

# COMPORTAMENTO DE MATERIAIS COMPACTADOS À LUZ DE EXPERIÊNCIA EM GRANDES BARRAGENS\*

## Behaviour of Compacted Materials in the Light of Data From Some Big Dams

por

Prof. Dr. VICTOR F. B. de MELLO\*\*

**RESUMO** — Dentro da necessidade de fechar o ciclo de previsões de comportamento, baseadas em ensaios-índice e ensaios-convencionais de laboratório, analisam-se os comportamentos médios, em compressibilidade, de aterros argilosos compactados, e de enrocamentos são compactados. Justifica-se reconhecer a compactação como a incorporação de uma pressão de pré-adensamento. Extraem-se regressões estatísticas de ensaios edométricos sobre blocos indeformados de solos argilosos insaturados compactados: as obras, porém, indicam compressibilidade bem menor. Enrocamentos são angulares compactados também evidenciam pressões nominais de pré-adensamento: todavia apresentam módulos menores do que seriam intuitivamente previstos.

**SYNOPSIS** — Under the necessity of closing the experience cycle of predictions, from index tests and conventional laboratory tests, to performance, the compressibility of some compacted earth and rock fills are analysed. Compaction's benefits interpreted in the form of a nominal preconsolidation pressure are quantified through statistical regressions on oedometer test results from undisturbed block samples. The monitored behaviour of the dams evidences much higher moduli. Compacted sound angular rockfill also evidences nominal precompression pressures: moduli are, however, lower than would be predicted intuitively.

Considerando o emprego cada vez mais difundido, necessário e exigente, de aterros argilosos compactados em obras de terra, e a necessidade de se antever os comportamentos previsíveis em função da qualidade do material de empréstimo (tipo de solo) e das condições de compactação a exigir nas especificações construtivas (condições do solo, definidas em função dos parâmetros de compactação)

\*Trabalho recebido em Abril de 1981. A sua discussão está aberta por um período de três meses.

\*\*Professor da Universidade de São Paulo. Presidente da Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações.

resolvemos apoiar os estudos e as decisões no assunto procedendo a um estudo crítico das condições que historicamente serviam de base para as indicações de projecto e de construção de obras de aterros compactados, incluindo principalmente as barragens de terra-enrocamento e os grandes volumes de terraplenos compactados para indústrias.

O resultado de tal análise e síntese, ora apresentado para convidar complementação por dados estatísticos adicionais que melhorem ou eventualmente retifiquem as regressões propostas, tem de imediato a utilidade directa de fornecer parâmetros para cálculos convencionais, a favor da segurança, em projectos na fase de primeiro grau de aproximação.

## 1 — CICLO DE EXPERIÊNCIA. NECESSIDADE DE RECICLAGENS

Na Fig. 1 anexa apresentamos esquematicamente nossa visualização das sequências lógicas de decisão (em função de “receitas” ou “prescrições”) em diferentes etapas de avanço do grau de conhecimento dos dados de determinado problema geotécnico, e enfatizamos a necessidade de uma progressão lógica de etapa em etapa, e de uma reciclagem em determinados passos. Neste ciclo um dos passos importantes compreende as tentativas de correlações (estatísticas, preferivelmente sempre apoiadas em teorização) entre uma etapa e a próxima (item 1 para 1.1 ou 1.1 para 2), de uma sequência lógica de investigações. Por exemplo a tentativa de correlação de compressibilidade (índice de compressão  $C_c$ ) com o ensaio-índice extremamente rudimentar, Limite de Liquidez  $LL\%$ . Também, enquanto prevalecia a impressão de que a resistência de ponta  $R_p$  do Ensaio de Penetração Estática EPE media uma resistência (capacidade da carga de ponta modelo-protótipo para estaca), a tentativa de correlação directa  $SPT = f(R_p)$ . Também as tentativas de extracção de módulos de elasticidade  $E$  tanto em função de ensaios triaxiais sobre amostras ditas “indeformadas” como a partir de provas de carga directas sobre placas, e as tentativas de correlações entre estes módulos. E assim por diante.

Os principais passos de ajuste são dois. O primeiro é o que chamaríamos de ajuste de cálculos-decisões nominais de projecto dentro de um modelo mental análise-síntese (nominal) temporariamente aceito como Corrente e aceitável. Por exemplo, se cálculos de recalque por determinado procedimento (nominal, portanto rigorosamente cumprido, pois quanto mais nominal, maior tem de ser o ri-

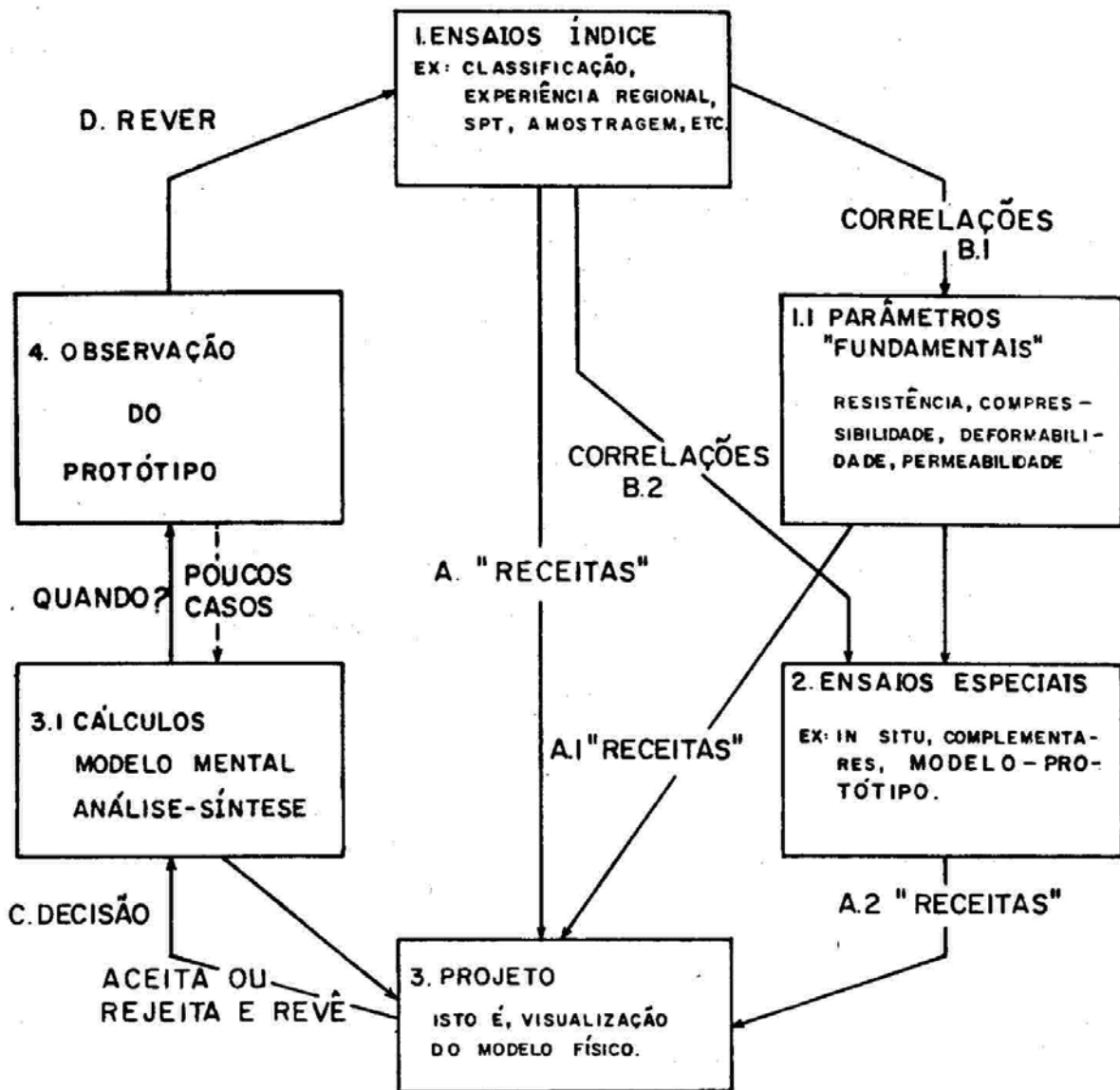


Fig. 1 — Sequências lógicas de decisão perante problema geotécnico. Ciclo de experiência.

gor de cumprimento das regras arbitrárias convencionadas) levam a um recalque maior do que 30 cm e diferencial específico maior do que 1:200, e é convencionalmente que tais limites não devem ser excedidos, o projecto e os cálculos seriam revistos, pelos mesmos procedimentos porém com dimensionamento reajustado, para verificar se outra condição alcançaria valores dentro dos permissíveis. Tal reciclagem ocorre em todo e qualquer procedimento de cálculo associado a determinado modelo físico de projecto concebido. Se um talude indicasse coeficiente de segurança nominal (por determinado conjunto de procedimentos) inferior a 1,3, e houvesse experiência indicando não ser “boa prática” aceitar tais coeficientes nominais inferiores a 1,3, o talude poderia ser meramente abrandado para uma repetição do cálculo. Observe-se que sempre em todos estes cálculos é muito melhor o grau de conhecimento da variação introduzida, por exemplo, a mudança de FS,  $\Delta$ FS, em função da mudança de talude, todo o resto mantido constante. Tal reciclagem corresponde aos passos 3  $\Rightarrow$  3.1 (Fig. 1).

O segundo e principal passo de ajuste, porém, é o do ciclo completo 4  $\rightarrow$  1 (Fig. 1), após observações de comportamentos de estruturas. É este o ponto ao qual nos dirigimos no presente trabalho. Demonstra-se facilmente que os modelos mentais da Mecânica dos Solos convencional não atendem a problemas de nossos maciços terrosos compactados. As duas grandes escolas da mecânica de solos aplicada a barragens foram as dos Americanos (U.S. Bureau of Reclamation e Corps of Engineers) e dos Ingleses (escolas de Londres): podemos com relativa facilidade expor os motivos tanto geográfico-geológicos, como históricos, como ainda técnico-económicos, pelos quais tais escolas incorporaram práticas e conceitos hoje demonstráveis como insuficientemente certos, e, em particular, *sem qualquer aplicabilidade* as nossas condições mais correntes, em solos residuais insaturados.

## 2 — MODELO MENTAL DE SOLO COMPACTADO COMPARADO COM SOLO NÃO-COMPACTADO.

Uma análise bibliográfica, extensa, revela que historicamente sempre se considerou o solo compactado como um material homogêneo de propriedades melhoradas, essencialmente em analogia à comparação de areias densas vs. areias fofas (Fig. 2a). Tal modelo mental ainda perdura na grande maioria das situações quer de projecto, quer de pesquisas laboratoriais, quer de interpretações de observações de campo. Assim, por exemplo, os principais parâmetros geotécnicos num solo compactado são pesquisados e definidos (ex.  $c$ ,  $c'$ ,  $\phi$ ,  $\phi'$ , B, E) para

todos os estados de tensão dos elementos de solo como se referindo ao mesmo material, homogêneo, seja denso (compactado) seja mais fofo (menores graus de compactação).

Actualmente podemos afirmar que um modelo mental mais realístico, e único aceitável no grau de precisão aprimorado a que chegamos e as obras actuais exigem, é bem diferente. Um solo compactado é um solo pré-comprimido, pré-adensado até uma certa pressão (dependendo do rolo, da energia de compactação, do grau de compactação, etc.) e portanto incorpora alguns aspectos fundamentais:

a) uma *pressão de pré-adensamento*, e compressibilidades (e resistências) reconhecidamente diferenciadas nos universos estatísticos “abaixo da pressão de pré-adensamento”, e no trecho de compressão virgem, isto é, acima da pressão de pré-adensamento;

b) a diferenciação de tais comportamentos, pré-adensado e acima do pré-adensamento, depende obviamente da capacidade do solo de reter parte da energia aplicada de compactação (em função da histerese compressão-descompressão);

c) um elemento de solo num maciço compactado não só tem um registro da pressão máxima do pré-adensamento sofrido, mas também retem uma certa proporção desta, na forma de *tensões residuais internas*: isto é, o comportamento de um elemento de solo no maciço começa com um estado de tensões residuais inexoravelmente de pressão horizontal maior do que a vertical, e não como um corpo de prova triaxial corrente, com tensões desviatórias partindo da condição isotrópica inicial;

d) admitindo uma mesma energia de compactação, diferentes solos são relativamente *homogeneizados*, em comparação uns com os outros, até a *pressão pré-adensamento*, dependendo da histerese e do comportamento na recompressão. Acima da pressão de pré-adensamento, porém, prevalecem comportamentos mais diferenciados, de acordo com cada tipo de solo. O processo de compactação é obviamente um processo homegeneizador.

