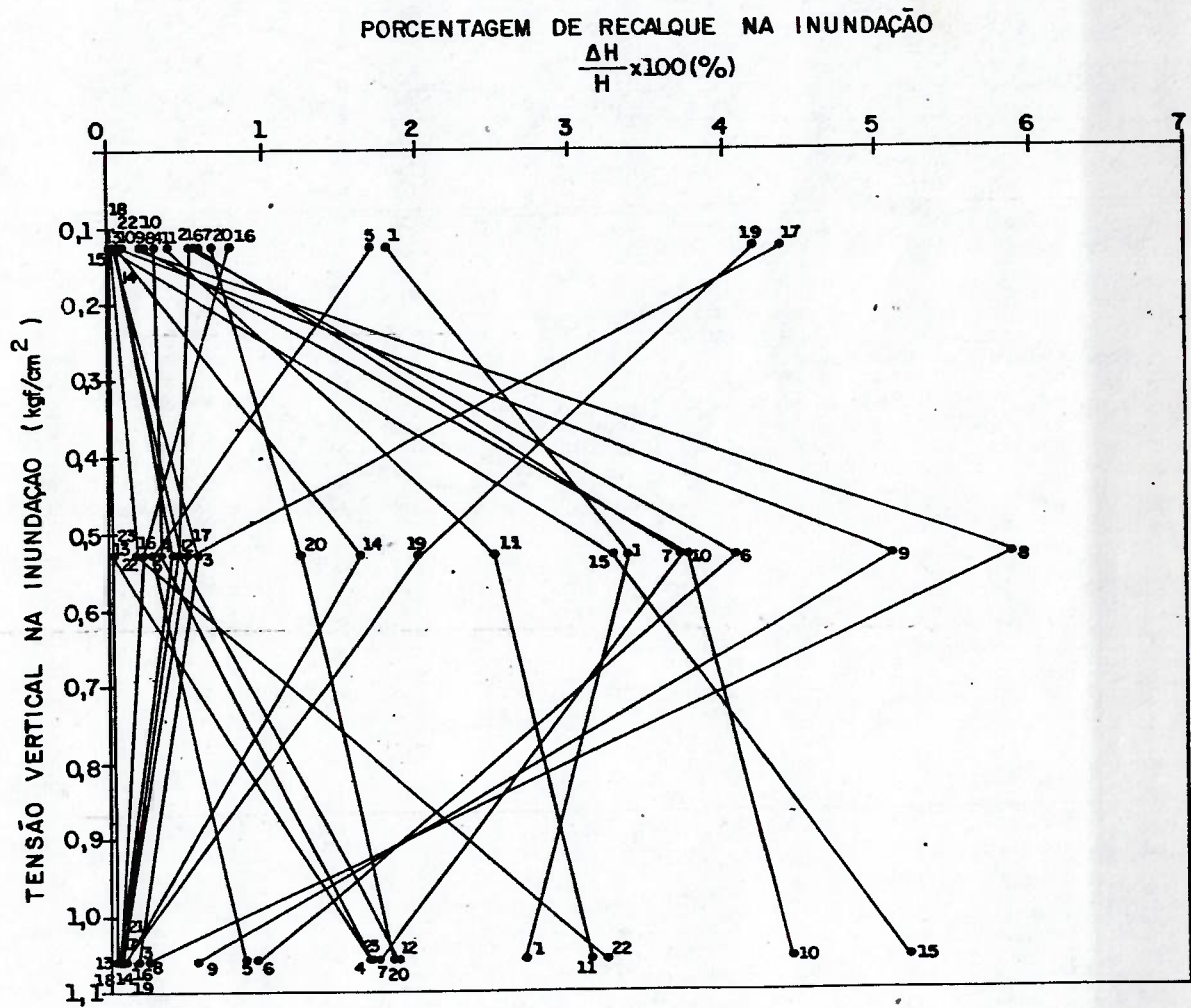
# ENSAIOS OEDOMÉTRICOS DE COLAPSIVIDADE



SOLOS DO TERRAÇO INTERMEDIÁRIO - CP1

• Nº DA AMOSTRA

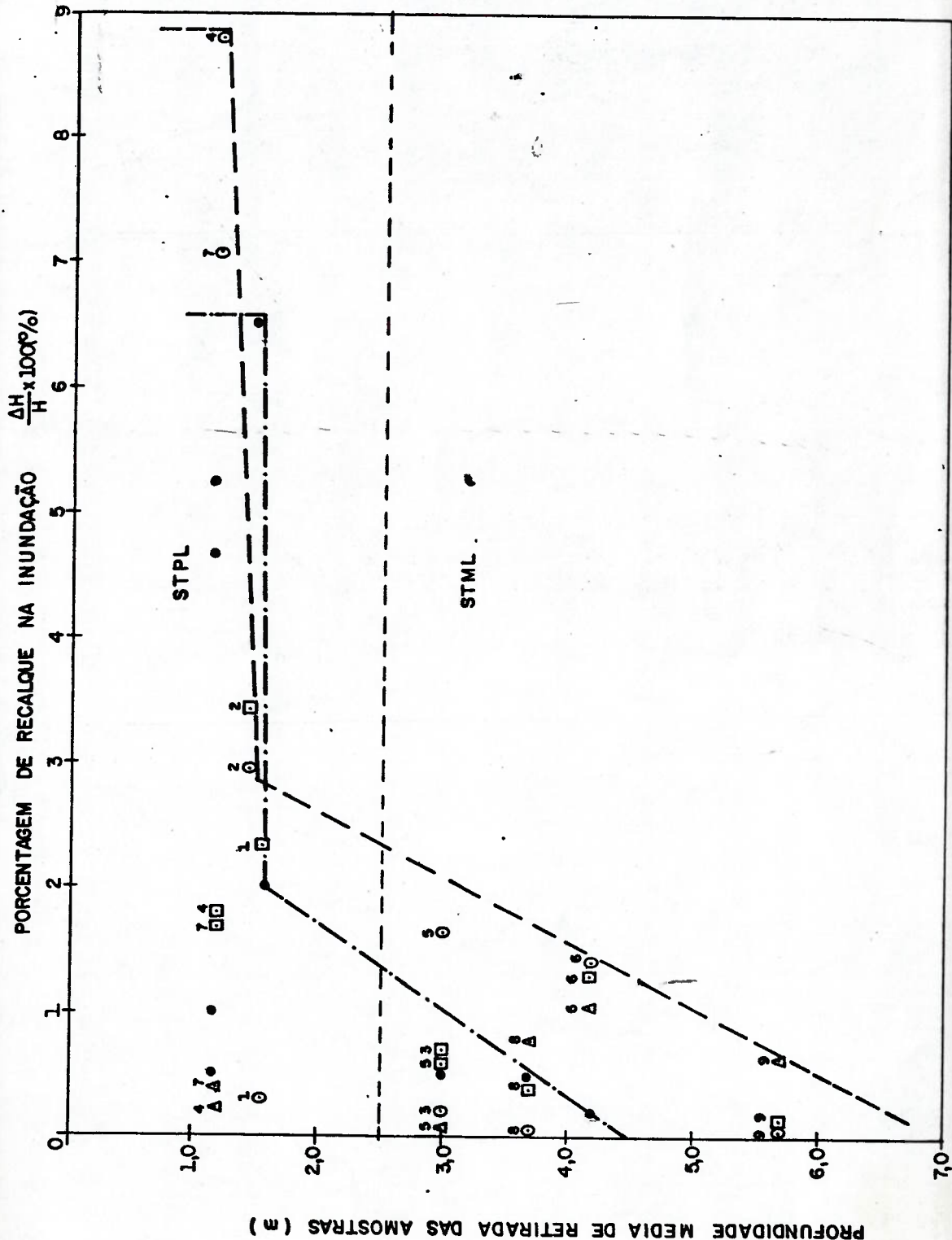
# ENSAIOS OEDOMÉTRICOS DE COLAPSIVIDADE



SOLOS DO TERRAÇO SUPERIOR - CP 2

z - Nº DA AMOSTRA

# ENSAIOS OEDOMÉTRICOS DE COLAPSIVIDADE



SOLOS DO TERRAÇO INTERMEDIÁRIO - CPI

TENSÕES VERTICAIS NA INUNDAÇÃO  
 Δ 0,133 kgf/cm<sup>2</sup>  
 □ 0,530 kgf/cm<sup>2</sup>  
 ○ 1,060 kgf/cm<sup>2</sup>  
 1 - 2 - 3 - NÚMERO DA AMOSTRA

STPL - SOLO TRANSPORTADO POUCO LATERIZADO

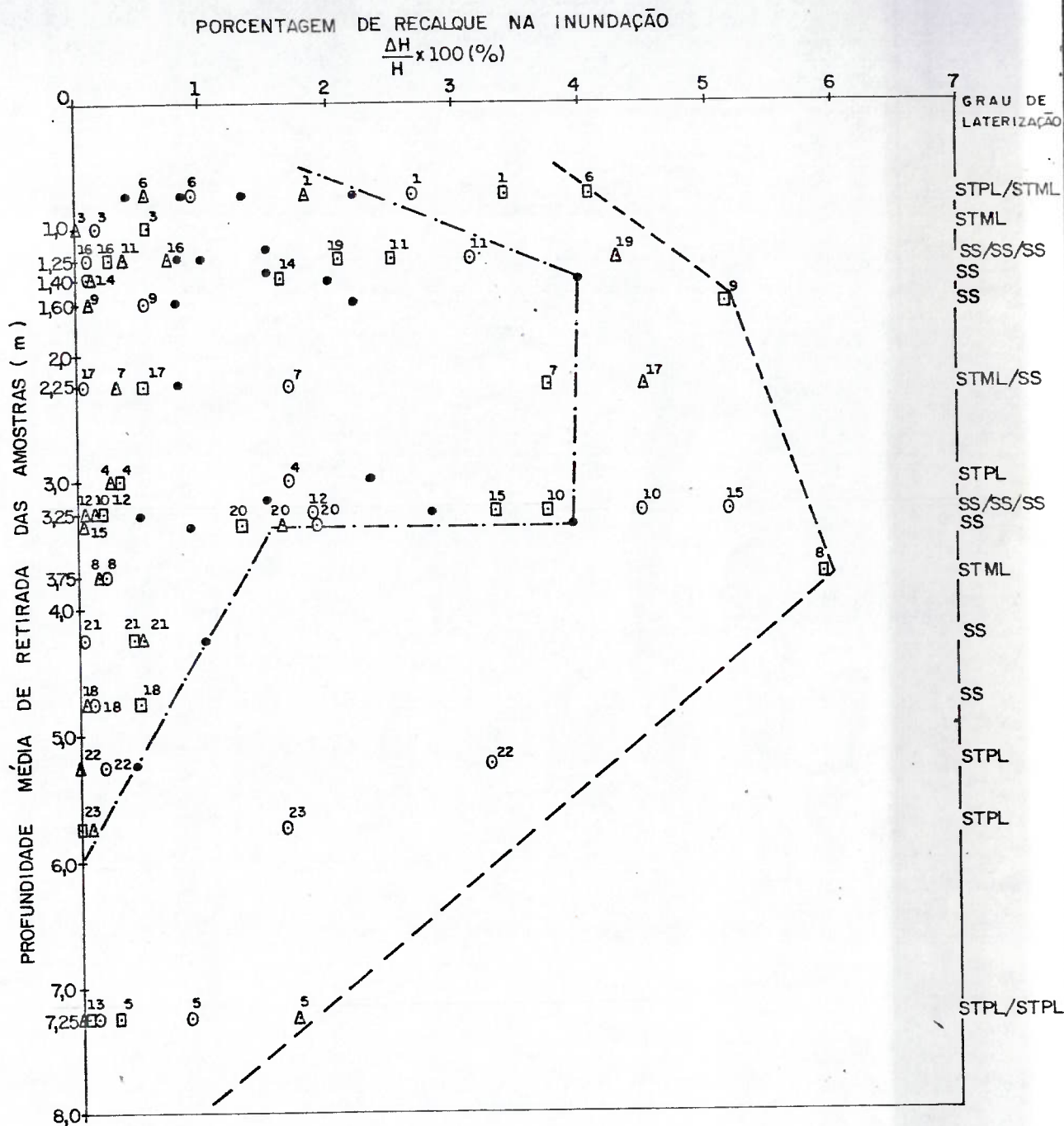
STML - SOLO TRANSPORTADO MUITO LATERIZADO

● - DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA DOS ENSAIOS OEDOMÉTRICOS "GÊMEOS"  
 - - - - - ENVOLTÓRIA DOS ENSAIOS OEDOMÉTRICOS "GÊMEOS"  
 - - - - - ENVOLTÓRIA DOS ENSAIOS OEDOMÉTRICOS DE COLAPSIVIDADE

FIGURA 3.22



# ENSAIOS OEDOMÉTRICOS DE COLAPSIVIDADE



SOLOS DO TERRAÇO SUPERIOR CP2

TENSÕES VERTICAIS NA INUNDAÇÃO

{	A	0,133 kgf/cm <sup>2</sup>
	□	0,530 kgf/cm <sup>2</sup>
	○	1,060 kgf/cm <sup>2</sup>