### 3 — PARÂMETROS-ÍNDICE, E ENSAIOS-ÍNDICE DE CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS QUANTO À COMPACTAÇÃO

#### 3.1 — *Tipo de solo*

Os ensaios convencionais de classificação dos solos (granulometria defloculada ao máximo, e limites de plasticidade do solo plastificado ao máximo) teriam

duas bases de justificativa. Primeiro, em grande parte seriam aplicáveis como realísticos nos casos de solos sedimentares saturados recentes, nos quais cada partícula unitária erodida, transportada em suspensão, e sedimentada, teria tido condição razoável de desenvolver a contento sua própria liosfera, etc. Segundo, a engenharia civil tem muita razão em frequentemente adoptar um procedimento de pesquisa da condição-limite, investigando não só a provável condição muito desintegrada e individualizada das partículas, mas também a condição de máxima desagregação, defloculação, e dispersão a que alcançaria.

Cabe ressaltar, porém, que sob circunstância nenhuma se pode ainda admitir as práticas intrinsecamente erradas de preparo de amostras para ensaio empregando o secamento ao ar e destorroamento-peneiramento. Desde os primórdios de Mecânica dos Solos (década dos 30) são enfáticos e reiterados os trabalhos publicados mostrando a histerese de comportamento provocada por secamento-destorroamento na maioria dos solos (salvo nos totalmente inertes, tais como areias de sílica). Assim, como a intenção é sempre ensaiar o solo o tão próximo quanto possível as suas condições naturais, nunca se admite provocar no preparado das amostras alterações de humidade além do necessário para as próprias moldagens desejadas: quaisquer separações de fragmentos grosseiros são obrigatoriamente realizadas em condição húmida, usando os dedos para uma separação de passagem delicada pela peneira em questão. Muitas "Normas" de ensaio estão liminarmente erradas e inaceitáveis no tocante a pormenor tão simples e óbvio.

De qualquer forma, embora existam pequenas inconsistências\* internas, históricas, nos parâmetros-índice convencionais de classificação (granulometrias e limites), como é inevitável em toda a tecnologia que avança rapidamente em função de significativo empirismo, inegavelmente tais ensaios e parâmetros atenderam e atendem a problemas de solos sedimentares recentes.

---

\* Um exemplo de tais inconsistências estaria configurado no índice de Actividade Coloidal das argilas. Os Limites e Liquidez e de Plasticidade são realizados sobre o solo com a sua água intersticial natural (adulterada por proporções de água destilada misturada) e não reflectem uma condição coloidal de maximização de dispersão embora incorporem um máximo de amassamento-amolgamento físico: enquanto isso, a fracção argila ( $< 0,002$  mm) é definida no ensaio de sedimentação com o melhor defloculante possível, no solo disperso ao máximo. Evidentemente a comparação de Índice de Plasticidade como fracção argila incorpora, portanto, uma comparação associada a *dois* universos estatísticos, frequentemente diferentes um do outro.

Enquanto tais lapsos históricos se compreendem, o que não se pode justificar é a pretensa criação de novos Índices, grosseiros sem qualquer raciocínio lógico, filológico ou tecnológico. Na Fig. 3 exemplificamos as críticas que recaem sobre um índice sugerido há poucos anos em nível desnecessariamente leviano, o Índice de Dispersão de solos argilosos.

### 3.2 — *Condição do solo a compactar e compactado.*

#### 3.2.1 — *Condições na caixa de empréstimo.*

As investigações de caixas de empréstimo limitava-se a determinações da humidade natural, para comparar com a humidade óptima de compactação.

Um grande avanço foi introduzido pela execução de ensaios tipo Hilf que (com as devidas correções por evaporações etc.) facultam a determinação directa do desvio de humidade relativo à humidade óptima, sem incorrer nos erros de uma subtracção de valores separadamente determinados: também gozam da vantagem de serem os ensaios utilizados na fiscalização da construção.

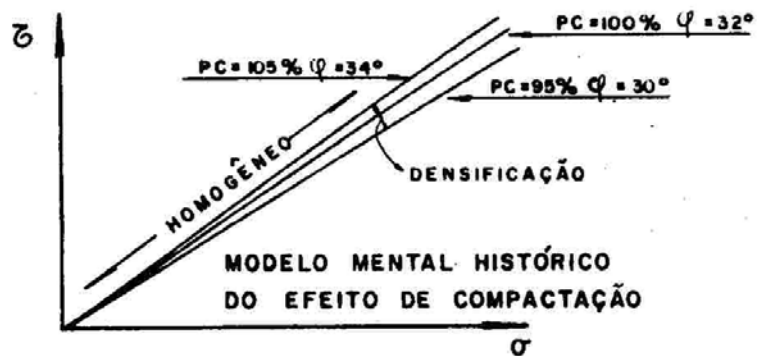
Ocorreu porém uma sequência lógica muito relevante a enfatizar que o desvio de humidade é um índice demasiado indirecto, insatisfatório para aferir a compactabilidade dos solos argilosos. O que se compacta é o ar dos poros (dependendo da pressão neutra do ar, por sua vez função do diâmetro da bolha de ar): os grãos e a água intersticial são ambos incompressíveis. Portanto o que mais interessa investigar directamente é o *Grau de Saturação S%* in situ (no empréstimo) e a *porosimetria* respectiva. O facto que trouxe este problema à tona foi o grande aumento da potência das escavadoras. Enquanto que anteriormente com equipamentos mais leves a exploração de empréstimos ficava restrita a solos de baixa consistência, fofos, porosos, modernamente é fácil escavar um solo denso, *saturado*, com humidade semelhante à do Proctor óptimo: em tal condição não se estaria compactando, e sim amolgando. É o que acontece em muitos dos casos de argilas rijas com elevado horizonte de saturação capilar, como parece corrente na Inglaterra.

Ressalte-se mesmo não ser incomum uma argila dura saturada encontrar-se no empréstimo com humidade in situ inferior à óptima de Proctor. Em tal caso a prática impensada corrente mendará adicionar água para a compactação: mas o solo não deixará de continuar saturado, e será meramente amolgado, e não compactado, passando inexoravelmente a gerar elevadas sobrepressões neutras construtivas (escola Inglesa).

#### 3.2.2 — *Condições na praça compactada*

No controle da compactação continuam a ser usados os índices da Percentagem de Compactação PC% e Desvio de Humidade  $\Delta h\%$ , enquanto que realmente o parâmetro fundamental de interesse será a *Deformabilidade* (Compressibilidade). Podemos provar facilmente que tanto os equipamentos de terraplenagem (pesados, modernos) como os de compactação, excluem a necessidade de investigar a resistência ao cisalhamento (em carregamento rápido, construtivo) do solo.

2a.



2b.

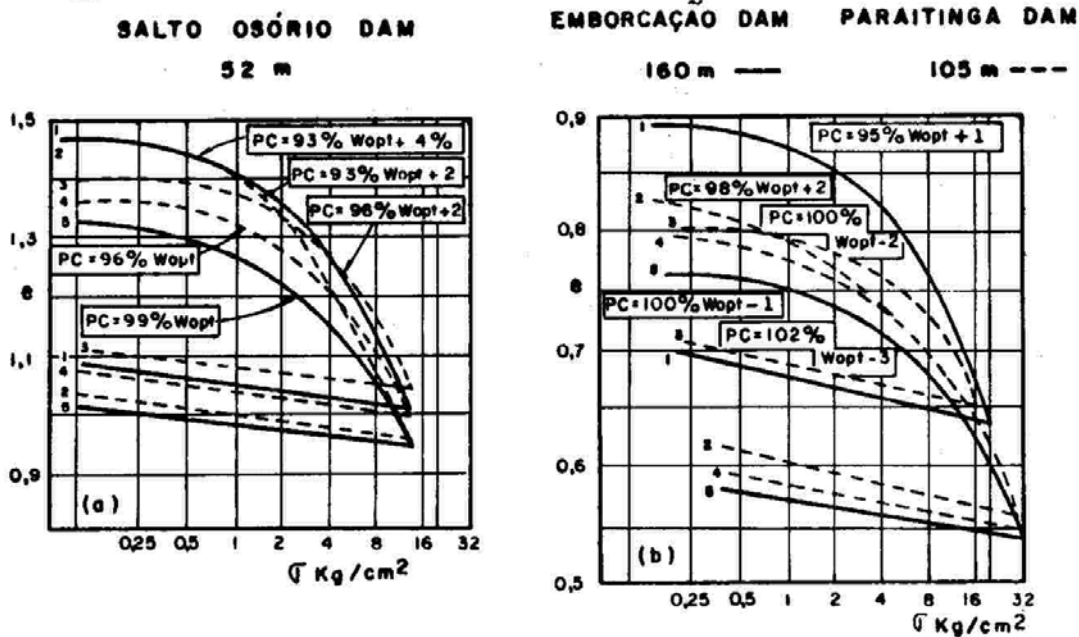


Fig. 2 — Compactação implica em pressão de preadensamento, não afectando perceptivelmente  $C_c$  (Índice de Compressão).



O tráfego impõe uma condição de *capacidade de carga* de placa superficial que na maioria das situações modernas *serve de pré-teste da adequação da resistência do solo compactado*.

Interessa-nos, portanto, dedicar atenção prioritária aos problemas da compressibilidade dos solos compactados, em associação aos índices presumidos da PC% e  $\Delta h\%$ .

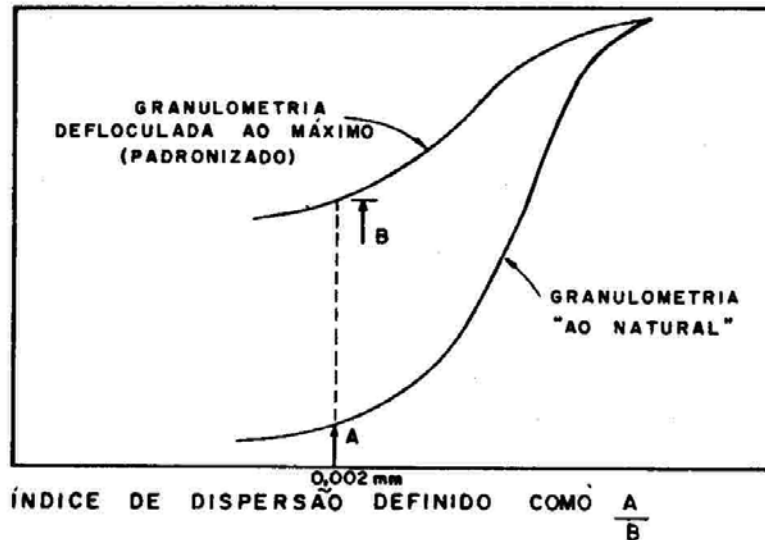
#### 4 — MUI PEQUENA INFLUÊNCIA DE PARÂMETROS DE COMPACTAÇÃO SOBRE ÍNDICE DE COMPRESSÃO (COMPRESSIBILIDADE VIRGEM).