--- ENVOLTÓRIA DOS ENSAIOS OEDOMÉTRICOS "GÊMEOS"

--- ENVOLTÓRIA DOS ENSAIOS OEDOMÉTRICOS DE COLAPSIVIDADE

SS - SOLO SUPERFICIAL

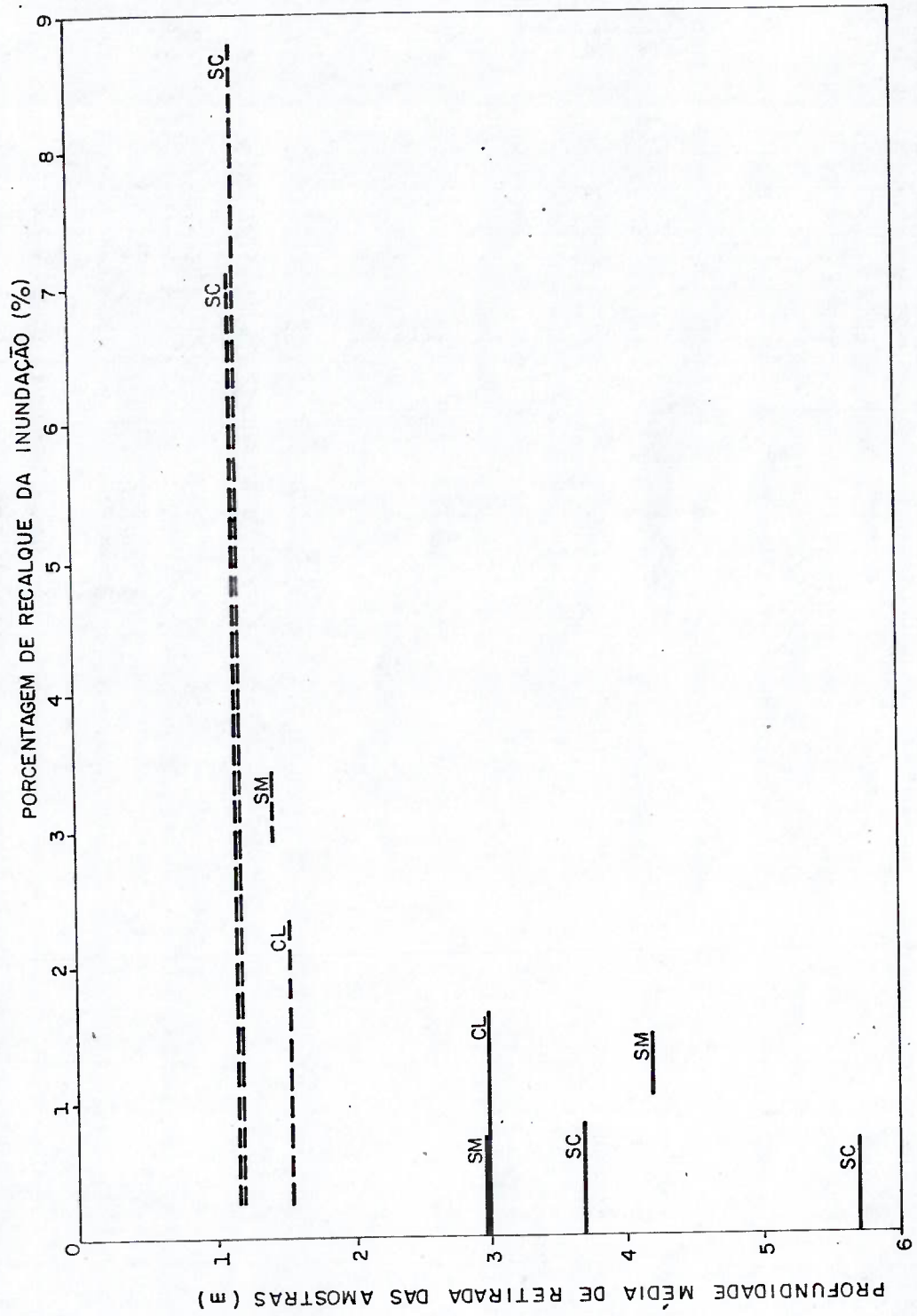
STPL - SOLO TRANSPORTADO POUCO LATERIZADO

STML - SOLO TRANSPORTADO MUITO LATERIZADO

5 - NÚMERO DA AMOSTRA

• - DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA DOS ENSAIOS OEDOMÉTRICOS "GÊMEOS"

ENSAIOS OEDOMÉTRICOS DE COLAPSIVIDADE  
 VARIAÇÃO DA PORCENTAGEM DE RECALQUE NA INUNDAÇÃO



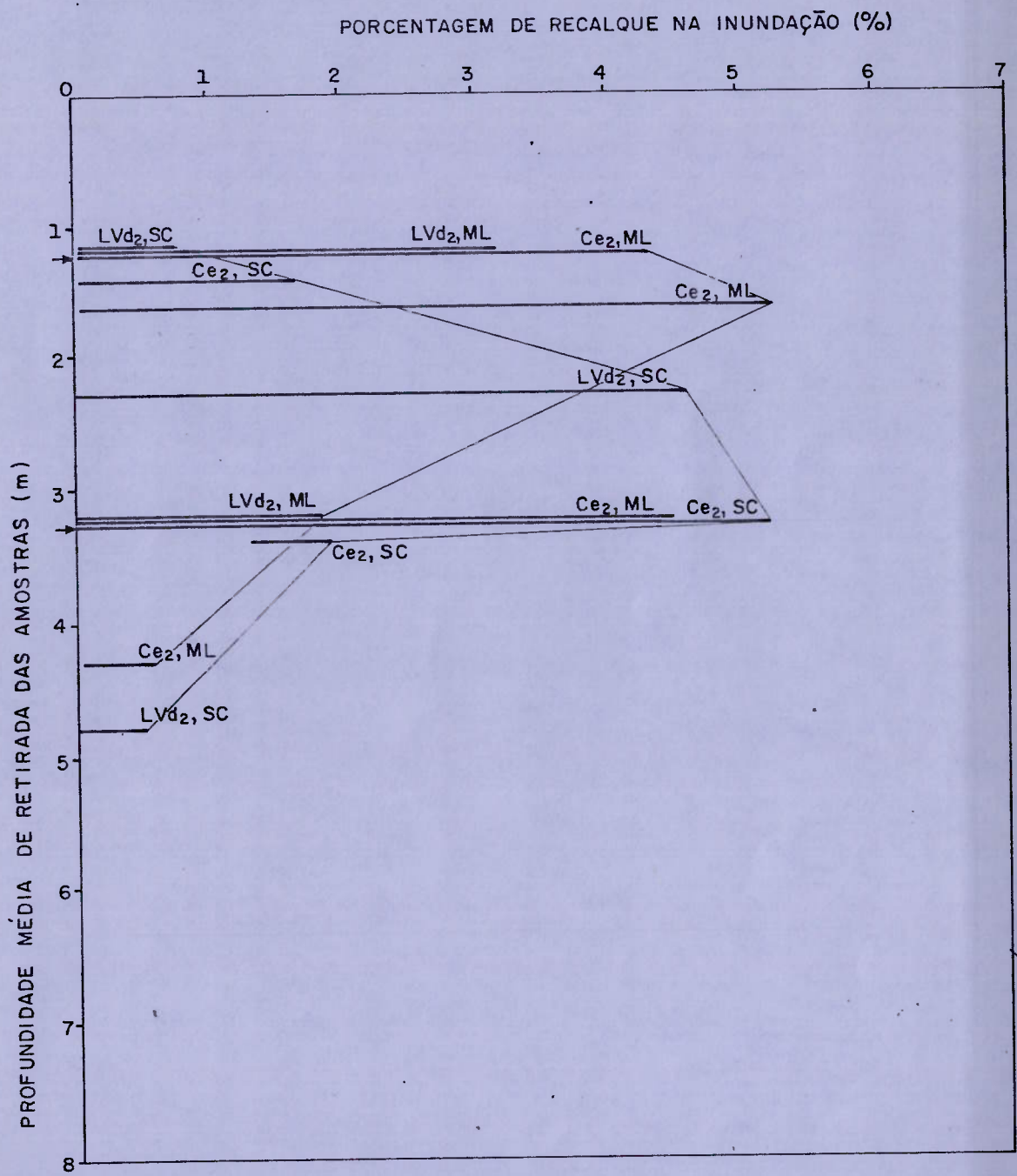
SOLOS DO TERRAÇO INTERMEDIÁRIO - CPI

UNIDADE PEDOLÓGICA Ae4 - SOLO ALUVIAL EUTRÓFICO  
 SOLO TRANSP. POUCO LATERIZADO  
 SOLO TRANSP. MUITO LATERIZADO

CLASSIFICAÇÃO UNIFICADA

SC

# ENSAIOS OEDOMÉTRICOS DE COLAPSIVIDADE VARIACÃO DA PORCENTAGEM DE RECALQUE NA INUNDAÇÃO

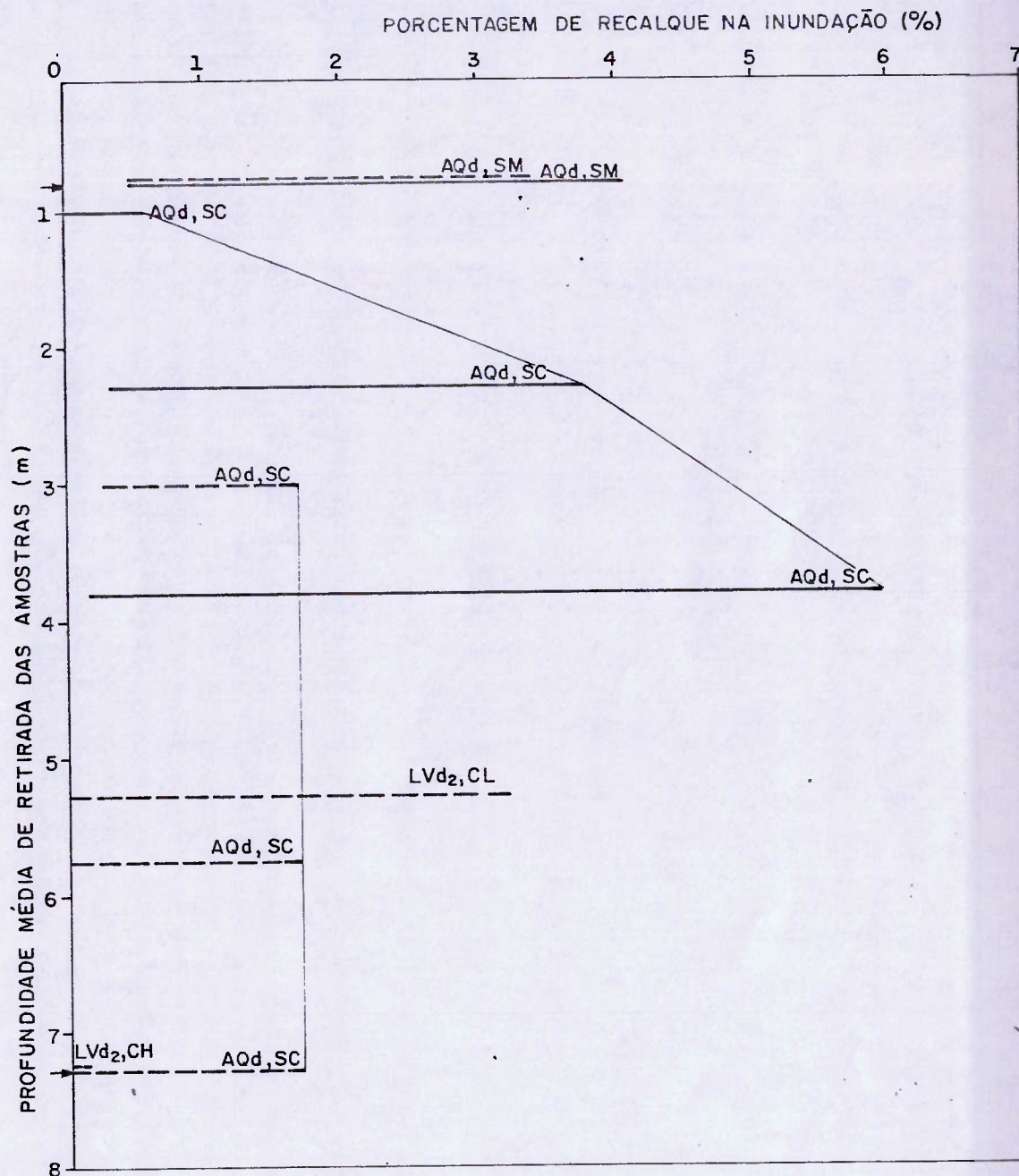


SOLOS DO TERRAÇO SUPERIOR - CP 2

UNIDADE PEDOLÓGICA	Ce <sub>2</sub> , ML	CLASSIFICAÇÃO UNIFICADA
SOLO SUPERFICIAL	—————	
LVd <sub>2</sub> - LATOSSOLO VERMELHO AMARELO DISTRÓFICO		
Ce <sub>2</sub> - CAMBISSOLO EUTRÓFICO		



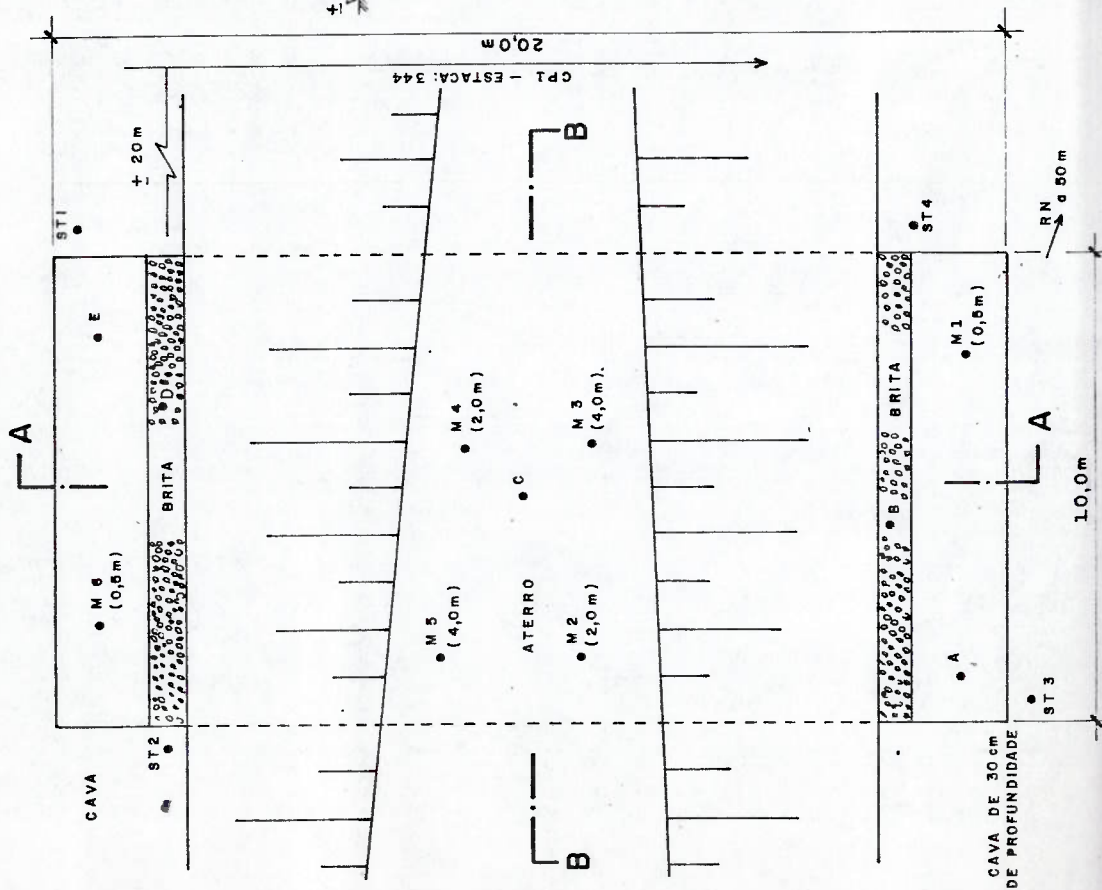
# ENSAIOS OEDOMÉTRICOS DE COLÁPSIVIDADE VARIAÇÃO DA PORCENTAGEM DE RECALQUE NA INUNDAÇÃO



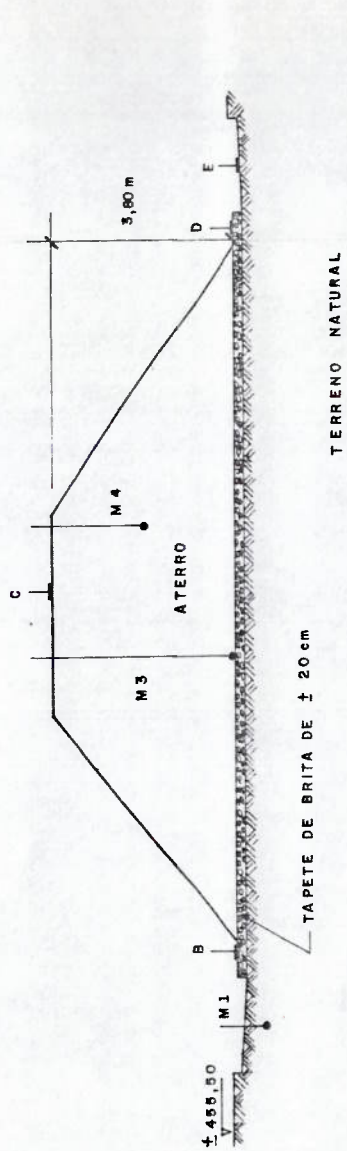
SOLOS DO TERRAÇO SUPERIOR - CP 2

	UNIDADE PEDOLÓGICA	CLASSIFICAÇÃO UNIFICADA
SOLO TRANSP. POUCO LATERIZADO (STPL)	---	AQd, SM
SOLO TRANSP. MUITO LATERIZADO (STML)	---	---
AQd - AREIA QUARTZOSA DISTRÓFICA		
LVd <sub>2</sub> - LATOSSOLO VERMELHO AMARELO DISTRÓFICO		

PLANTA DO ENSAIO

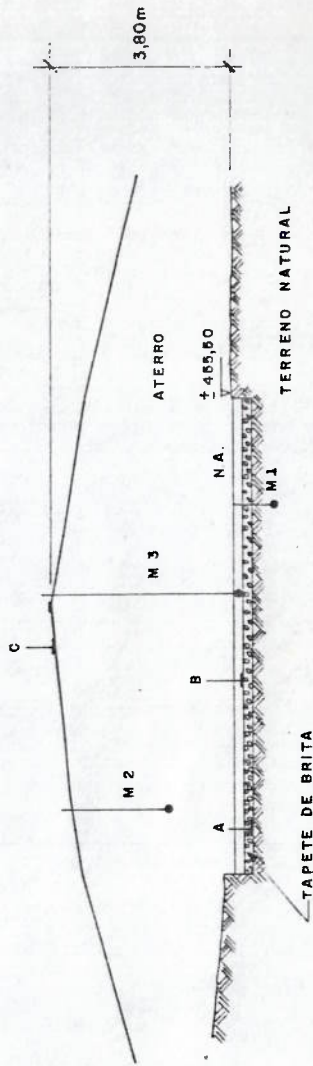


CORTE TRANSVERSAL DO ENSAIO



CORTE A-A

CORTE LONGITUDINAL DO ENSAIO



CORTE B-B

M 1 e M 6 = MEDIDORES PROFUNDOS DE RECALQUE  
 A e E = MEDIDORES SUPERFICIAIS DE RECALQUE  
 ST = SONDAÇÃO A TRADO

ESCALA GRÁFICA



ESQUEMA DE EXECUÇÃO DO ENSAIO DE COLAPSIVIDADE "IN-SITU"

ENSAIO DE COLAPSIVIDADE "IN-SITU".— ENSAIO DE CAVA  
 RESULTADOS DOS MEDIDORES DE RECALQUE

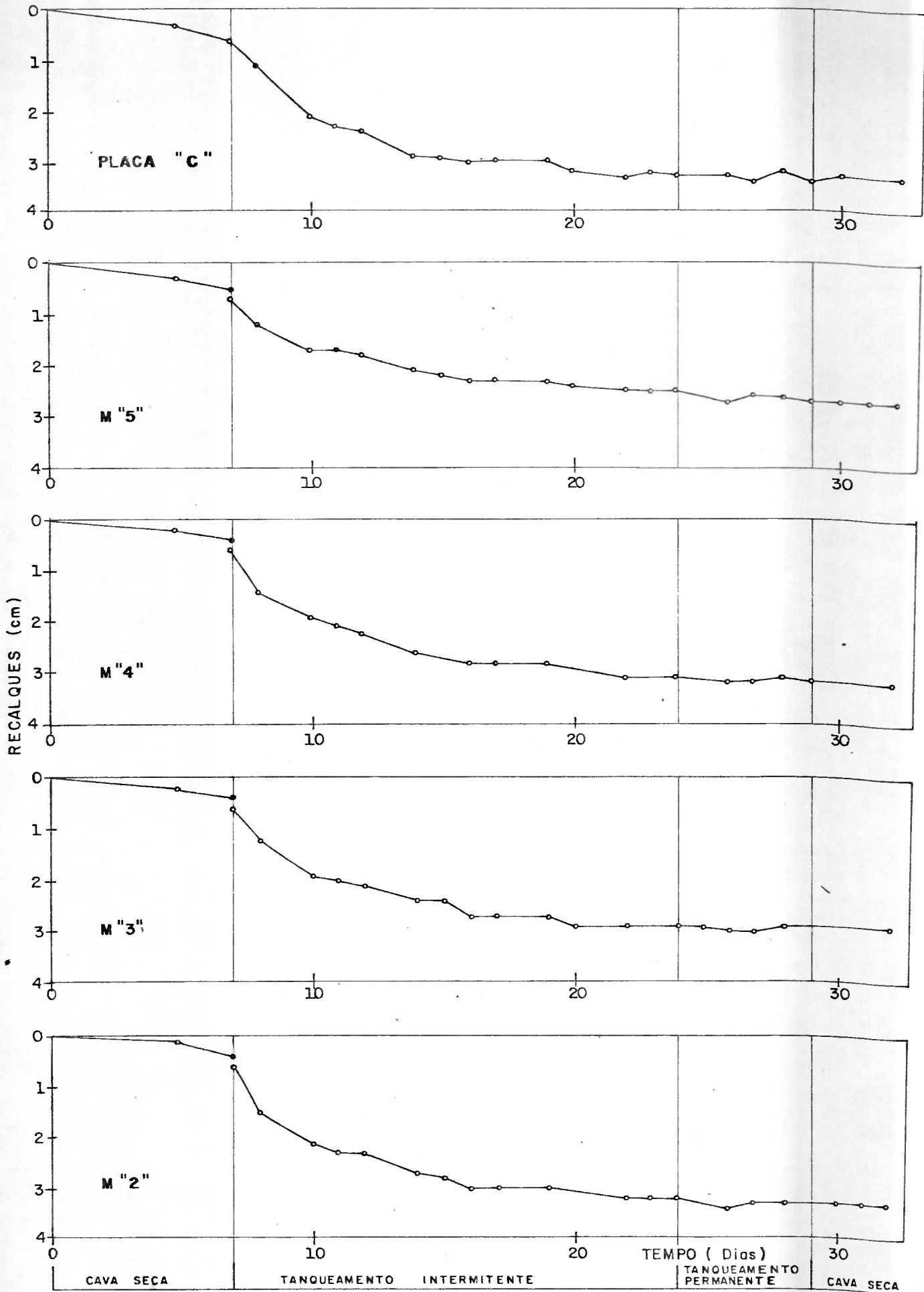
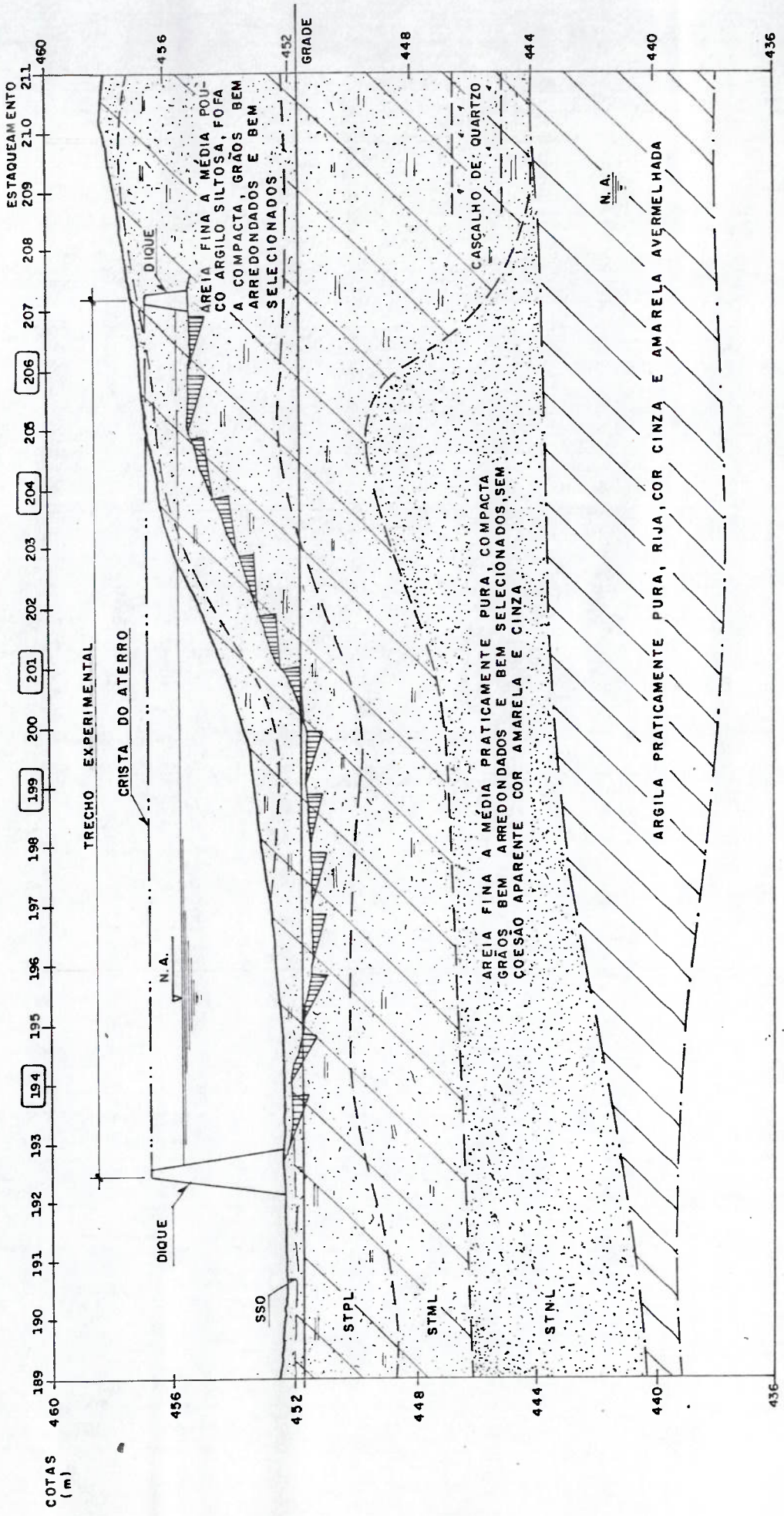