Na Fig. 2 (b) anexa reunimos a título de exemplo 10 ensaios edométricos especiais executados para investigar se na gama de variação corrente de parâmetros de compactação, ocorre uma influência significativa e consciente, sobre os parâmetros de compressibilidade. Propositadamente selecionamos, de várias investigações semelhantes disponíveis, as referentes a solos de maiores compressibilidades. Cinco ensaios são sobre argilas de Salto Osório, de limites de liquidez da ordem de 85%, humidade óptima da ordem de 40%; outros cinco ensaios representam um solo areno-argiloso médio muito corrente (ensaios referentes à barragem de Emborcação), também alguns da barragem de Paraitinga: todos eles dentro da limitada variação corrente na Obra.

A conclusão inescapável, de primeiro grau de aproximação, é que o *índice de Compressão  $C_c$  de dado solo pode ser aceite como essencialmente constante para dado solo*, independentemente de variações de parâmetros de compactação.

#### 5 — PRESSÃO NOMINAL DE PRÉ-ADENSAMENTO DA COMPACTAÇÃO

Admitida a premissa supra, procederam-se a regressões estatísticas diversas, empregando dados de 168 ensaios edométricos sobre corpos de prova talhados pertencentes a *blocos indeformados maciços de barragens compactadas*. As regressões fornecem meios para se estimar para qualquer solo, definido em função do valor de  $\gamma_d$  máx. respectivo e da Percentagem de Compactação PC% (desejada, especificada, ou registrada) qual será a *pressão nominal de pré-adensamento* da compactação. O gráfico da Fig. 4 (a) assinala melhor as tendências. É interessante notar que os solos mais pronunciadamente arenosos ( $\gamma_d$  máx de 1,8 e 1,9



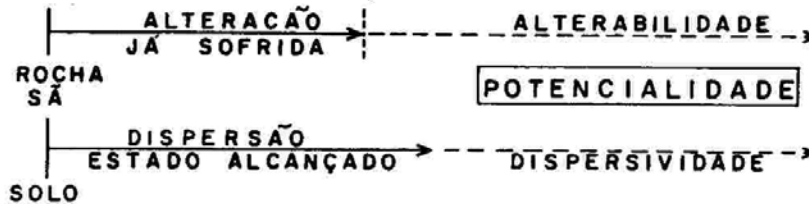
1ª FALHA: NÃO PADRONIZAR COMO DETERMINAR GRANULOMETRIA "AO NATURAL"

2ª FALHA: O QUE INTERESSARIA SERIA DISPERSIVIDADE E NÃO DISPERSÃO.

DISPERSIVIDADE  $\equiv$  POTENCIALIDADE DE SER DISPERSO: MAIS APROPRIADAMENTE  $B/A$  OU  $B - A$ .

(ÍNDICE AUMENTA NA DIREÇÃO DA PROPRIEDADE RESPECTIVA).

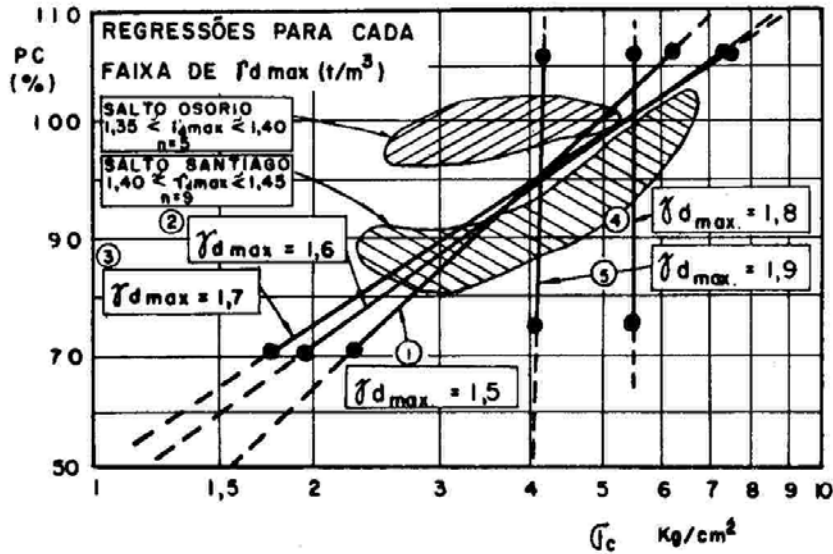
3ª FALHA: DISTINGUIR TERMINOLOGIA



4ª FALHA: DEFLOCULAÇÃO DEPENDE DO AGENTE DISPERSOR USADO.

Fig. 3 — *Criticas que recaem sobre o indice de dispersão.*

4 a.



- ①  $\log \sigma_c = -5,35 + 0,017 PC + 2,92 \gamma_{d \max}$  CORREL. COEF.  $r = 0,75$ ,  $n = 45$
- ②  $\log \sigma_c = 0,25 + 0,022 PC - 1,07 \gamma_{d \max}$   $r = 0,53$ ,  $n = 52$
- ③  $\log \sigma_c = 4,67 + 0,024 PC + 1,77 \gamma_{d \max}$   $r = 0,63$ ,  $n = 61$
- ④  $\log \sigma_c = 4,53 + 0,00029 PC - 2,12 \gamma_{d \max}$   $r = 0,53$ ,  $n = 29$
- ⑤  $\log \sigma_c = 1,50 + 0,00031 PC - 0,48 \gamma_{d \max}$   $r = 0,29$ ,  $n = 50$

4 b.

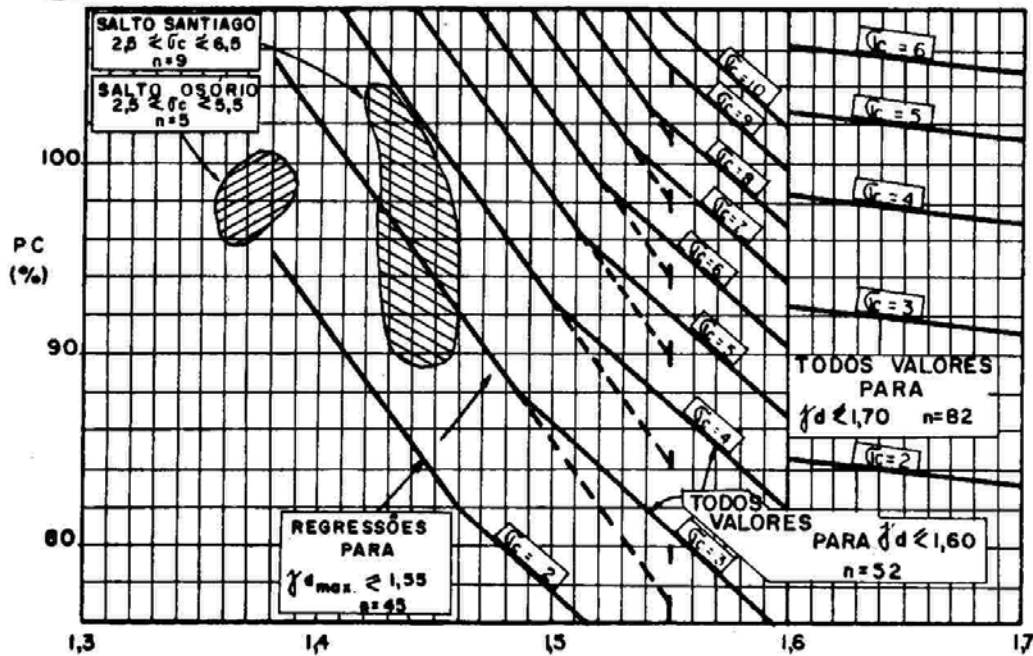


Fig. 4 — Bases para estimar pressão de preadensamento de solos compactados.

t/m<sup>3</sup>) embora as regressões tenham dado um bom coeficiente de correlação, no caso de 1,8 t/m<sup>3</sup>, a correlação entre PC% e  $\sigma_c$  kg/cm<sup>2</sup> não indica uma variação perceptível e consciente: o solo parece absorver uma certa pressão constante do esforço de compactação, e não mais (pelo menos no tocante ao efeito registrado que remanesce no c.p. talhado de amostra indeformada). Talvez caiba aqui uma distinção mais acentuada entre o comportamento do aterro in situ, e o que remanesce para registro em ensaios edométricos (as tensões capilares sendo menores nestes solos, a amostragem e talhagem faria perder uma maior proporção do efeito benéfico da compactação in situ).

O gráfico da Fig. 4 (b) permite mais facilmente interpolar estimativas de  $\sigma_c$  em função de PC% e  $\gamma_d$  máx.

Merece assinalar-se que os dados de uma argila porosa residual de basalto (Salto Osório, Salto Santiago) saem um pouco da estatística. Aparentemente em tais solos (e possivelmente em demais solos exageradamente argilosos, LL = 80 a 90%) a única condição de os compactar modernamente é quando sua granulometria é realmente a de nucleações milimétricas, e não a de argila plástica. Possivelmente em tal situação a tensão capilar de retenção da energia da compactação é comparativamente baixa, não permitindo manter o comportamento estatístico deduzido dos solos areno-silto-argilosos.

## 6 — JUSTIFICATIVAS DA PRESSÃO NOMINAL DE PRÉ-ADENSAMENTO

Nas Figs. 5 e 6 estão reunidos os principais dados que consegui extrair de bibliografia demonstrando claramente que o pré-adensamento provocado pela compactação é justificável em função de transmissão de pressões aplicadas à superfície da camada. Só existem dados referentes a pneumáticos; porém, cabe raciocinar que outros rolos que provocam efeitos semelhantes (na densidade compactada) tem que ter aplicado tensões equivalentes em média. Iguais efeitos, iguais causas. É importante observar que à medida que a camada em compactação fica mais firme, as tensões aplicadas por um pneu (com pressão interna constante) automaticamente aumentam (comparar “unyielding surface” contra “yielding surface”) Fig. 6. Um dos efeitos de aumento de número de passadas é indubitavelmente este, além do efeito cumulativo de compressão por ciclos carga-descarga sucessivos.

Também é óbvio que a transmissão de tensões é muito maior em profundidade, em solo mais húmido, do que na compactação acentuadamente do lado seco. Na compactação do lado seco é indispensável ter muito cuidado com relação a gradientes de compactação (em barragens).