FIGURA 3.28



# PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO LONGITUDINAL DO TRECHO EXPERIMENTAL



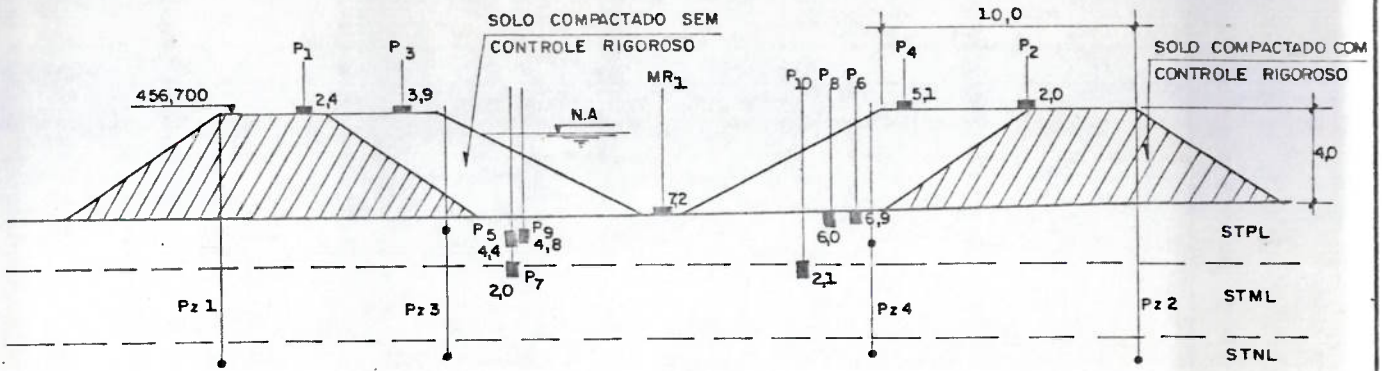
- SSO — SOLO SUPERFICIAL ORGÂNICO
- STPL — SOLO TRANSPORTADO POUCO LATERIZADO
- STML — SOLO TRANSPORTADO MUITO LATERIZADO
- STNL — SOLO TRANSPORTADO NÃO LATERIZADO
- FUNDO DO CANAL "GRADE"
- CONTATO GEOLÓGICO INFERIDO
- - - CONTATO ENTRE HORIZOTES E MATERIAIS DIFERENTES NUMA MESMA CAMADA
- 201 SEÇÕES INSTRUMENTADAS

ESCALA : H : 1:2000  
V : 1:200

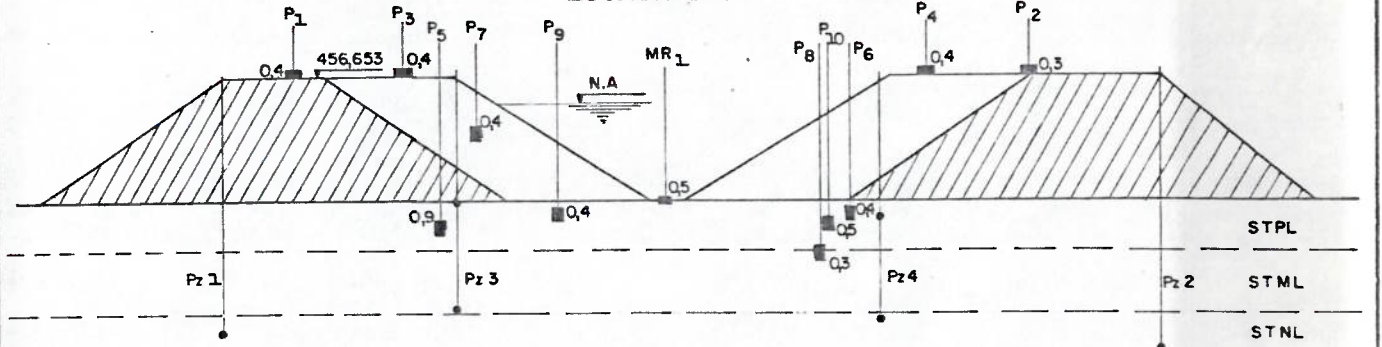
— FUNDO DA ESCAVAÇÃO

# SEÇÕES TRANSVERSAIS DO TRECHO PILOTO POSICIONAMENTO DOS MEDIDORES DE RECALQUE E PIEZÔMETROS

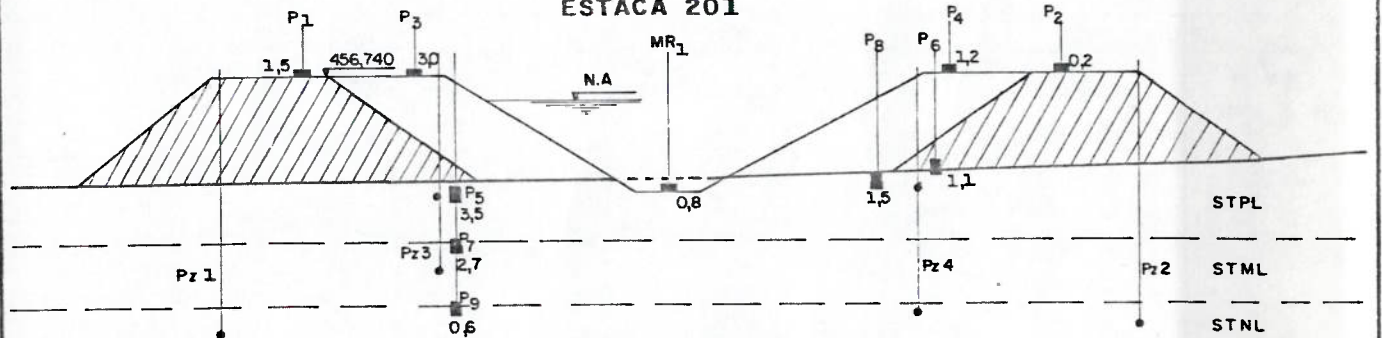
## ESTACA 194



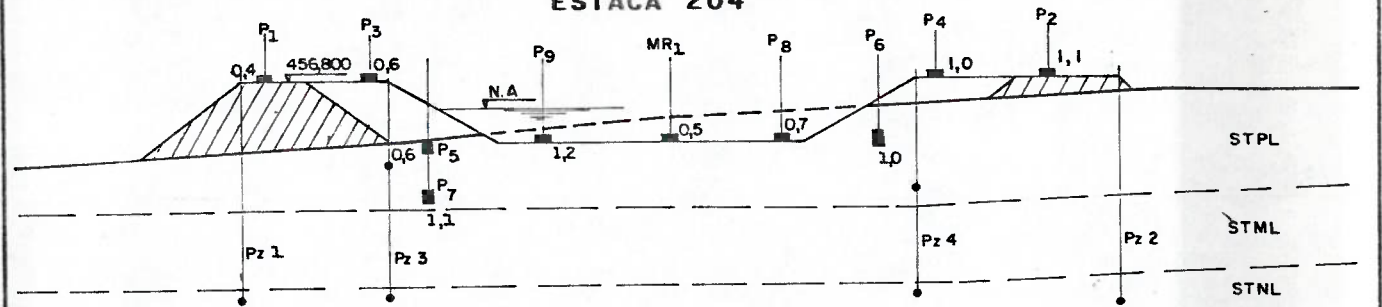
## ESTACA 199



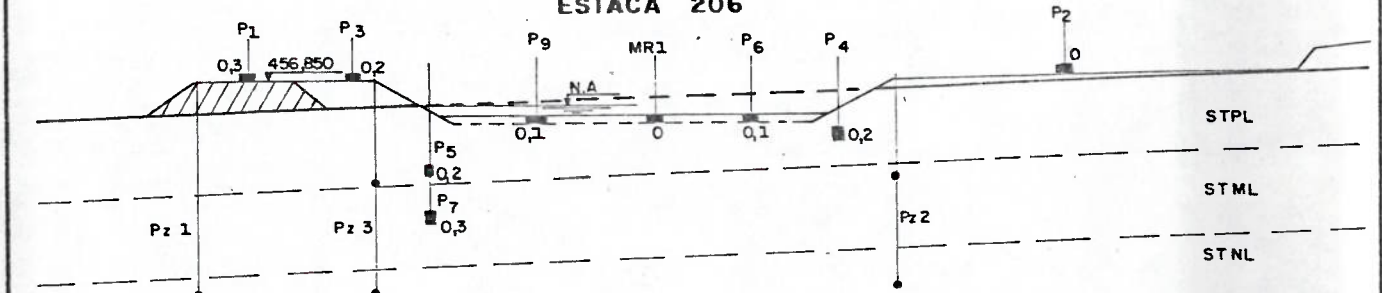
## ESTACA 201



## ESTACA 204



## ESTACA 206



STPL/STML — SOLO TRANSPORTADO PCO./  
MUITO LATERIZADO

STNL — SOLO TRANSPORTADO NÃO  
LATERIZADO

● — PIEZÔMETRO TIPO CASAGRANDE  
(STAND-PIPE)

P1  
■ 0,4 — RECALQUE FINAL DO  
INSTRUMENTO (cm)