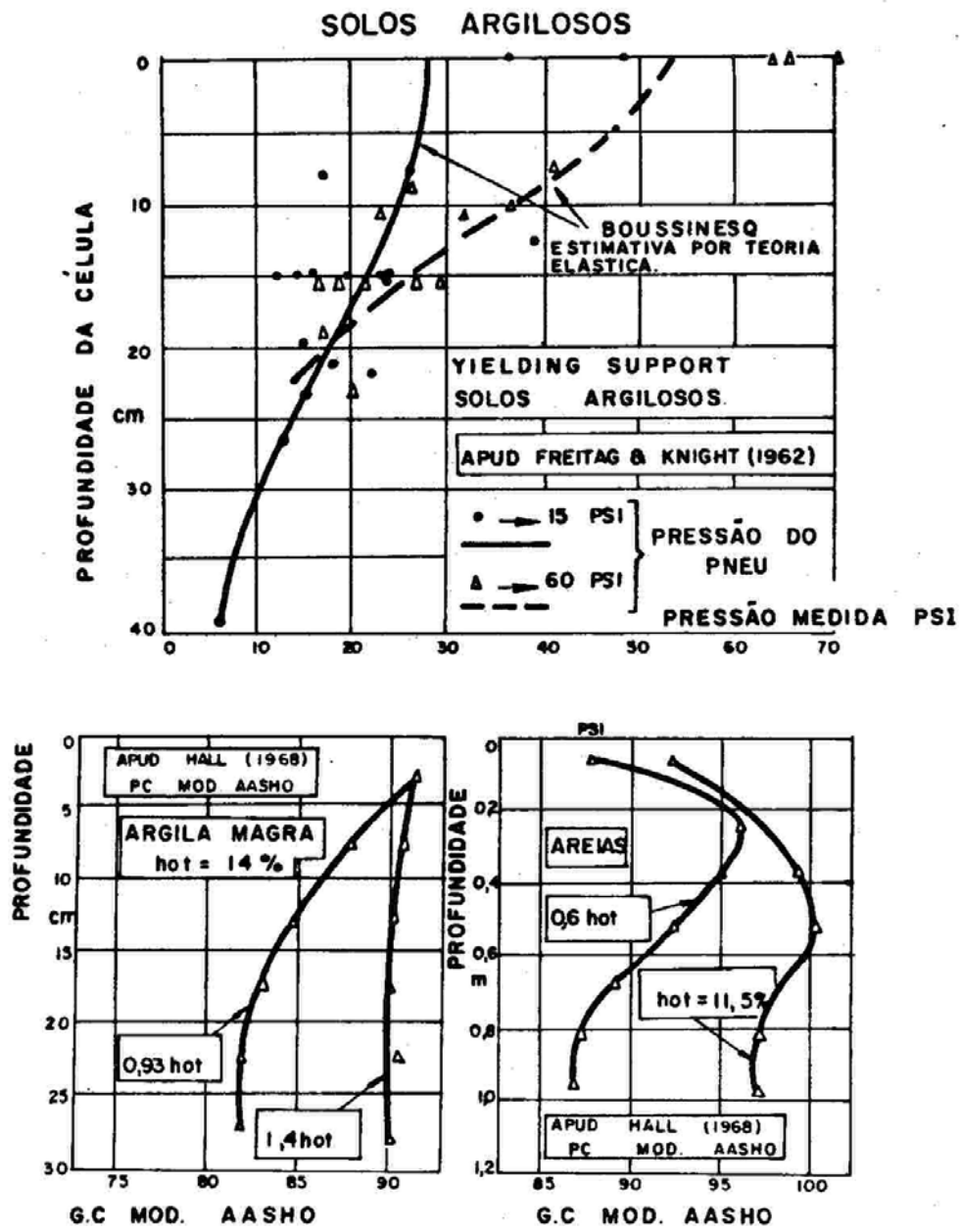


Fig. 5 — Distribuição de pressões em profundidade devido à compactação pneumática.

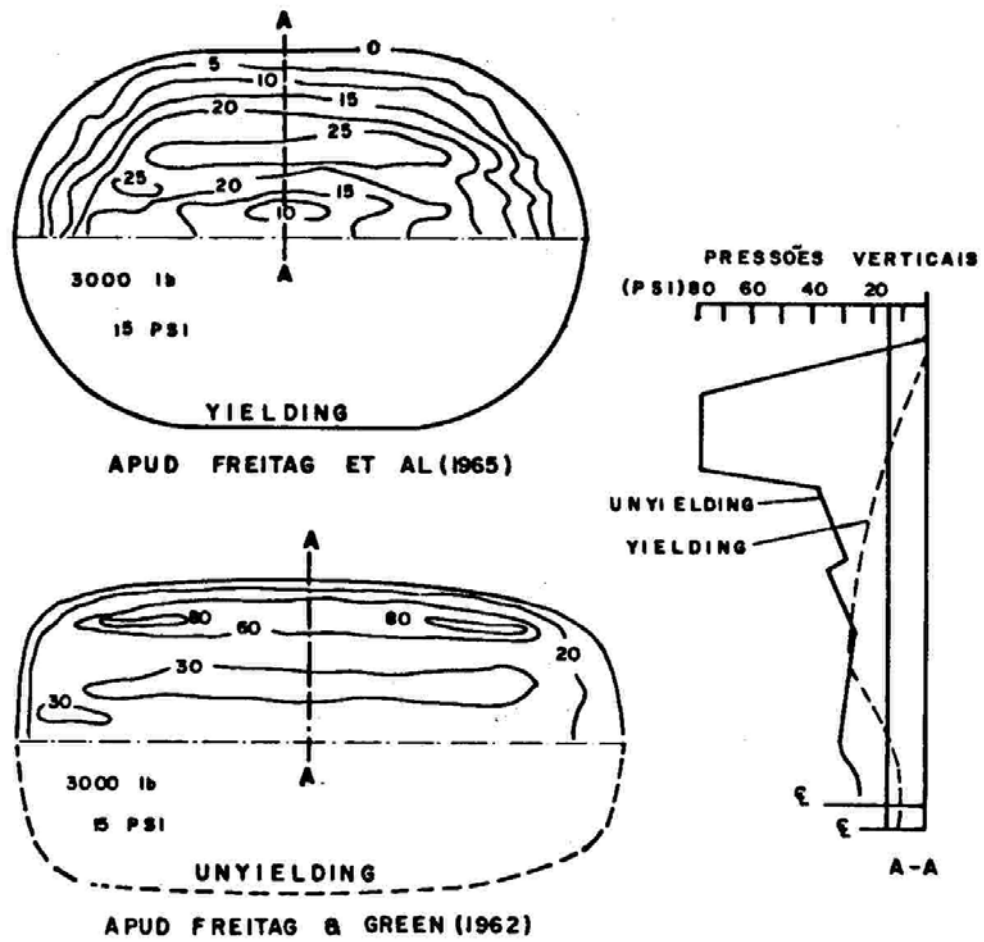


Fig. 6 — Pressão transmitida em função do aumento do grau de compactação.

## 7 — CONCEITUAÇÃO DO MECANISMO DA COMPACTAÇÃO

Considerando a compactação conforme acima discutida compreende-se facilmente a importância que tem a histerese compressão-expansão na incorporação da pressão de pré-adensamento. A Fig. 7 apresenta esquematicamente a comparação do comportamento desde as argilas até os enrocamentos. Nas argilas é muito significativa a variação da “estrutura” em função das partículas lamelares. O ensaio edométrico parece ser bem indicativo, pois na expansão do elemento de solo na camada compactada logo depois da passada do rolo, podemos admitir a existência de um confinamento lateral que se aproxima da situação do edômetro. Ressalte-se, porém, que nas argilas a expansão é também fortemente reprimida pela sucção capilar (especialmente nos solos muito plásticos): assim resulta interessante aquilatar a tensão capilar pela comparação de curvas de *expansão edométrica com e sem acesso à água livre* circundante (Fig. 7).

Nos solos granulares esferoidais de dimensões siltes-areias o principal efeito compactador é meramente de rearrumação de grãos, pois pelo grande número de partículas e de contactos, e pela forma arredondada, as pressões *intergranulares* (a distinguir da pressão efectiva, nominal, calculada por definição) são módicas a baixas, não chegando a provocar esmagamentos. É notável em tal compreensão a comparação de cascalho (arredondado, cerne remanescente ultra resistente) com britas e agregados (angulares, recém-fraturados): estes dão compressibilidade por esmagamento de contactos, enquanto os cascalhos compactados são dos materiais mais incompressíveis conhecidos.

Finalmente, nos grandes blocos angulares de enrocamentos a histerese é, de novo, quase tão acentuada quanto nas argilas compactáveis, pois sendo altíssimas as tensões intergranulares nos poucos pontos de contacto, é grande o esmagamento: são particularmente compressíveis os enrocamentos uniformes de grandes blocos angulares. Também contribue o facto de ser essencialmente nula a expansão (módulo de elasticidade nominal na descarga essencialmente infinito).

A Fig. 8 foi elaborada para indicar como aumenta a absorção de energia de compactação de acordo com o número de passadas de um rolo pneumático. Empregaram-se dados disponíveis, as regressões que associam  $PC\%$  e  $\sigma_c$ , e bem assim os conhecimentos intrínsecos de compressibilidade volumétrica (adensamento) e de correspondente aumento do grau de saturação  $S\%$ , bem como o aumento da pressão neutra  $u$  de período construtivo; assim, através de conceitos básicos da resistência ao cisalhamento não-drenada dos solos argilosos, chega-se a prováveis equações de resistência ao cisalhamento em função de  $\sigma_1$  de pressões totais.

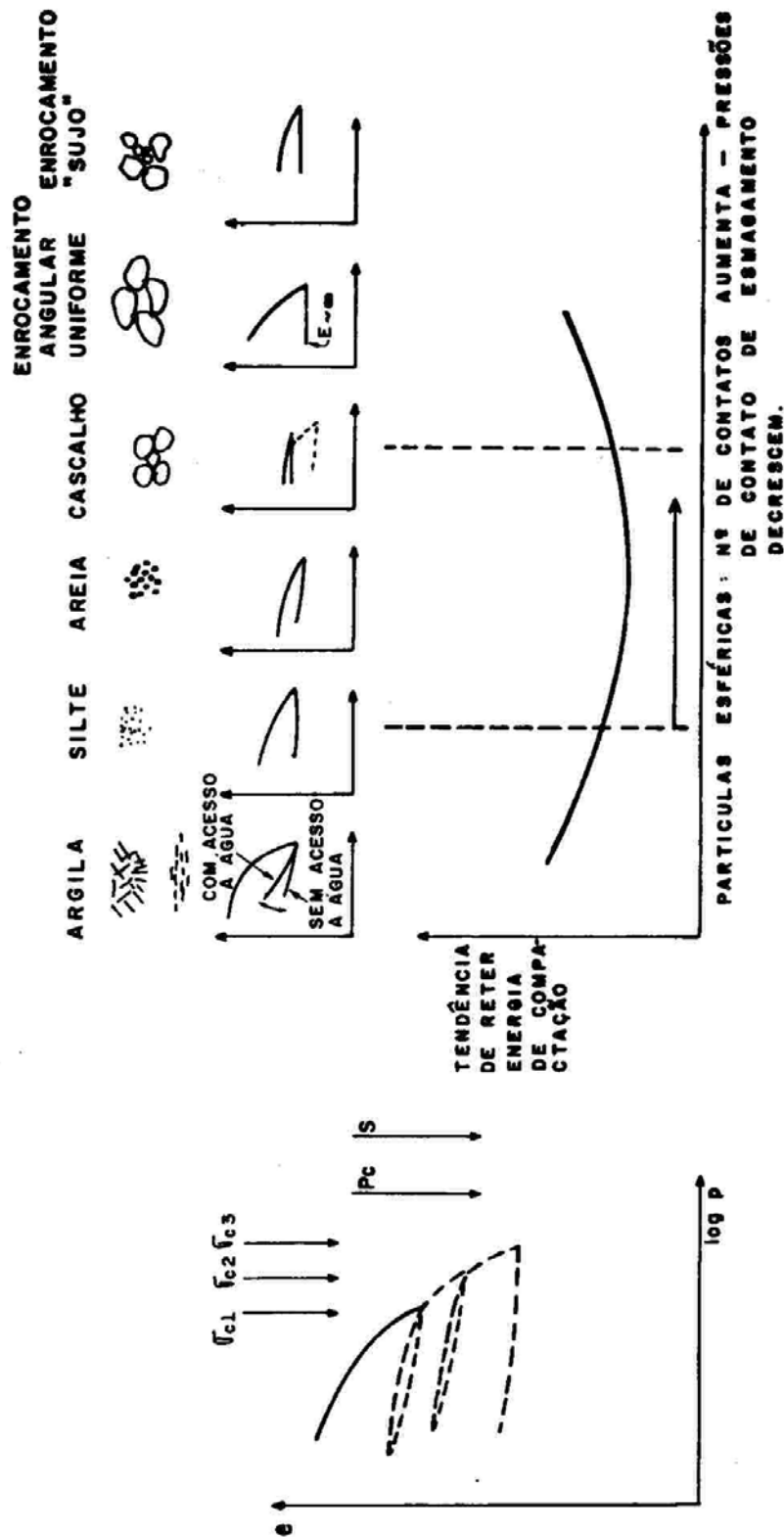


Fig. 7 — Comparação esquemática da estrutura de compactação dos grãos e da histerese compressão — expansão.



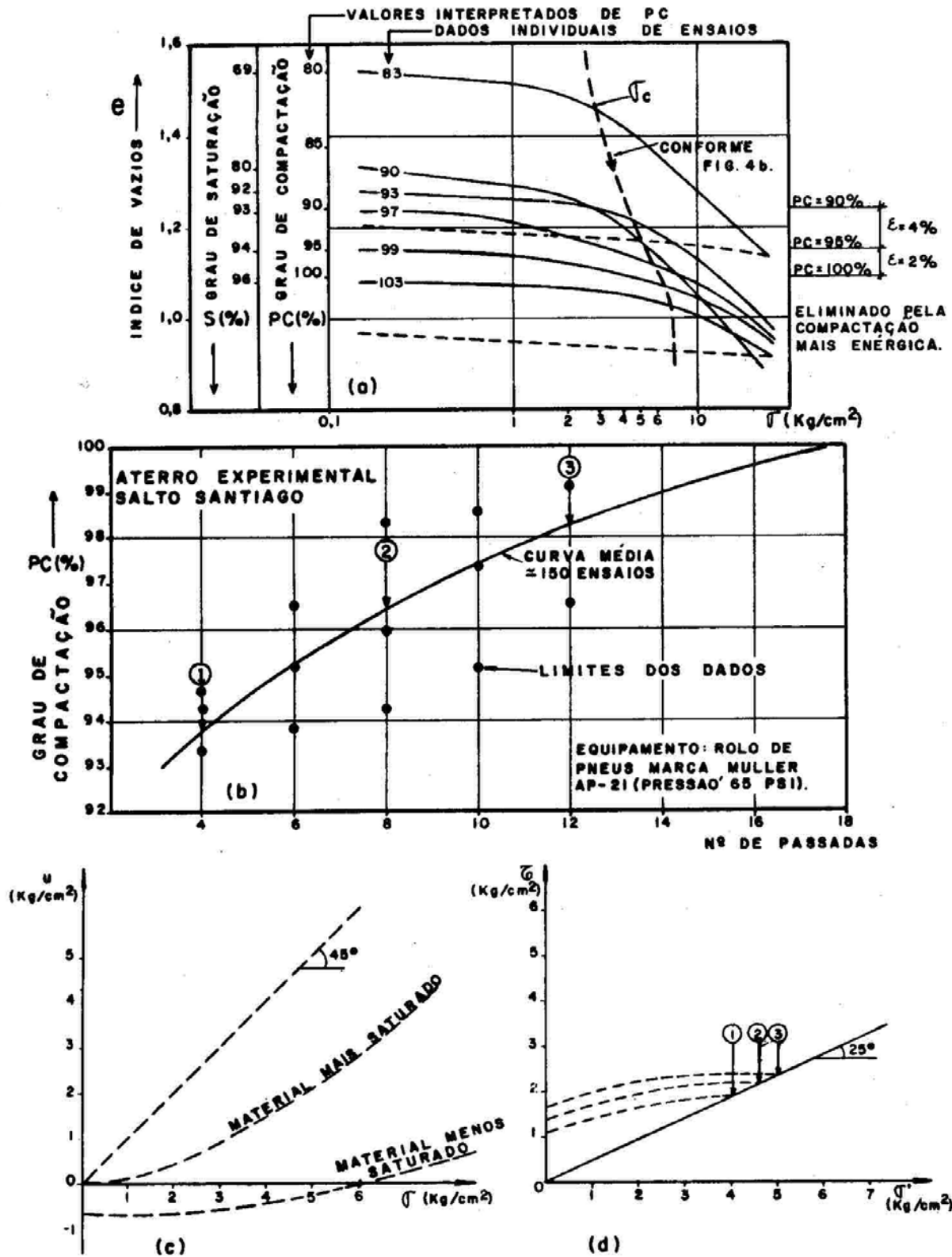


Fig. 8 — Sequência de compactação com incremento de passadas. Variação estimada da envoltória de resistência.

A seguir, na Fig. 9, usando os dados da Fig. 8d, e a fórmula clássica de capacidade de carga  $\sigma_{rut}$  de placa à superfície, sempre empregando os mesmos dados disponíveis demonstra-se directamente que no solo mais saturado a superfície começaria a romper com aproximadamente 40 t/m<sup>2</sup> (56 psi de pressão) enquanto que no mesmo solo, quando partindo de uma condição menos saturada, se permitiria eficientemente continuar compactando até uma pressão de placa superficial (análoga a pressão do pneu) de 110 psi.

É bem sabido que em solos mais sujeitos a tal limitação de compactabilidade por limitação de  $\sigma_{rut}$  é indispensável reduzir a carga e a pressão de pneu dos compactadores. Também cabe impor limitação na carga e pressão de pneu dos equipamentos de transporte da terraplagem. Em separado podemos facilmente proceder a uma comparação de tipos de cargas, pressões, e formas de penetração-apoio em função das formas das patas. São muitos os casos em que os equipamentos correntemente à venda são intrinsecamente contraindicados para a função da compactação desejada.

## 8 — COMPRESSIBILIDADE ACIMA DA PRESSÃO DE PRÉ-ADENSAMENTO

Na Fig. 10 forneço as bases para se estimar as compressibilidades de materiais compactados, acima da pressão de pré-adensamento respectiva, isto é, na gama de pressões da compressão virgem.

A correlação clássica de Terzaghi-Peck para solos sedimentares sugere de início a busca de uma correlação do Índice de Compressão  $C_c$  em função do limite de liquidez  $LL\%$  do solo. De facto, observa-se que há uma boa regressão linear de  $C_c$  em função de  $LL$ , e, ademais, que as regressões resultam praticamente idênticas englobando todos os dados (incluindo as curvas em que a “quebra” na pressão de pré-adensamento não estava bem definida),  $C_c = 0,00195 (LL + 63)$ , e considerando apenas os ensaios com curvas de aparência muito boa,  $C_c = 0,00222 (LL + 64,7)$ .

É muito importante salientar alguns factos claramente evidenciados pela estatística, e que pareceriam contrariar as impressões correntemente divulgadas, mas que sob o crivo de uma interpretação cuidadosa, vemos que coadunam perfeitamente com o comportamento físico-geotécnico visualizável. Em primeiro lugar é notável a diferença de inclinação das regressões, o que faz com os  $C_c$  sejam essencialmente iguais em solos modicamente argilosos ( $35 \geq LL \geq 45\%$ ) enquanto que para um valor  $LL = 70\%$  o  $C_c$  do solo sedimentar é cerca de 70%

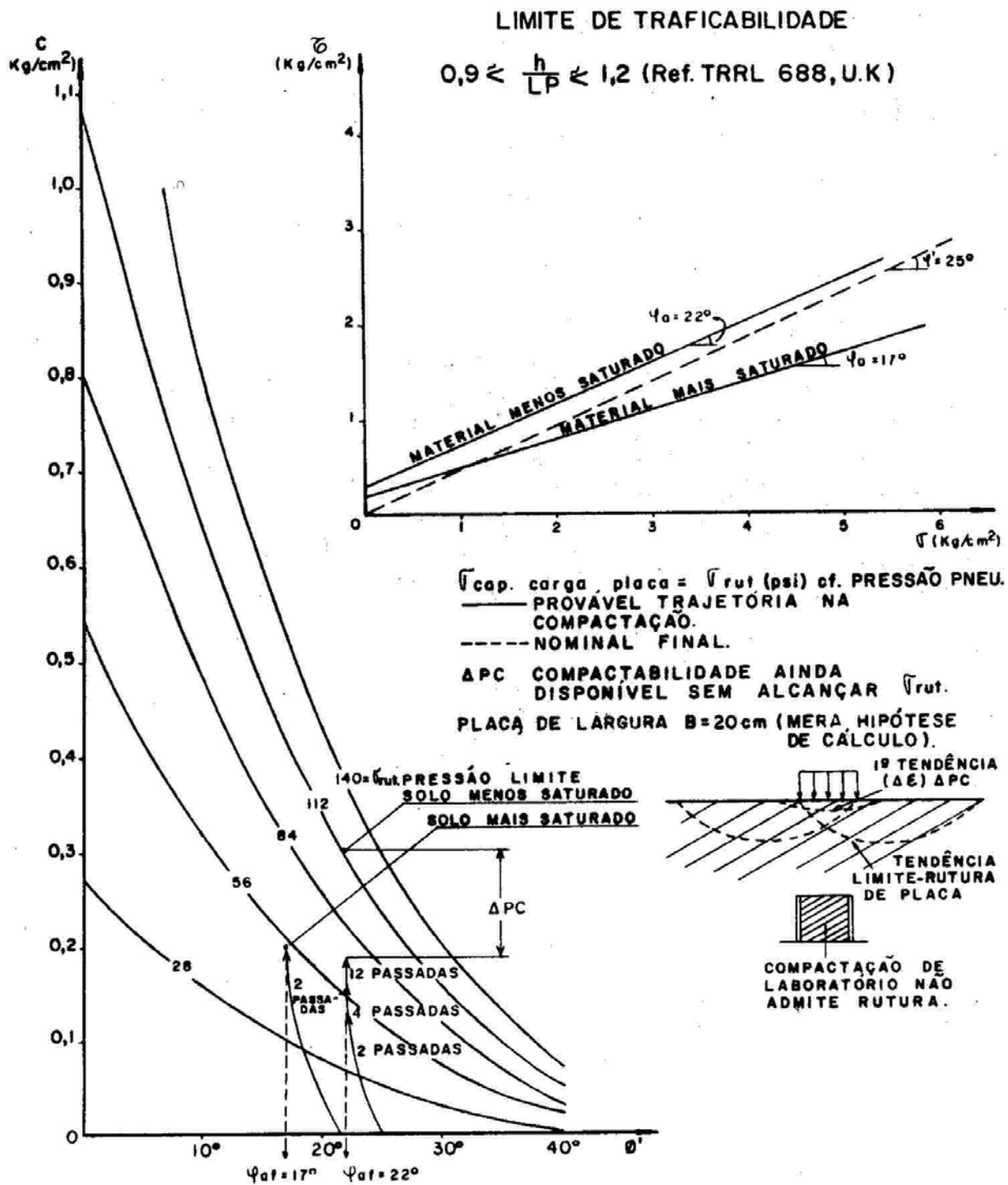
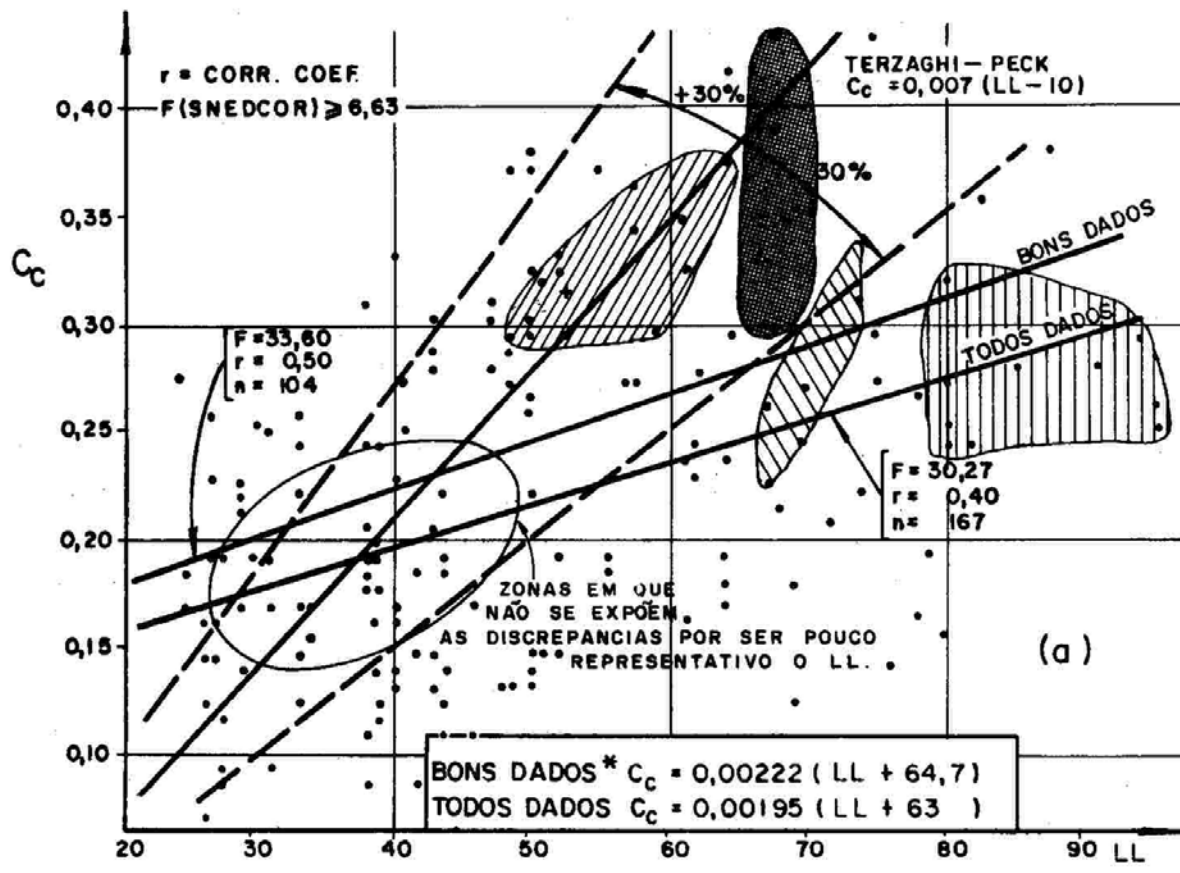


Fig. 9 — Efeito progressivo de compressão-compactação até ruptura por capacidade de carga. Limite de traficabilidade.