P1  
■ — PLACA DE RECALQUE  
SUPERFICIAL

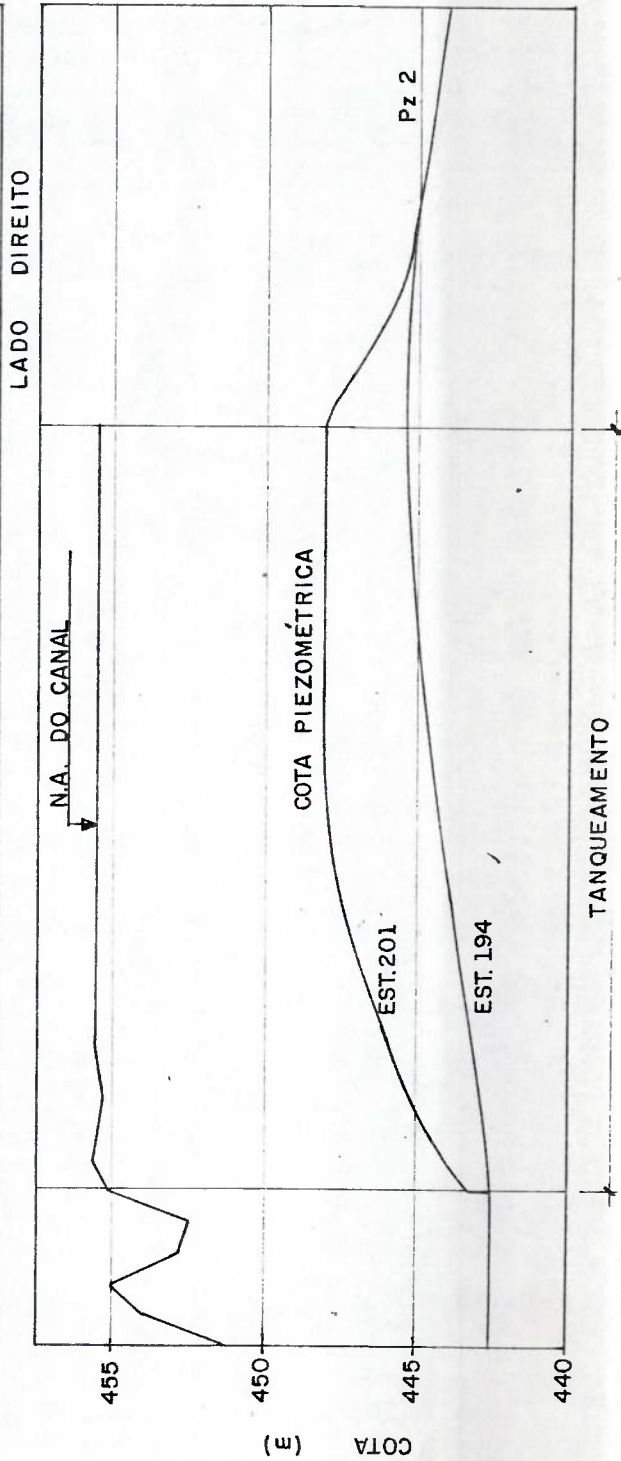
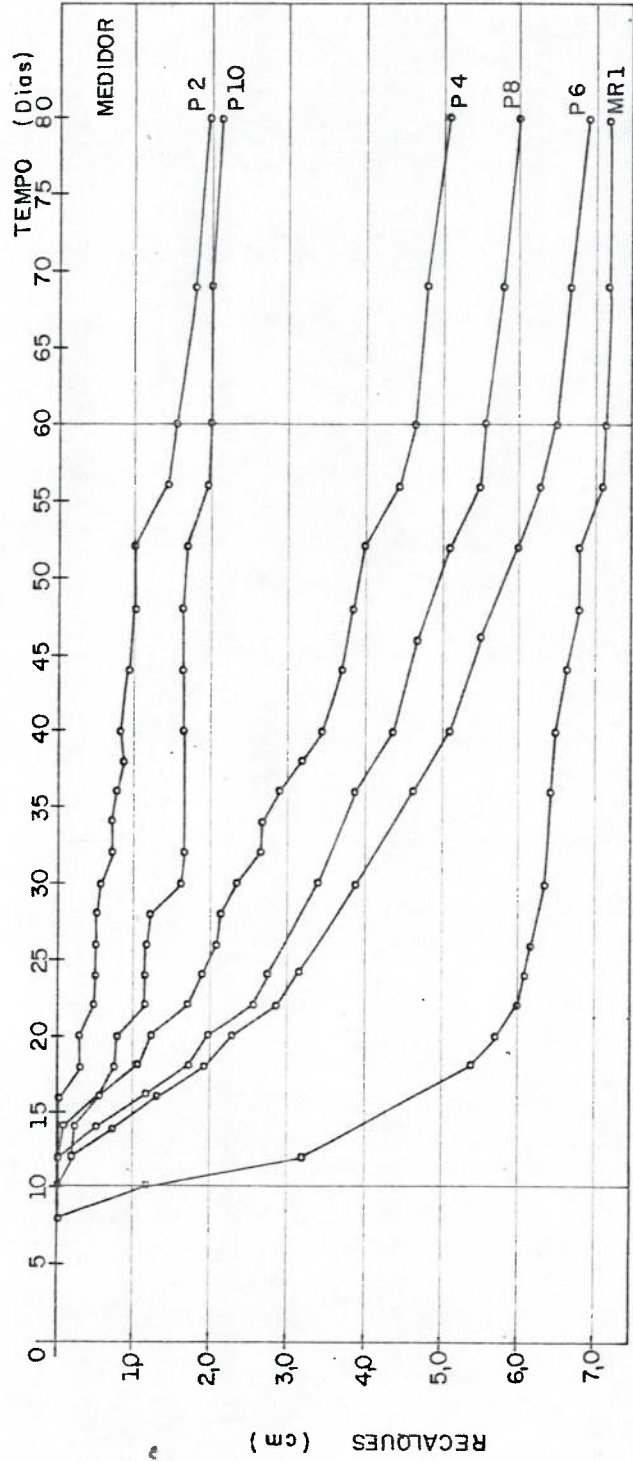
P5  
■ — MEDIDOR DE RECALQUE  
PROFUNDO

ESCALA GRÁFICA



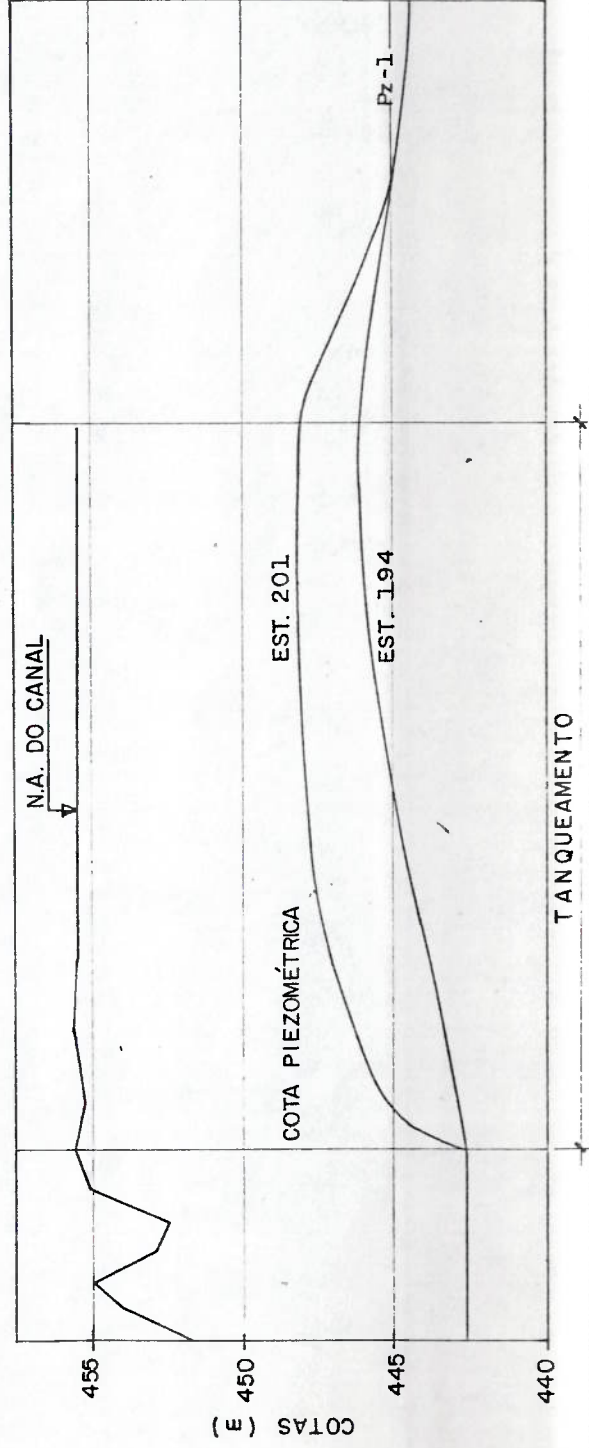
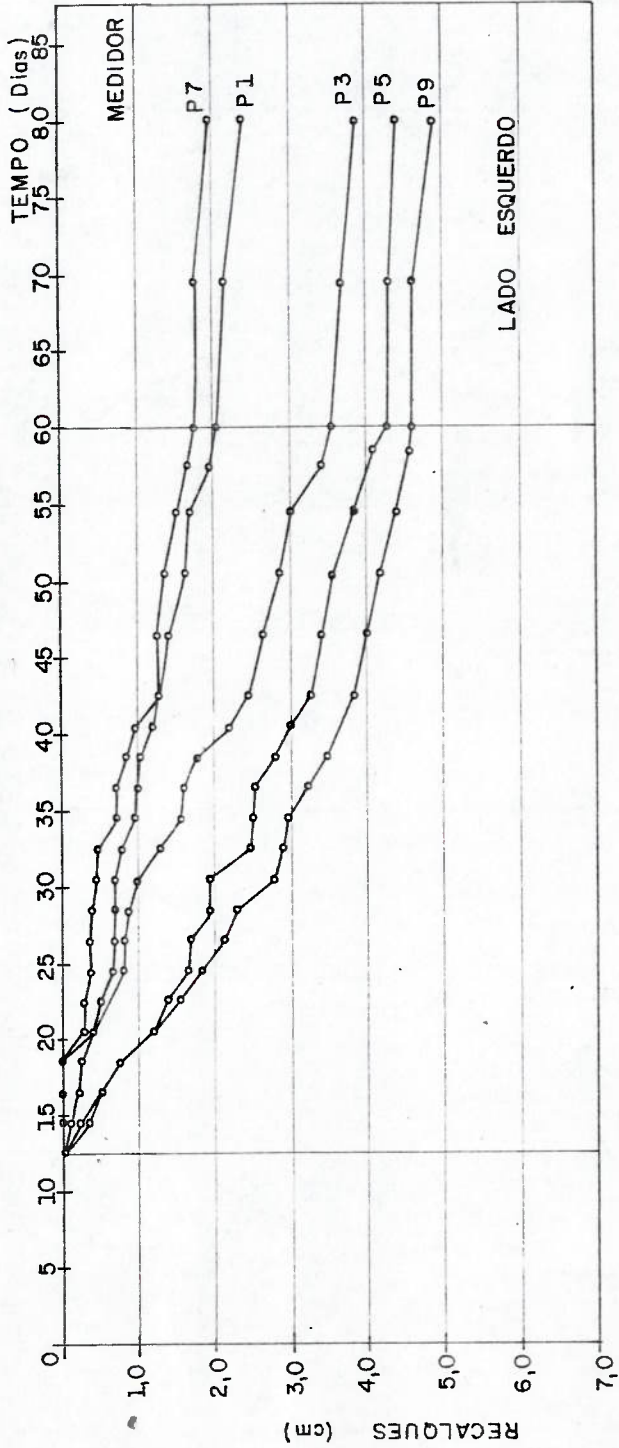


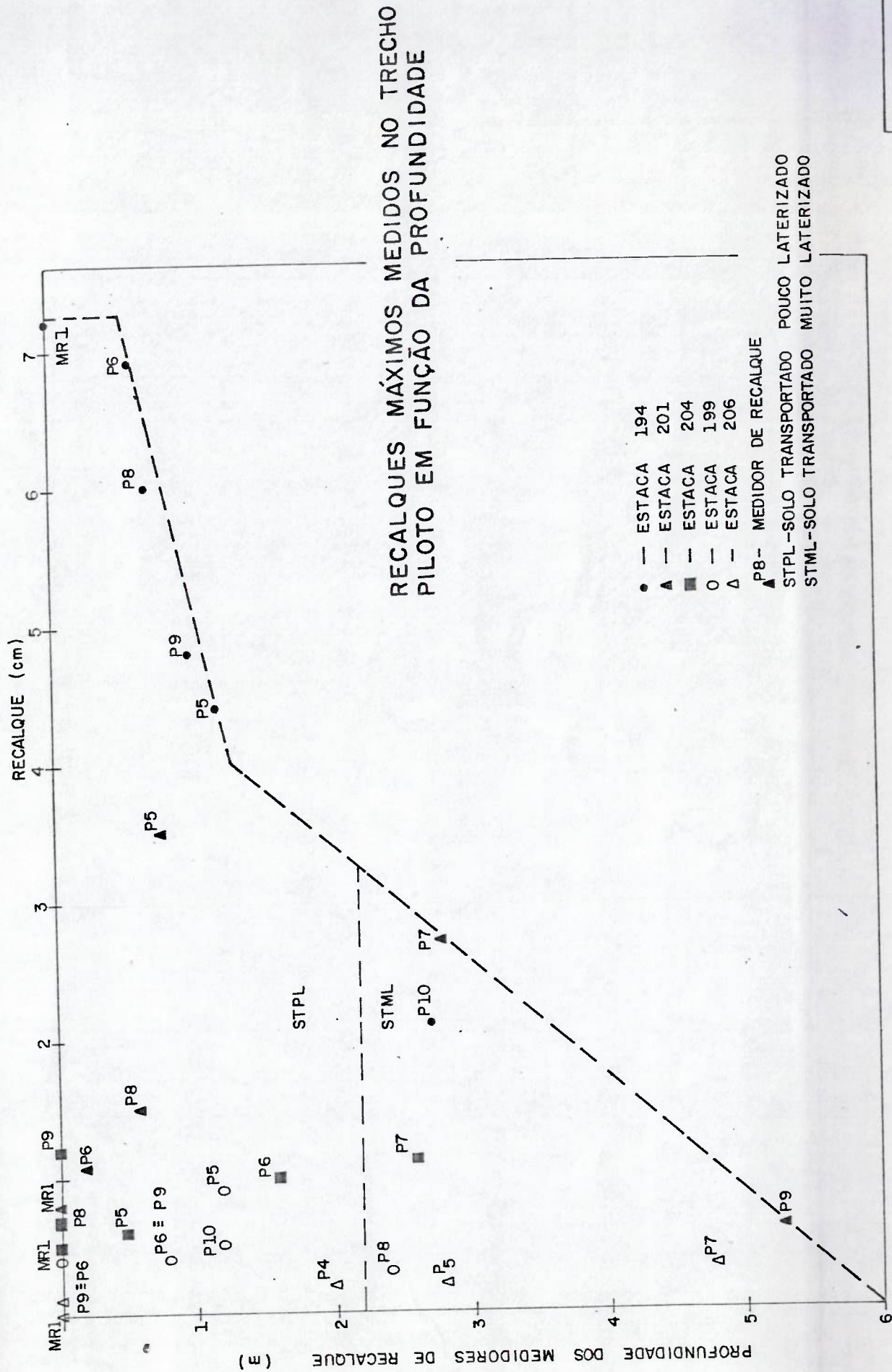
EVOLUÇÃO DOS RECALQUES E VARIAÇÃO DO NÍVEL D'ÁGUA DURANTE O ENSAIO  
 ESTACA 194 - CP-1