\* VER TIPOS DE CURVA NA FIG. 11

LEGENDA:

- |  |                  |  |
|--|------------------|--|
|  | - ITAUBA         | } MATERIAL DE EMPRÉSTIMO<br>CORPOS DE PROVA MOLDADOS |
|  | - SALTO OSÓRIO   |  |
|  | - SALTO SANTIAGO | } BLOCOS INDEFORMADOS                                |
|  | - SALTO OSÓRIO   |  |

Fig. 10 — Regressões  $C_c$  vs.  $LL$  a partir de amostras de blocos indeformados de aterros compactados.

maior do que o do solo compactado. Em parte julgamos que o fenómeno confirma a observação que reiteradamente consignamos, de que os solos de empréstimos mais argilosos não se encontram in natura numa condição “totalmente plastificada” (na qual ocorrem as argilas sedimentares); o solo de empréstimo, e a seguir o mesmo solo na condição compactada, não alcança nem remotamente tal condição de desenvolvimento total das liosferas das partículas unitárias correctamente associada a sedimentos saturados e implícita nos ensaios de LL e LP. Em parte cabe também ter em mente o facto de que a rotina de ensaio de LL frequentemente incorpora a separação da fracção arenosa (acima de determinada peneira), o que elevaria os valores de LL enquanto a compressibilidade  $C_c$  diminuiria.

Em segundo lugar cabe reconhecer que a dispersão de resultados é grande: parece reconhecer-se intuitivamente que a dispersão deva ser maior do que a de solos sedimentares para os quais Terzaghi-Peck indicaram uma faixa de dispersão de  $\pm 30\%$ . Como veremos adiante as obras apresentam recalques bem uniformes: configura-se portanto que a maior parte da dispersão é de amostras e ensaios, e não do comportamento médio de aterro.

Reconhecendo que a *densidade aparente seca de Proctor é um excelente parâmetro de classificação do solo*, com a vantagem de não depender da plastificação total, nem de volumes totalmente dispares de amostra com alguma separação de fracção grosseira, resolvi procurar uma regressão directa de  $C_c$  em função de  $\gamma_d$  máx.

As regressões em função de  $\gamma_d$  máx são muito melhores do que as referidas ao LL, (Fig. 11) a ponto de que, a nosso ver, *perca interesse para o caso de classificação de materiais de empréstimo, a execução de ensaios de LL%*. Ambas as regressões, usando apenas as curvas edométricas consideradas muito boas  $C_c = 0,2542 (2,6688 - \gamma_d \text{ máx})$  e usando todas as curvas disponíveis  $C_c = 0,2117 (2,70 - \gamma_d \text{ máx})$  indicam uma dispersão um tanto menor do que as regressões em função de LL, conforme se apresenta na Fig. 11. Compare-se também os coeficientes de correlação estatística. Merecerá interesse também o facto curioso de que as regressões puramente estatísticas indicaram uma condição fisicamente realística de que com uma eventual densidade aparente seca máxima equivalente à densidade dos grãos (portanto no limite de porosidade tendendo a zero) o índice de compressão se reduz a zero.

LEGENDA:

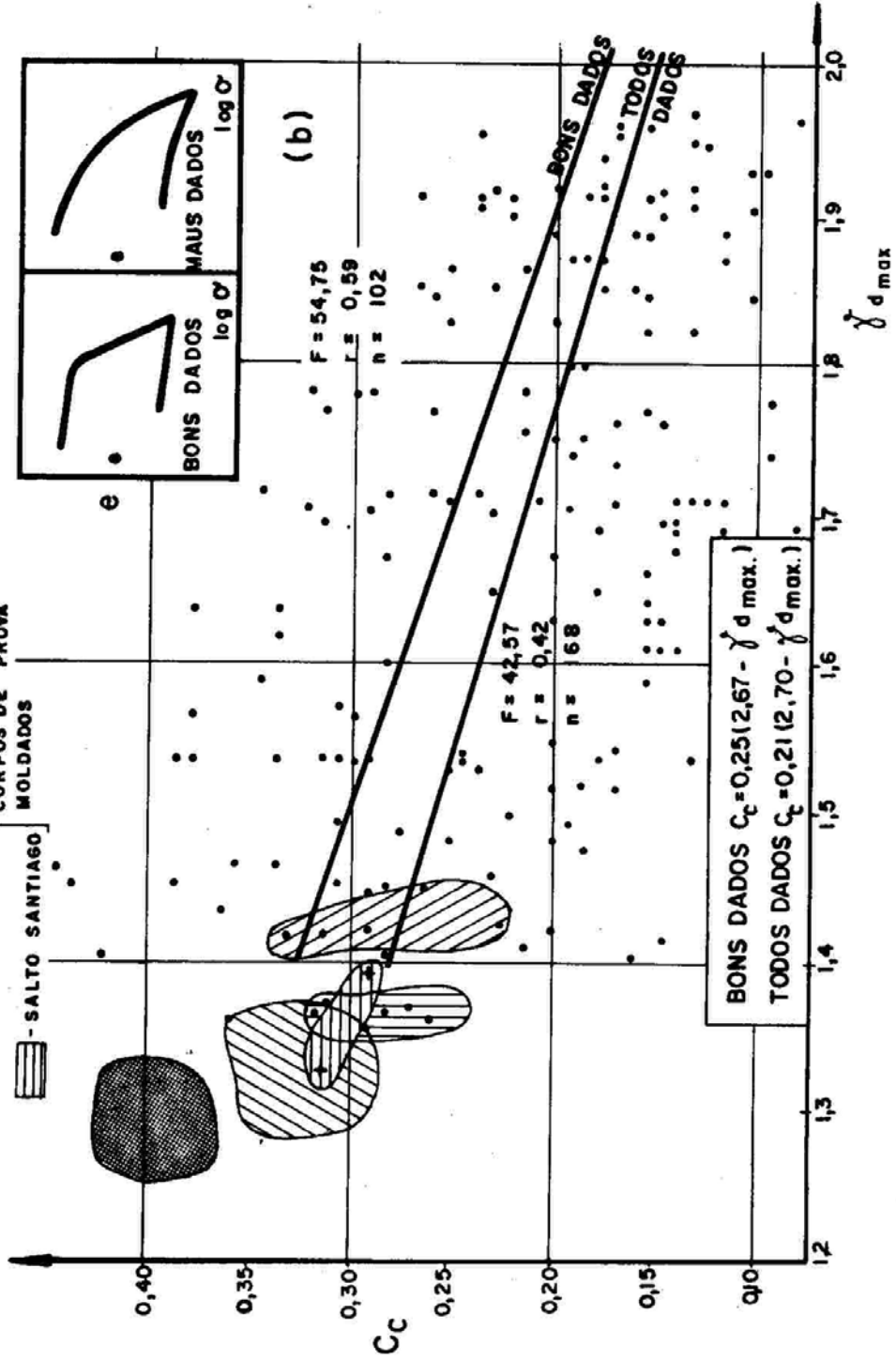
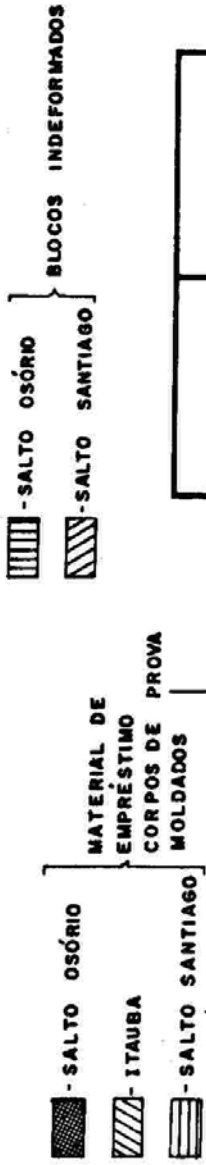


Fig. 11 — Regressões  $C_c$  vs.  $\gamma_{d\max}$  a partir de amostras de blocos indeformados de aterros compactados.

## 9 — COMPRESSIBILIDADE RELATIVAS DE MATERIAIS DIVERSOS, E ABSOLUTA DESNECESSIDADE (E MESMO CONTRAINDICAÇÃO) DE COMPACTAÇÃO ELEVADA EM AREIAS.

Na Fig. 12 reunimos de dois solos extremos empregados para núcleo de barragem, o mais argiloso (ex. Salto Osório, Salto Santiago, Itaúba) e o mais granular (ex. Oroville). Observa-se primeiro que um solo granular muito bem graduado, tal como o de Oroville (coeficientes de não-uniformidade de 1000 a 2500) chega a coeficientes de permeabilidade praticamente tão baixos quanto os de um solo argiloso: também em tais materiais muito bem graduados uma pequena variação do teor de finos provoca acentuada variação do coeficiente de permeabilidade.

Observe-se a seguir que a compactação efectivamente homogeneiza a deformabilidade de todos os materiais (até valores da pressão de pré-adensamento). As diferenças passam a ser grandes em barragens e aterros altos, e muito sérias em barragens muito altas, pois que segundo o modelo realístico de compressibilidade discutido, a vantagem da precompressão é total para aterros até cerca de 20 a 30 m de altura; e a seguir, nula. Portanto onde o aterro exceda de 20 a 30 m, começam a se acentuar as diferenças em função das qualidades dos materiais (ver Figs. 16 a 19).

Finalmente é importante enfatizar que qualquer areia pura, devido ao grande número de contactos grão a grão, resulta muito menos compressível do que qualquer dos solos para núcleo. A diferença não é perceptível na comparação de compressibilidades abaixo da pressão nominal de pré-adensamento da compactação: porém no caso de barragens altas e aterros muito espessos a diferença é muito significativa. Compreende-se portanto que é absolutamente desnecessário (e mesmo desfavorável) exigir a compactação de filtros a elevadas compacidades relativas (ex. 65% CR que corresponde a aproximadamente 96% PC): o que se deseja é apenas uma vibração prolongada e de leve, e rega para maximizar o caminhamento das partículas até seu arranjo mais estável, evitando assim interstícios maiores ou estruturas ocas em arranjos de favos, afectáveis por água.

## 10 — COMPRESSIBILIDADE DE CAMPO COMPARADA COM AS COMPRESSIBILIDADES PREVISTAS.

Nas Figs. 13 e 14 apresentamos as secções típicas de quatro grandes barragens, três de terra-enrocamento usando o solo argiloso mencionado, e a quarta

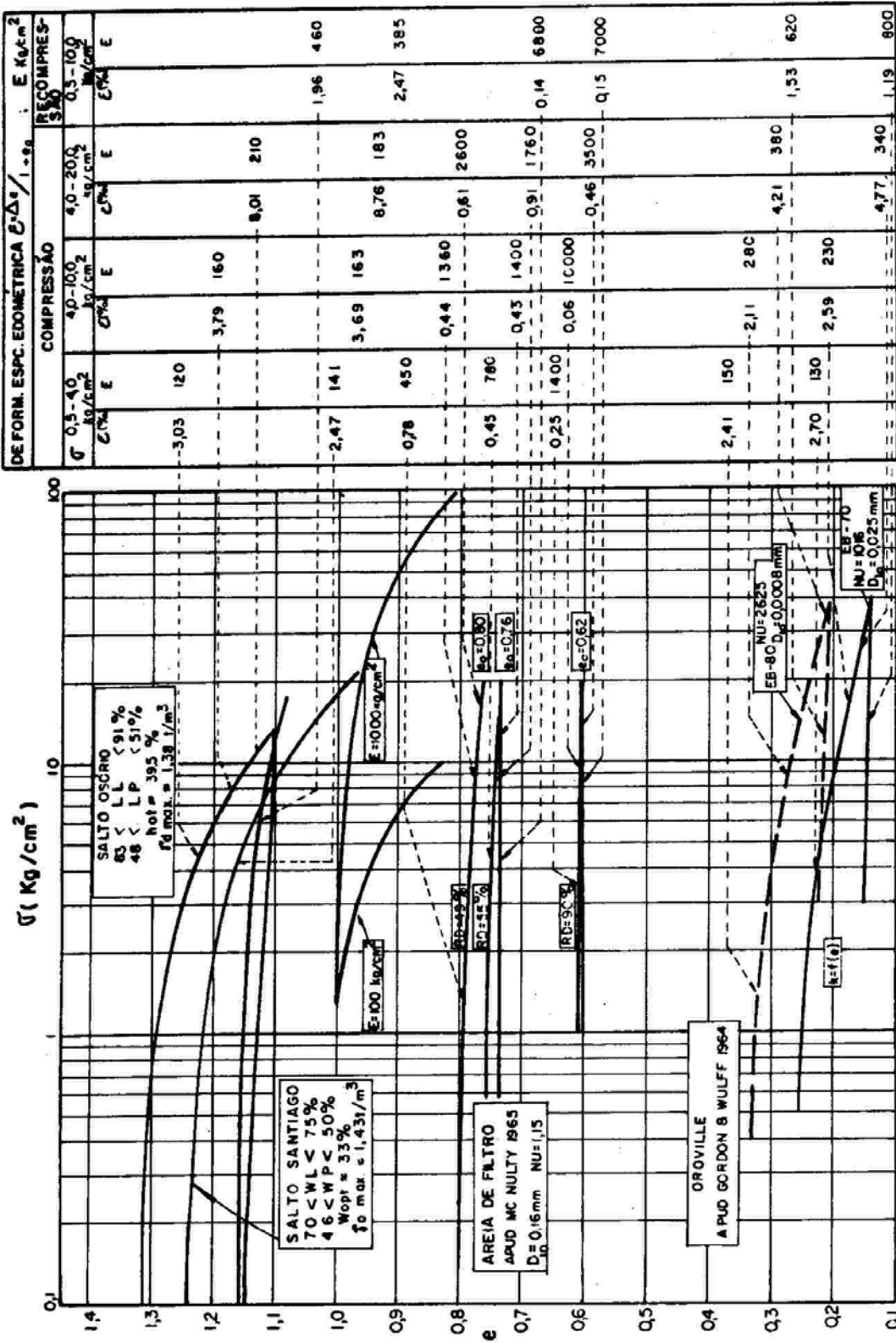


Fig. 12 — Comparação de compressibilidades específicas de materiais diversos.



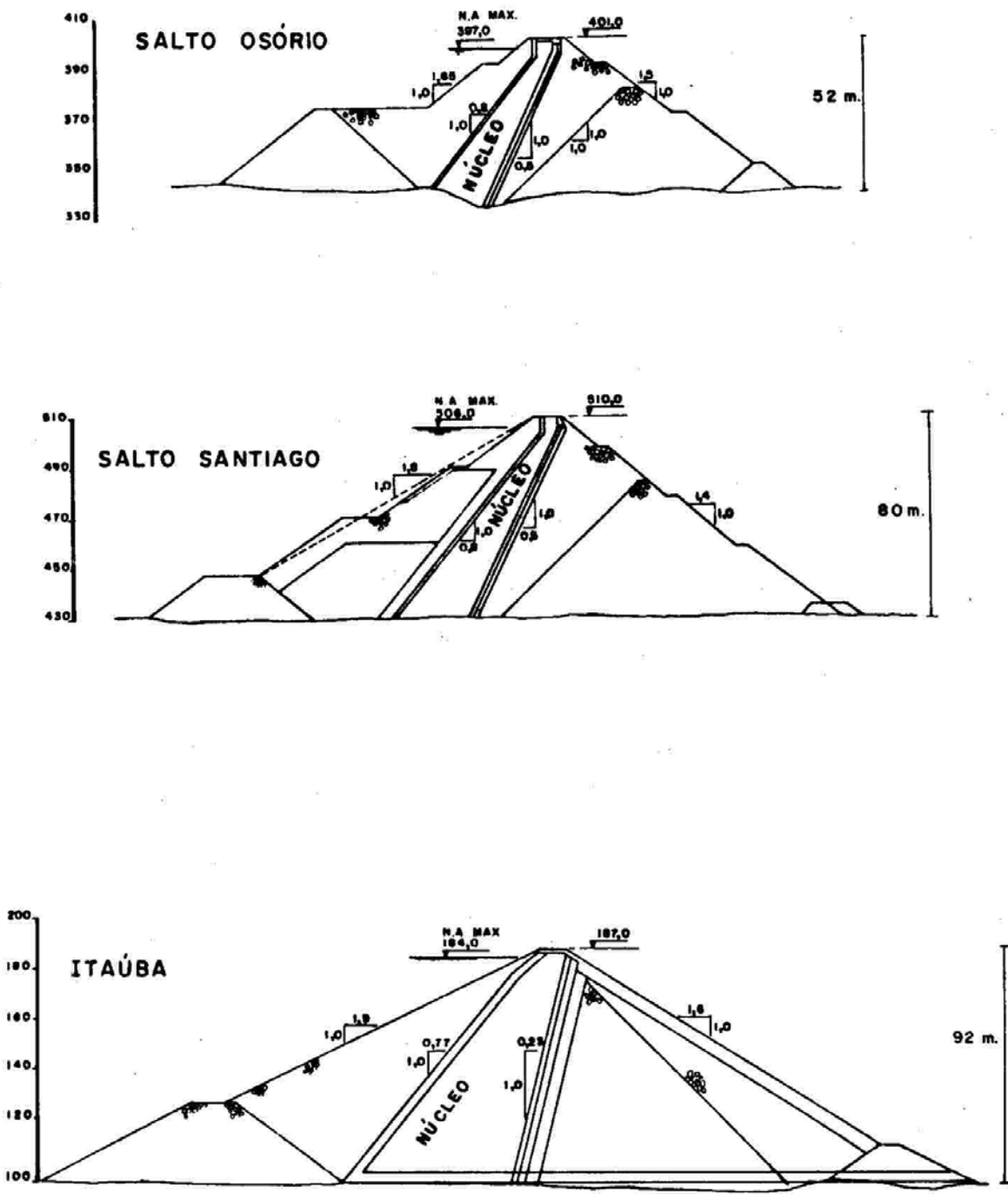


Fig. 13 — Seções típicas de barragens tipo terra-enrocamento.

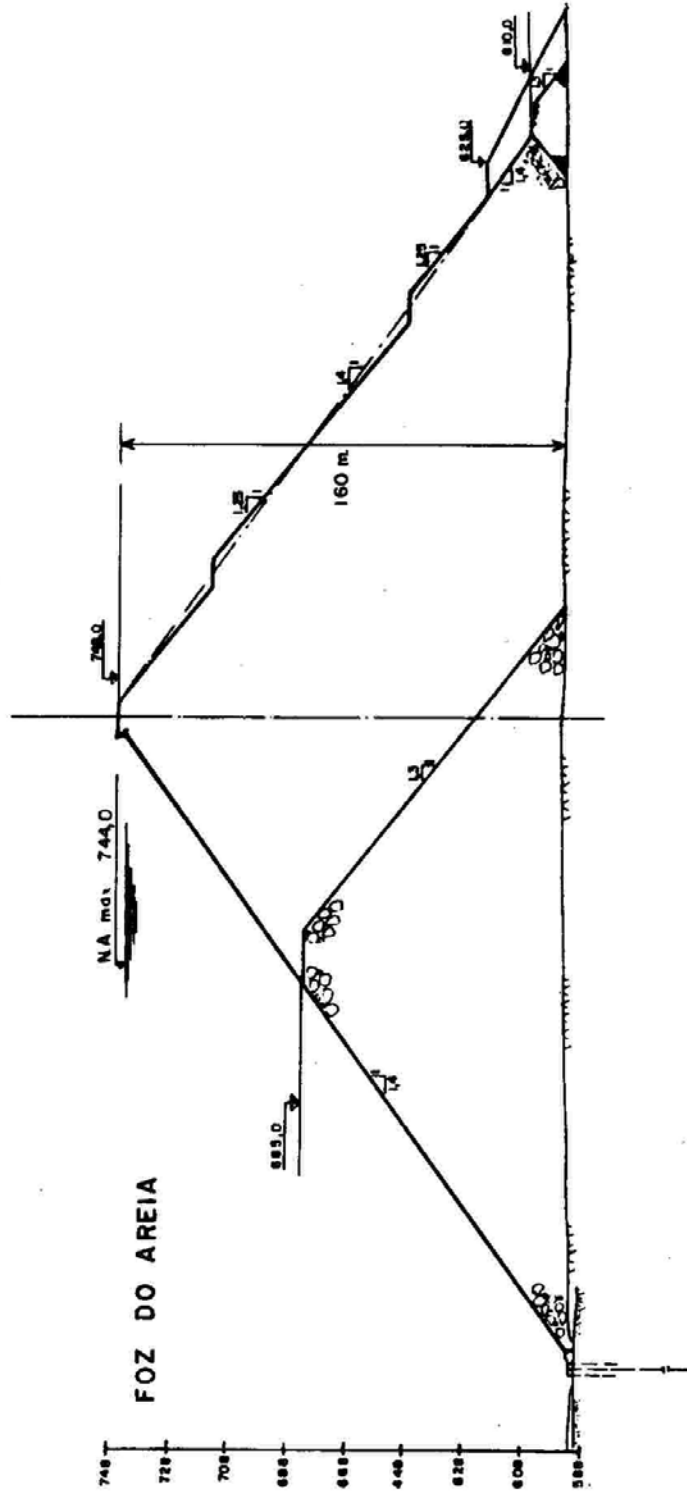


Fig. 14 — Secção típica de barragem tipo enrocamento com face de concreto.