EVOLUÇÃO DOS RECÁLQUES E VARIAÇÃO DO NÍVEL D'ÁGUA DURANTE O ENSAIO  
ESTACA 194 - CP-1





OBS. :- PROFUNDIDADE MEDIDA ABAIXO DO SOLO SUPERFICIAL ORGÂNICO



# EVOLUÇÃO DA VELOCIDADE DE RECALQUE NO TEMPO

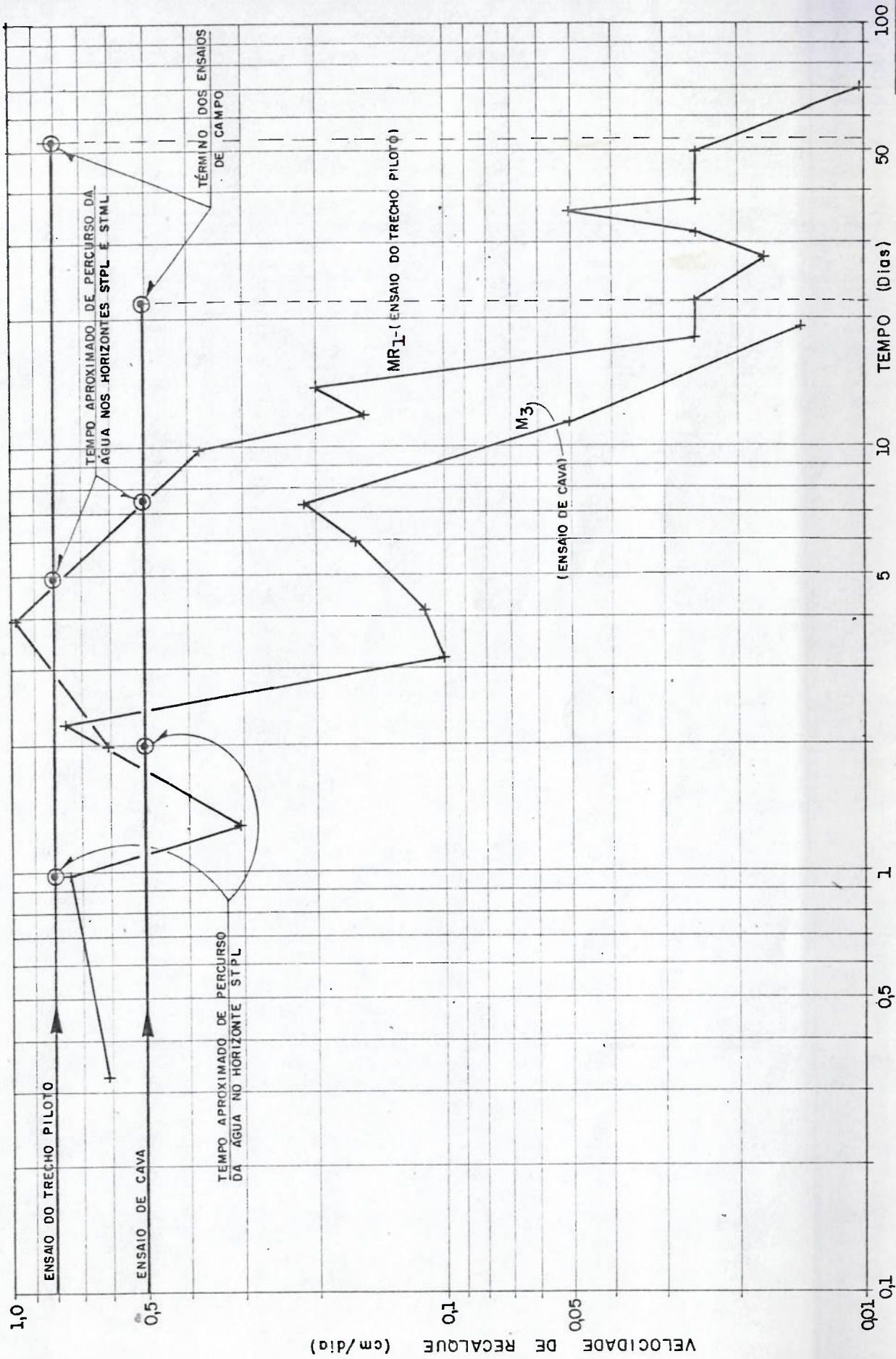
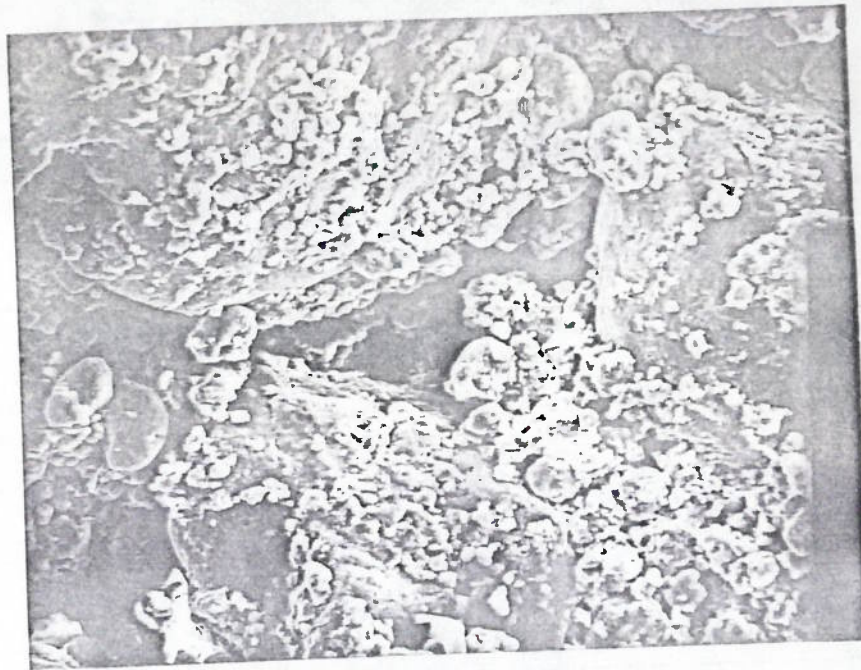


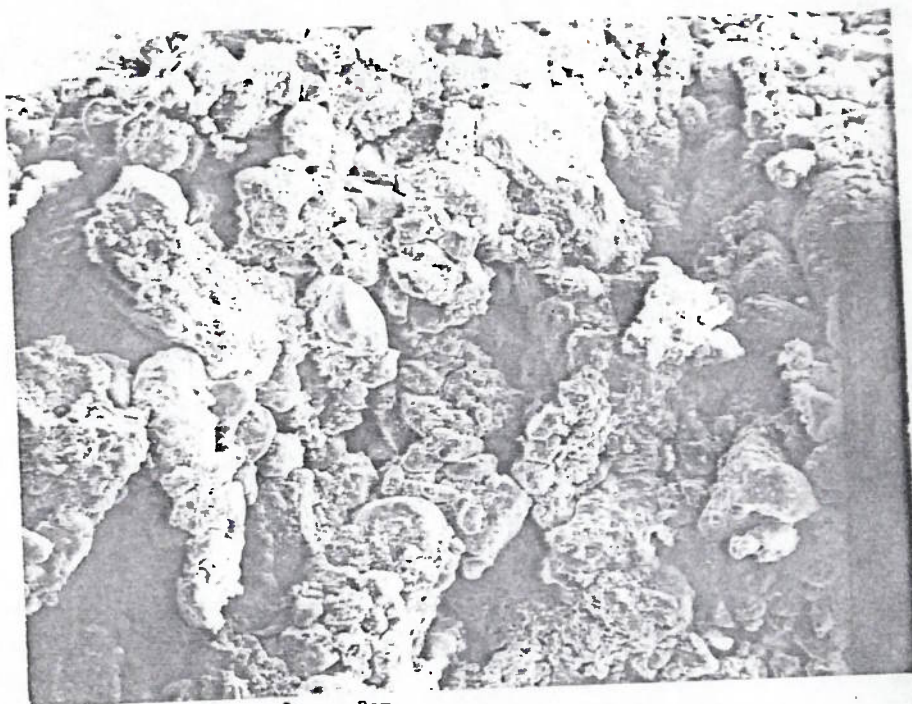
FIGURA 3.34





0 1 2 cm  
1 cm = 32  $\mu$ m

FOTO 01 - Amostra 08 - CP-1  
Estaca 245  
Profundidade - 3,50 a 3,90 m  
Indeformada  
Aumento 316 x



0 1 2 cm  
1 cm = 127  $\mu$ m

FOTO 02 - Amostra 04 - CP-1  
Estaca 195  
Profundidade - 1,00 a 1,40 m  
Indeformada  
Aumento 79 x



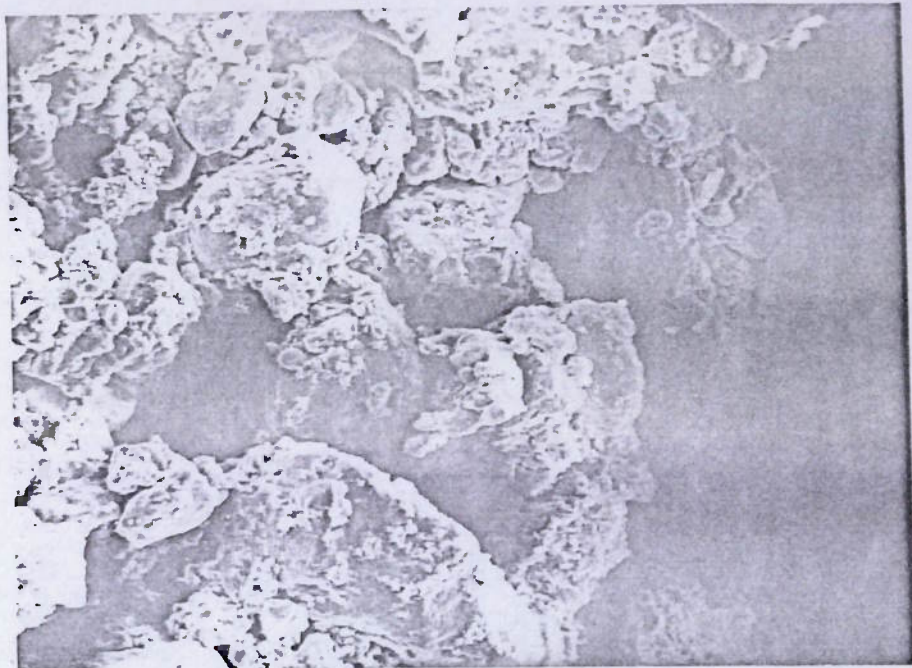


FOTO 03 - Amostra 07 - CP-1  
Estaca 245  
Profundidade - 1,00 a 1,40 m  
Indeformada  
Aumento 158 x

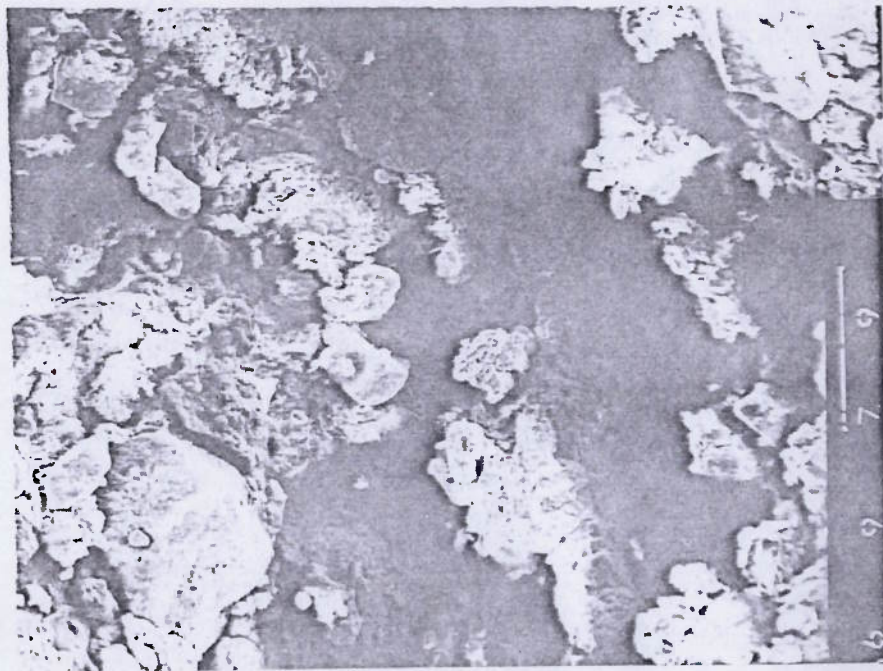


FOTO 04 - Amostra 07 - CP-1  
Estaca 245  
Profundidade - 1,00 a 1,40 m  
Após inundação em 1,060 kgf/cm<sup>2</sup>  
Aumento 158 x



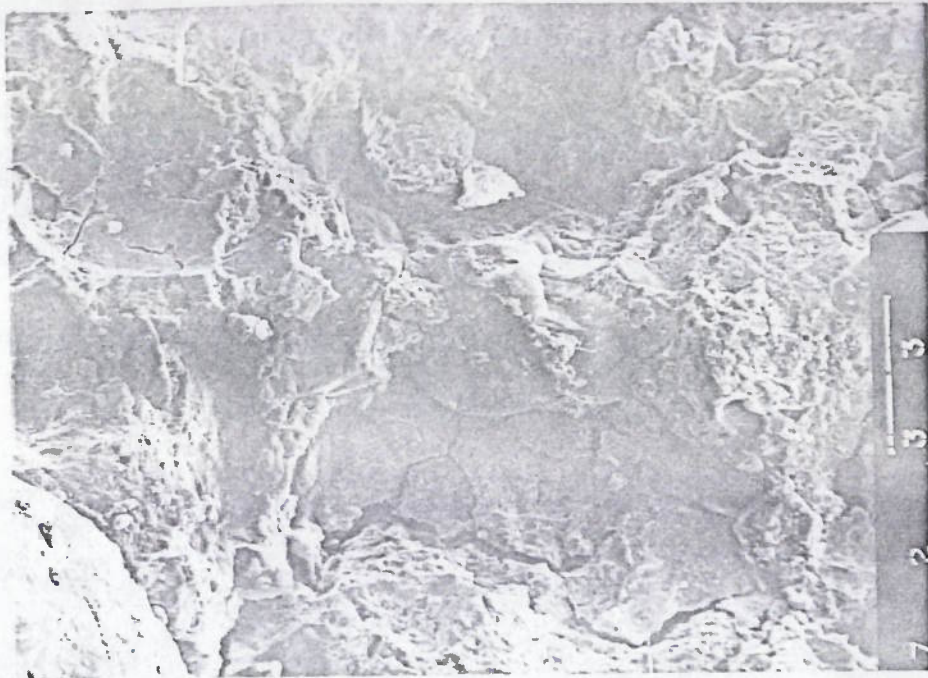


FOTO 05 - Amostra 10 - CP-2  
Estaca 265  
Profundidade - 3,00 a 3,50 m  
Indeformada  
Aumento 158 x

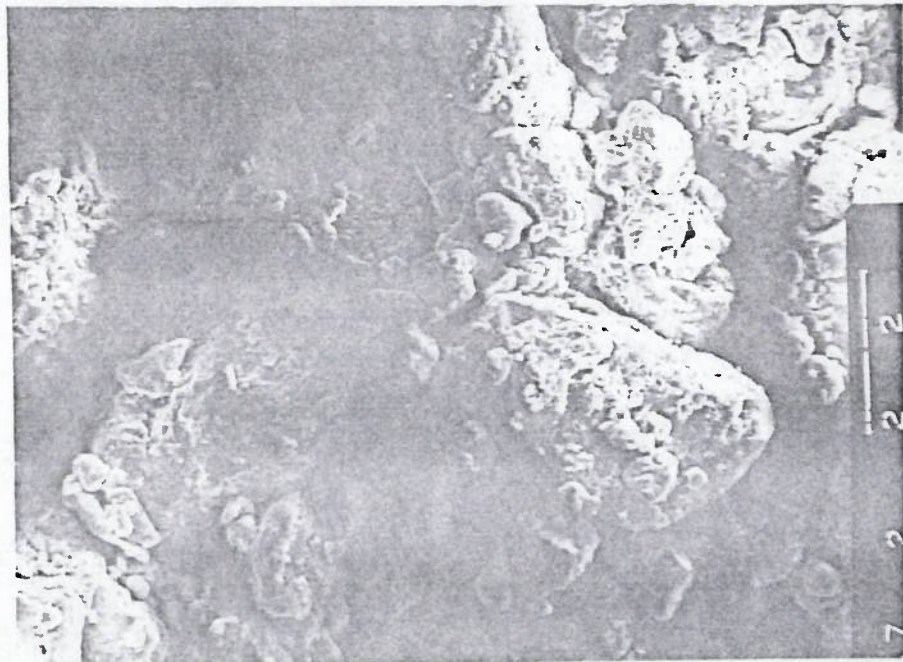


FOTO 06 - Amostra 17 - CP-2  
Estaca 214  
Profundidade - 2,00 a 2,50 m  
Indeformada  
Aumento 475 x



## NOTAÇÃO UTILIZADA

- A - porcentagem de argila
- C - coeficiente de colapsividade
- e - Índice de vazios
- $e_0$  - Índice de vazios do solo sob a tensão vertical  $p_0$
- $e_L$  - Índice de vazios no limite de liquidez
- $e_p$  - Índice de vazios na tensão  $p$ , antes da inundação do corpo de prova
- $e_w$  - Índice de vazios na tensão  $p$ , após a inundação do corpo de prova
- G.C. - grau de compactação
- h - teor de umidade natural
- $h_s$  - teor de umidade para grau de saturação de 100 %
- $h_{ot}$  - teor de umidade ótimo
- $\Delta h$  - desvio do teor de umidade ótimo
- H - altura do corpo de prova no ensaio oedométrico
- $\Delta H$  - variação da altura do corpo de prova no ensaio oedométrico
- $\Delta H/H$  - deformação específica ou porcentagem de recalque na inundação
- i - coeficiente de colapso estrutural
- IP - Índice de plasticidade
- K - coeficiente de subsidência
- $K_d$  - parâmetro definido por Prikionskij (1952) apud Northey (1969)
- $K_L$  - parâmetro definido por Fedá (1966) apud Nuñez (1975)
- LL - limite de liquidez
- LP - limite de plasticidade
- n - porosidade
- p - tensão vertical aplicada no ensaio oedométrico
- $p_0$  - tensão vertical devido ao peso de terra
- $P_0$  - tensão vertical devido ao peso de terra
- $P_{cn}$  - pressão de colapso do corpo de prova no teor de umidade natural

- $P_{cs}$  - pressão de colapso do corpo de prova inundado  
 $R_p$  - coeficiente de subsidência para a tensão  $p$   
 $R_T$  - coeficiente de subsidência total  
 $R_w$  - coeficiente de subsidência devido à inundação do corpo de prova  
 $S$  - grau de saturação  
 $SS$  - solo superficial  
 $STML$  - solo transportado muito laterizado  
 $STNL$  - solo transportado não laterizado  
 $STPL$  - solo transportado pouco laterizado  
 $u_a$  - pressão na fase gasosa dos poros do solo  
 $u_w$  - pressão na fase líquida dos poros do solo  
 $\gamma_a$  - peso específico da água  
 $\gamma_s$  - peso específico aparente seco  
 $\gamma_{sm\bar{a}x}$  - peso específico aparente seco máximo  
 $\delta$  - peso específico real das partículas sólidas  
 $\epsilon_v$  - deformação volumétrica  
 $\chi$  - parâmetro aplicado para solos não saturados  
 $\lambda$  - parâmetro definido pelo Código de Construções da URSS.  
 $\sigma$  - tensão total  
 $\sigma_e$  - tensão efetiva

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABELEV, M. Y. (1975) Compacting Loess Soils in USSR. Géotechnique, London (25) : 79-82, n.1.1975.
- X AITCHISON, G. D. (1973) Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Chays and Structurally Unstable Soils (Collapsible, Expansive and Others). In: INTERNATIONAL CONFERENCE on SOIL MECHANICS and FOUNDATION ENGINEERING, 8 Moscow, v. 3, p. 161-190. 1973.
- ANAGNOSTI, P. (1973) Storage Dams Founded on Collapsing Loess Soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE on SOIL MECHANICS and FOUNDATION ENGINEERING, 8, Moscou, v. 2. 2, p. 7-11. 1973.
- ARAGÃO, C.J.G. & MELO, A.C. (1982) Fundações Rasas em Solo Colapsível: um Caso no semi-árido de Pernambuco. In: CONGRESSO BRASILEIRO de MECANICA dos SOLOS e ENGENHARIA de FUNDAÇÕES, 7, Olinda, v. 2, p. 19-40. 1982.
- ARMAN, A. & THORNTON, S. I. (1973) Identification of Collapsible Soils in Louisiana. HIGHWAY RESEARCH RECORD, n. 426, p. 14-22. 1973.
- BALLY, R. J. L. et alii (1965) Loess as Foundation Soil for Irrigation Systems. In: INTERNACIONAL CONFERENCE on SOIL MECHANICS and FOUNDATION ENGINEERING, 6, Montreal, v. 2, p. 8-12. 1965.
- BARA, J. P. (1972) Wetting Requirements to Improve Collapsing Foundation Soils. ANNUAL and NATIONAL ENVIRONMENTAL ENGINEERING MEETING. ASCE. Houston, Texas. October. 1972.
- BARDEN, L. et alii (1969) Volume change characteristics of unsaturated clay. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, USA (95) : 33-51, SM1. 1969.
- BENVENUTO, C. et alii (1981) Estudo da Colapsividade dos Solos das Fundações dos Canais do Projeto de Irrigação de Jaíba (MG). In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 3, Itapema, v. 1,



p. 417-430. 1981.

BEREZANTZEV, V. G. et alii (1969) On the Strength of Some Soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE on SOIL MECHANICS and FOUNDATION ENGINEERING, 7, México, v. 1, p. 11. 1969.

BISHOP, A. W. & BLIGHT, G. E. (1963) Some Aspects of Effective Stress in Saturated and Unsaturated Soils. Geotechnique, London (13):177-197, n. 3. 1963.

BISHOP, A. W. (1960) The Principle of Effective Stress. NORWEGIAN GEOTECHNICAL INSTITUTE. PUB 32, Oslo. 1960.

BOLOGNESI, A. J. L. & MORETTO, O. (1957) Properties and Behaviour of Silty Soil Originated from Loess Formation. In: INTERNATIONAL CONFERENCE on SOIL MECHANICS and FOUNDATION ENGINEERING, 4, London, v. 1, p. 9. 1957.

BRINK, A. B. A. & KANTEY, A. A. (1961) Collapsible Grain Structure in Residual Granite Soils in Southern Africa. In: INTERNATIONAL CONFERENCE on SOIL MECHANICS and FOUNDATION ENGINEERING, 5, Paris, v. 1, p. 611-614. 1961.

BROWZIN, B. S. (1981) Rheological Definition of Loess Subsidence. In: INTERNATIONAL CONFERENCE on SOIL MECHANICS and FOUNDATION ENGINEERING, 10, Stockholm, v. 1, p. 65-68. 1981.

BUREAU of RECLAMATION. Design of Small Dams. (1960-1974). United States Department of the Interior.

CLEMENCE, S. P. & FINBARR, A. O. (1981) Design Considerations for Collapsible Soils. Journal of the Geotechnical Engineering Division, USA.(107) : 305-317, GT 3. 1981.

CLEVENGER, W. A. (1956) Experiences with Loess as Foundation Material. In: Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, USA. (82), Paper 1025, SM 3. 1956.

COLLINS, K. & MCGOWN, A. (1974) The Form and Function of Microfabric Features in a Variety of Natural Soils. In: Géotechnique, London (24) : 223-254, n.2. 1974.

CONIRD (1978) Projeto do Distrito Agro-Industrial de Jaíba - PRODAIJ. In: CONGRESSO e PRIMEIRA MOSTRA NACIONAIS de IRRIGAÇÃO e DRENAGEM, 4, Salvador. 1978

X DÉCOURT, L. (1968) Compressibilidade de Ombreiras: Algumas Considerações Aplicáveis ao Caso da Barragem de Promissão. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 5, Rio de Janeiro, v. 1, s.p. 1968.

X DÉCOURT, L. (1971) Comparação entre Recalques Previstos e Observados do Terreno de Fundação da Barragem de Promissão. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 7, Rio de Janeiro, v. 2. s.p. 1971.

X DUDLEY, J. H. (1970) Review of Collapsing Soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, USA. (96) : 925-947, SM 3. 1970.

FREDLUND, D. G. & MORGENSTERN, N. R. (1977) Stress State Variables of Unsaturated Soils. Journal of the Geotechnical Engineering Division, USA. (103) : 447-466, GT 5. 1977.

FURTADO, R. & MARTINS, J. B. (1973) Comportamento das Fundações nos Solos Vermelhos de Lourenço Marques. Geotecnia, Lisboa. n.8, p. 37-48. 1973.

GEHLING, W. Y. Y. et alii (1982) Compressibilidade e Colapsibilidade de Solos Porosos do Planalto Meridional do Rio Grande do Sul. In: CONGRESSO BRASILEIRO de MECÂNICA dos SOLOS E ENGENHARIA de FUNDAÇÕES, 7, Olinda, v. 4, p. 192-205. 1982.

GIBBS, H. J. & BARA, J. P. (1962) Predicting Surface Subsidence from Basic Soil Tests. Special Technical Publication, n. 322, ASTM, Philadelphia. 1962.

GIBBS, H. J. & BARA, J. P. (1967) Stability Problems of Collapsing



Soil. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, USA.  
(93) : 577-594, SM 4. 1967.

HILF, J. W. (1956) An Investigation of Pore-Water Pressure in Compacted Cohesive Soils. Technical Memorandum 654, Bureau of Reclamation. United States Department of the Interior. Denver, Colorado.

HOLTZ, W. G. & GIBBS, H. J. (1951) Consolidated and Related Properties of Loessial Soils. Special Technical Publication, n. 126, ASTM, Philadelphia. 1951.

HOLTZ, W. G. & GIBBS, H. I. (1953) Field Tests to Determine the Behaviour of Piles in Loess. In: INTERNATIONAL CONFERENCE on SOIL MECHANICS and FOUNDATION ENGINEERING, 3, SWITZERLAND, v. 2, p. 51. 1953.

HOLTZ, W. G. & HILF, J. W. (1961) Settlement of Soil Foundation Due to Saturation. In: INTERNACIONAL CONFERENCE on SOIL MECHANICS and FOUNDATION ENGINEERING, 5, Paris, v. 1, p. 673-679. 1961.

HORTA da SILVA, J. A. (1971) Relationships Between the Collapsing Soils of the Luanda and Luso Regions. In: REGIONAL CONFERENCE for ÁFRICA on SOIL MECHANICS and FOUNDATION ENGINEERING, 5, África, v. 1, p. 41-50. 1971.

HORTA da SILVA, J. A. (1975) Solos Expansivos-Comportamento, Identificação, Quantificação da Instabilidade Volumétrica e Projetos de Fundações. Geotecnia, Lisboa, v. 13, p. 29-63 e n. 14, p. 5-18. 1975.

IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S.A. (1977) Ensaio de caracterização, determinação de dispersibilidade pelo "Pinhole Test" e granulometria comparativa SCS, análise química qualitativa (por difração de Raios-X), compactação, permeabilidade, adensamento e triaxiais rápidos pré-adensados sobre uma amostra deformada de solo. Relatório nº 10.319, emitido para a CODEVASF, Belo Horizonte. 1977.

IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S.A.



(1977.) Reconhecimento geológico de superfície da área de interesse à implantação do projeto de irrigação do Distrito Agro-Industrial de Jaíba - Município de Manga (MG). Relatório nº 10.293, emitido para a CODEVASF, Brasília. 1977.

IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S.A. (1978) Ensaio de caracterização, microscopia eletrônica de varredura, adensamento e cisalhamento direto, realizados sobre amostras indeformadas de solo retiradas ao longo do traçado do Canal Principal CP-2, do Projeto Jaíba. Relatório nº 10.586, emitido para a CODEVASF, Belo Horizonte. 1978.

IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S.A. (1978) Ensaio de caracterização, microscopia eletrônica de varredura, adensamento, cisalhamento direto e triaxial pré-adensado saturado, realizados sobre amostras indeformadas de solo retiradas ao longo do traçado do Canal Principal CP-1, do Projeto Jaíba. Relatório nº 10.585, emitido para a CODEVASF, Belo Horizonte. 1978.

IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S.A. (1978) Estudos geológico-geotécnicos de detalhamento ao longo do traçado do Canal Principal nº 1 (CP-1) do Projeto Jaíba. Relatório nº 10.335, emitido para a CODEVASF, Brasília, 1978.

IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S.A. (1979) Estudos geológico-geotécnicos da área de domínio do Canal Principal nº 2 (CP-2) - 30.000 ha - do Projeto Jaíba - Manga - MG. Relatório nº 12.704, emitido para a CODEVASF, Belo Horizonte. 1979.

X JENNINGS, J. E. & KNIGHT, K. (1957) The Additional Settlement of Foundations Due to a Collapse of Structure of Sandy Subsoils on Wetting. In: INTERNATIONAL CONFERENCE on SOIL MECHANICS and FOUNDATION ENGINEERING, 4, London, v. 1, p. 316-319. 1957.

JENNINGS, J. E. & BURLAND, J. B. (1962) Limitations to the Use of Effective Stresses in Partly Saturated Soils. Geotechnique, London (12) : 125-144, n. 2. 1962.

- X KANE, H. (1973) Confined Compression of Loess. In: INTERNATIONAL CONFERENCE on SOIL MECHANICS and FOUNDATION ENGINEERING, 8, Moscow, v. 2.2, p. 115-122. 1973.
- KNODEL, P. C. (1981) Construction of Large Canal on Collapsing Soils. Journal of the Geotechnical Engineering Division, USA. (107):79-94, GT 1. 1981.
- KRUTOV, V. I. (1975) Deformations of Structures on Collapsible Soils. In: ISTANBUL CONFERENCE on SOIL MECHANICS and FOUNDATION ENGINEERING. Istanbul. v. 1, p. 165-170. 1975.
- X LLORET, A. & ALONSO, E. E. (1980) Consolidation of Unsaturated Soils Including Swelling and Collapse Behaviour. Geotechnique, London, (30) : 449-477, n. 4. 1980.
- MATYAS, E. L. & RADHAKRISHNA, H. S. (1968) Volume Change Characteristics of Partially Saturated Soils. Geotechnique, London, (18) : 432-448, n. 4. 1968.
- MELLO, V. F. B. de (1968) Deformação de Fundações de Barragens de Terra e suas Consequências. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 5, Rio de Janeiro. 1968.
- MELLO, V. F. B. de (1973) Mecânica dos Solos: Notas de Aula, EPUSP. 1973.
- MILOVIC, D. (1957) DISCUSSION. In: INTERNATIONAL CONFERENCE on SOIL MECHANICS and FOUNDATION ENGINEERING, 4, London, v. 3, p. 93. 1957.
- MITCHEL, J. K. & KATTI, R. K. (1981) Soil Improvement. In: INTERNATIONAL CONFERENCE on SOIL MECHANICS and FOUNDATION ENGINEERING, 10, Stockholm. State of the Art Volume, p. 261. 1981.
- MOLL, L. L. et alii (1979) Experiencias de Compactacion de Estratos en Suelos Colapsibles. In: PANAMERICAN CONFERENCE on SOIL MECHANICS and FOUNDATION ENGINEERING, 6, Peru, v. 2, p. 443-449. 1979.
- MORETTO, O. et alii (1963) Propriedades y Comportamiento de un Suelo



Limoso de Baja Plasticidad. In: CONGRESO PANAMERICANO DE MECANICA de SUELOS e ING. de FUNDACIONES, 2, Brasil, v. 2. p. 131. 1963.

MORRISON, L. L. (1968) Procedures and Problems of Highway Soils Engineering on Loessial Terrain in Alaska. HIGHWAY RESEARCH RECORD, n. 212, p. 33-38. 1968.

MUSTAFAYEV, A. A. O. (1975) Stability and Deformability of Loessial Subsident Soils. In: ISTANBUL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS and FOUNDATION ENGINEERING. Istanbul. v. 2, p. 9-15. 1975.

NORTHEY, R. D. (1969) Engineering Properties of Loess and Other Collapsible Soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE on SOIL MECHANICS and FOUNDATION ENGINEERING, 7, Mexico, v. 3. Specialty Session n. 5. p. 445-452. 1969.

NUÑEZ, E. (1975) Suelos Especiales: Colapsibles, Expansivos, Preconsolidados por Desecation. In: CONGRESO PANAMERICANO de MECANICA DE SUELOS e ING. de FUNDACIONES, 5, Buenos Aires, v. 4. p. 43-73. 1975.

PACHECO SILVA, F. (1970) Uma Nova Construção Gráfica para a Determinação da Pressão de Prê-Adensamento de Uma Amostra de Solo. In: CONGRESSO BRASILEIRO de MECÂNICA de SOLOS e ENGENHARIA DE FUNDACÕES, 4, Rio de Janeiro, v. 2, p. 219-223. 1970.

PINTO, C. S. (1978) Fundações de Barragens em Solos Compressíveis e/ou de Baixa Resistência. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 12, São Paulo, v. 3, p. 173. 1978.

POLLA, C. M. (1981) Solos Colapsíveis. Seminário para Pós-Graduação EPUSP. 1981.

QUEIROZ, L. A. (1960) Compressible Foundation at Tres Marias Earth Dam. In: PANAMERICAN CONFERENCE on SOIL MECHANICS and FOUNDATION ENGINEERING, 1, Mexico, v. 2, p. 763-776. 1959.

X REGINATTO, A. R. & FERRERO, J. C. (1973) Collapse Potential of Soils and Soil-Water Chemistry. In: INTERNATIONAL CONFERENCE on SOIL MECHANICS and FOUNDATION ENGINEERING, 8, Moscou, v. 2.2, p. 177-183. 1973.



- SALOMÃO, F. X. S. (1982) A Interpretação Geopedológica Aplicada a Estudos de Geologia de Engenharia. Dissertação. Instituto de Geociências da Universidade de São Paulo, 1982.
- SAMARA, V. (1981) Diferenças de Características entre Camadas de Solos Lateríticos e Saprolíticos em Uma Área de Bed-Rock Sedimentar do Estado de São Paulo. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO de SOLOS TROPICAIS, 1, Rio de Janeiro, p. 53-65. 1981.
- SANTOS, M. T. N. dos (1981) Utilização da Pedologia em Um Estudo Geológico-Geotécnico para Implantação do Projeto de Irrigação do Distrito Agro-Industrial do Jaíba. In: CONGRESSO BRASILEIRO de GEOLOGIA de ENGENHARIA, 3, Itapema, v. 1, p. 401-416. 1981.
- SCHERRER, H. V. (1965) Dam Foundation Settlements Due to Saturation. In: INTERNACIONAL CONFERENCE on SOIL MECHANICS and FOUNDATION ENGINEERING, 6, Montreal, v. 2, p. 542-545.
- SHEELER, J. B. (1968) Summarization and Comparison of Engineering Properties of Loess in the United States. HIGHWAY RESEARCH RECORD. n. 212, p. 1-9. 1968.
- SIGNER, S. (1973) Alguns Aspectos de Deformabilidade da Barragem de Terra de Ilha Solteira. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 9, Rio de Janeiro, 1973.
- SKEMPTON, A. W. (1953) The Colloidal Activity of Clays. In: INTERNATIONAL CONFERENCE on SOIL MECHANICS and FOUNDATION ENGINEERING, 3, Switzerland, v. 1, p. 57. 1953.
- TOKAR, R. A. (1973) Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays and Structurally Unstable Soils (Collapsible, Expansive and others). In: INTERNATIONAL CONFERENCE on SOIL MECHANICS and FOUNDATION ENGINEERING, 8, Moscow, v. 3, p. 174-177. 1973.
- URIEL, S. & SERRANO, A. A. (1973) Geotechnical Properties of Two Collapsible Volcanic Soils of Low Bulk Density at the Site of Two Dams in Canary Islands (Spain). In: INTERNATIONAL CONFERENCE on SOIL MECHANICS and FOUNDATION ENGINEERING, 8, Moscow, v. 2.2.

p. 257-264. 1973.

VARGAS, M. (1953) Some Engineering Properties of Residual Clays Soils Ocurring in Southern Brazil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE on SOIL MECHANICS and FOUNDATION ENGINEERING, 3, Zurich, v. 1, p. 67-71. 1953.

X VARGAS, M. (1972) Fundações de Barragens de Terra Sobre Solos Porosos. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 8, São Paulo. REVISTA CONSTRUÇÃO PESADA, São Paulo, março, p. 77-81. 1977.

X VARGAS, M. (1973) Structurally Unstable Soils in Southern Brazil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE on SOIL MECHANICS and FOUNDATION ENGINEERING, 8, Moscow, v. 2.2, p. 239-246. 1973.

X VARGAS, M. (1977) Fundações de Barragens de Terra sobre Solos Porosos. Construção Pesada. São Paulo, março, p. 77-81. 1977.

VARGAS, M. (1978) Introdução a Mecânica dos Solos. São Paulo. McGraw-Hill. 1978.

VILAR, O. M. (1979) Estudo da Compressão Unidirecional do Sedimento Moderno (Solo Superficial) da Cidade de São Carlos. Dissertação. Escola de Engenharia de São Carlos. USP. 1979.

X VILAR, O. M. et alii (1981) Solos Colapsíveis: Um Problema para a Engenharia de Solos. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO de SOLOS TROPICAIS, 1, Rio de Janeiro, p. 209-224. 1981.

VIOTTI, C. B. (1975) Instrumentação das Fundações em São Simão. In: SEMINÁRIO BRASILEIRO de GRANDES BARRAGENS, 10, Curitiba. 1975.

X WOLLE, C. M. (1974) Uso do Microscópio de Varredura na Observação da Micro-Estrutura das Argilas. In: CONGRESSO BRASILEIRO de MECÂNICA dos SOLOS e ENGENHARIA de FUNDAÇÕES, 5, São Paulo. v. 2, p. 115-129. 1974.

WOLLE, C. M. et alii (1978) Estudo Preliminar da Colapsividade dos Solos no Projeto Jaíba (MG). In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 2, São Paulo. v. 1, p. 179-193. 1978.

WOLLE, C. M. et alii (1981) Collapsible Soil Foundation of Canals in Central Brasil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE on SOIL MECHANICS and FOUNDATION ENGINEERING, 10, Stockholm, v. 1, p. 277-280.1981.

ZÜR, A. & WISEMAN, G. (1973) A Study of Collapse Phenomena of an Undisturbed Loess. In: INTERNATIONAL CONFERENCE on SOIL MECHANICS and FOUNDATION ENGINEERING, 8, Moscow, v. 2.2, p. 265-269. 1973.