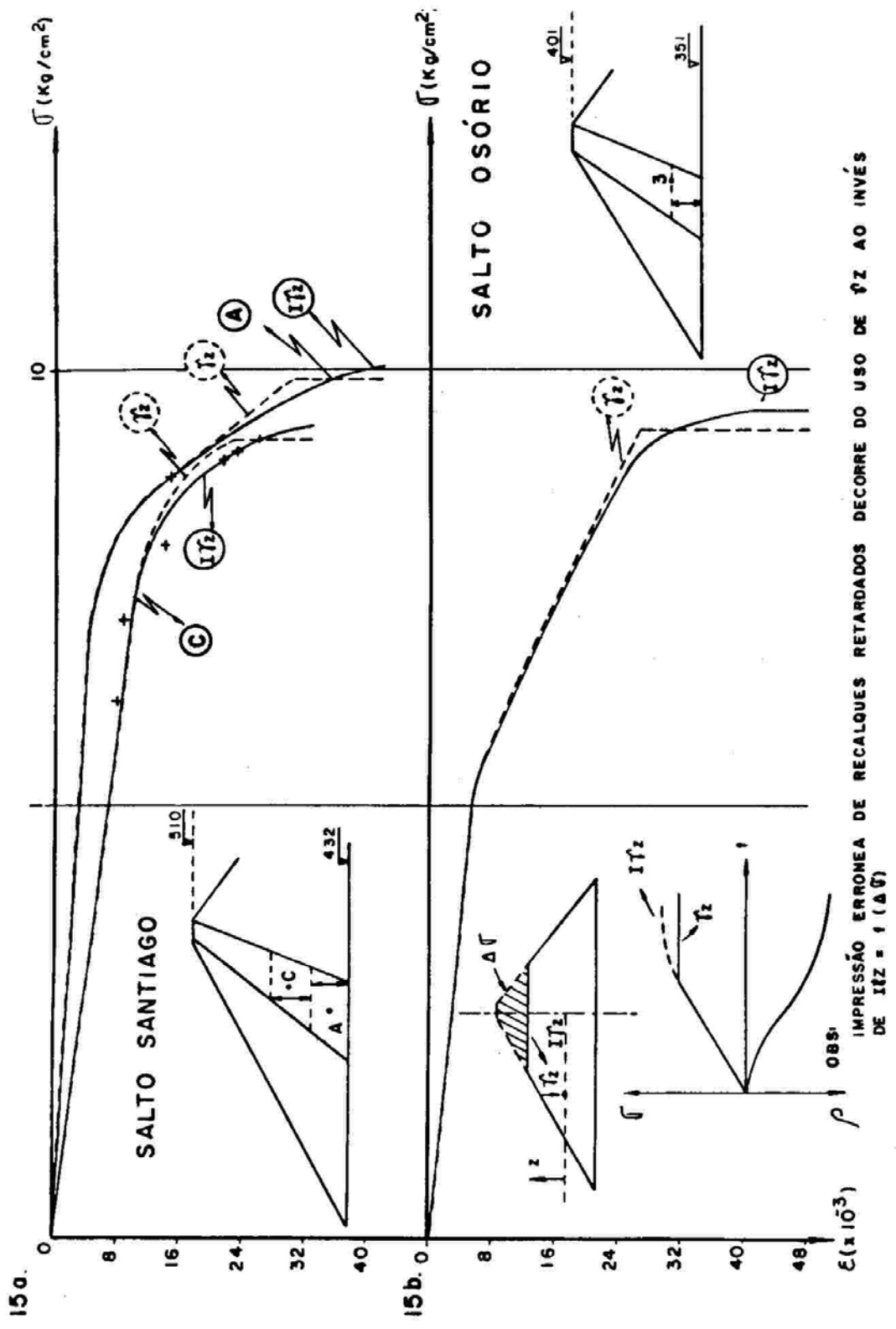


Fig. 15 — Curvas tensão — deformação. Uso preferível de  $\log \sigma$  e tensão correcta  $I\gamma_z$ .

de enrocamento com face de concreto, apenas para confirmar os comportamentos deduzidos do enrocamento de basalto denso são compactado, já observado nas três primeiras.

Aceitando a tese do pré-adensamento como função primordial da compactação resulta indispensável *analisar os comportamentos pressão-recalque de uma forma que favoreça a determinação das pressões de pré-adensamento*. É clássico o reconhecimento da Mecânica dos Solos de que a determinação da  $\sigma_c$  só se torna evidente quando é usado o gráfico  $\epsilon$  vs.  $\log \sigma$ , bem se reconhece ser difícil em qualquer gráfico detectar ligeiras inflexões em curvas, enquanto que é fácil determinar um ponto como intersecção de retas não paralelas; este o sentido e mérito do uso convencional do gráfico semilog. Na Fig. 15 (a) plotamos em primeiro passo os gráficos semilog de deformações específicas (%) contra pressão nominal de aterro sobrejacente, empregando segundo rotina adotada em publicações internacionais, o valor  $z \gamma_{nat}$  sobre o ponto como equivalendo à pressão. Este cálculo porém é errado pois o acréscimo de aterro transmite pressões  $Iz \gamma_{nat}$ . Veja-se comparativamente as curvas em função de  $Iz \gamma_{nat}$  na mesma Fig. 15a. Na Fig. 15 (b) procede-se a uma plotagem análoga empregando como pressões somente os valores mais prováveis  $Iz \gamma_{nat}$  a partir de ábacos da teoria de elasticidade, utilizando dados de um ponto em que o aterro na vertical respectiva salienta melhor as diferenças. Uma das consequências é obviamente favorecer ainda mais a determinação de  $\sigma_c$  por tornar mais íngreme o “trecho virgem”.

A outra função, de relevância prática muito importante, é corrigir impressões erradas de que ocorrem acentuados incrementos de recalque mesmo após cessada a sobrecarga (isto é, cessada a subida de aterro na vertical sobre o ponto). Tal impressão levava a maiores preocupações quanto a “recalques secundários” (continuação por longo prazo, secular, de recalques, após estacionado o carregamento).

#### 10.1 — *Compressibilidade observada comparada com a prevista por ensaios de laboratório. Argila porosa vermelha de basalto.*

Nas Fig. 16 a 19 reunimos todos os dados pertinentes referentes a um solo dos “mais compressíveis”, a argila porosa vermelha de basalto decomposto empregada para a construção das barragens de Salto Osório, Salto Santiago e Itaúba. Incluem-se ensaios edométricos, ensaios de compressibilidade em amostras de 4” de diâmetro realizados em câmara triaxial (com tensão anisotrópica) e os ensaios  $K_0$ . Incluem-se amostras especialmente moldadas em laboratório, para

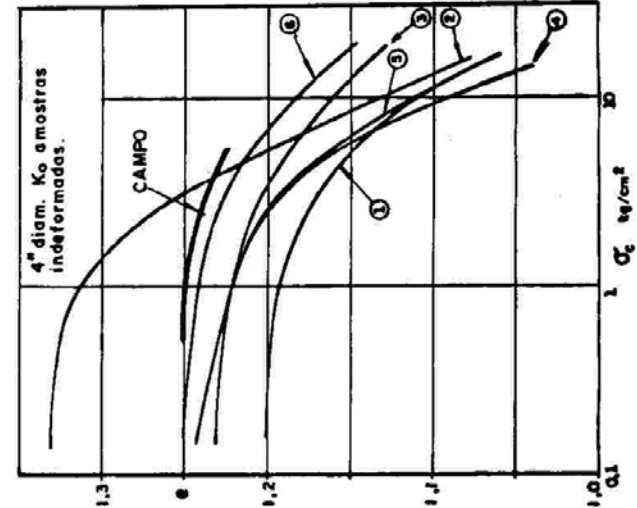
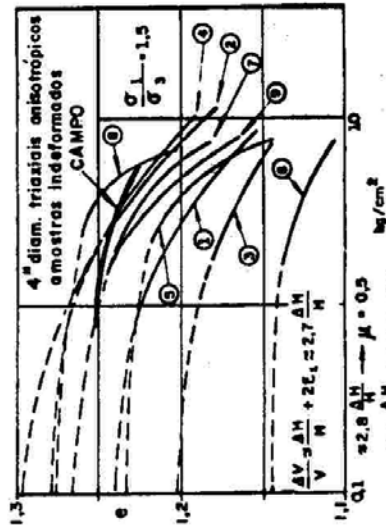
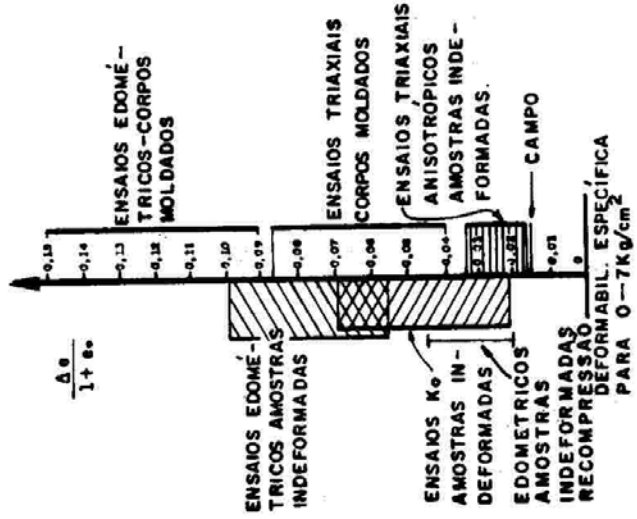
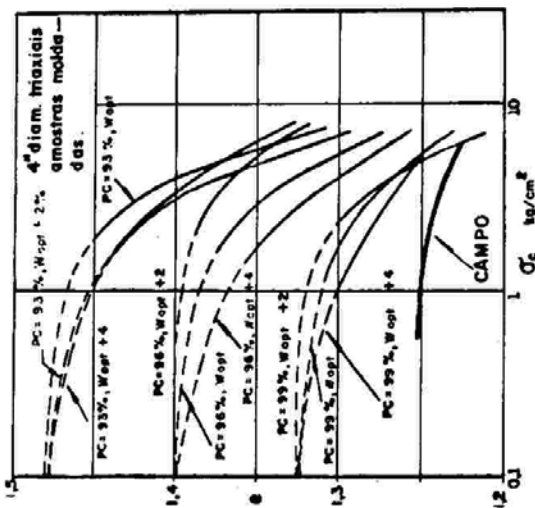
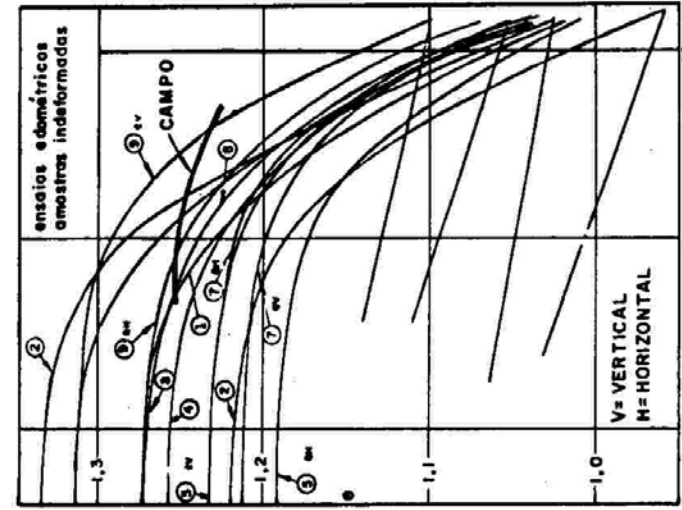
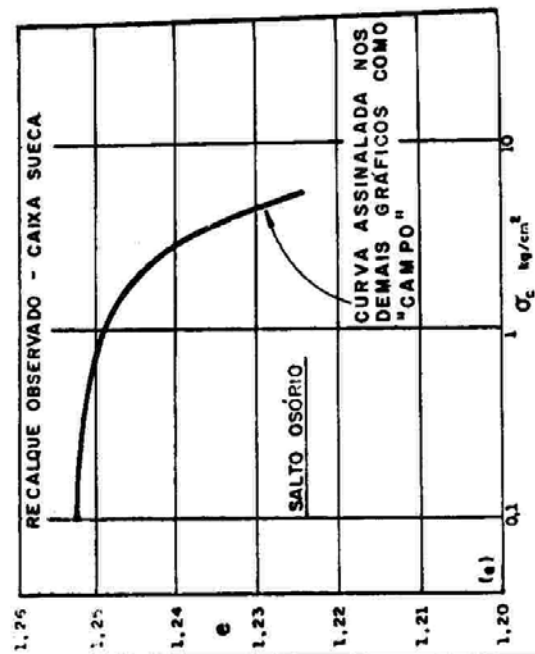


Fig. 16 — Dados de compressibilidade, laboratório e campo-material muito argiloso-Salto Osório.

# SALTO OSÓRIO

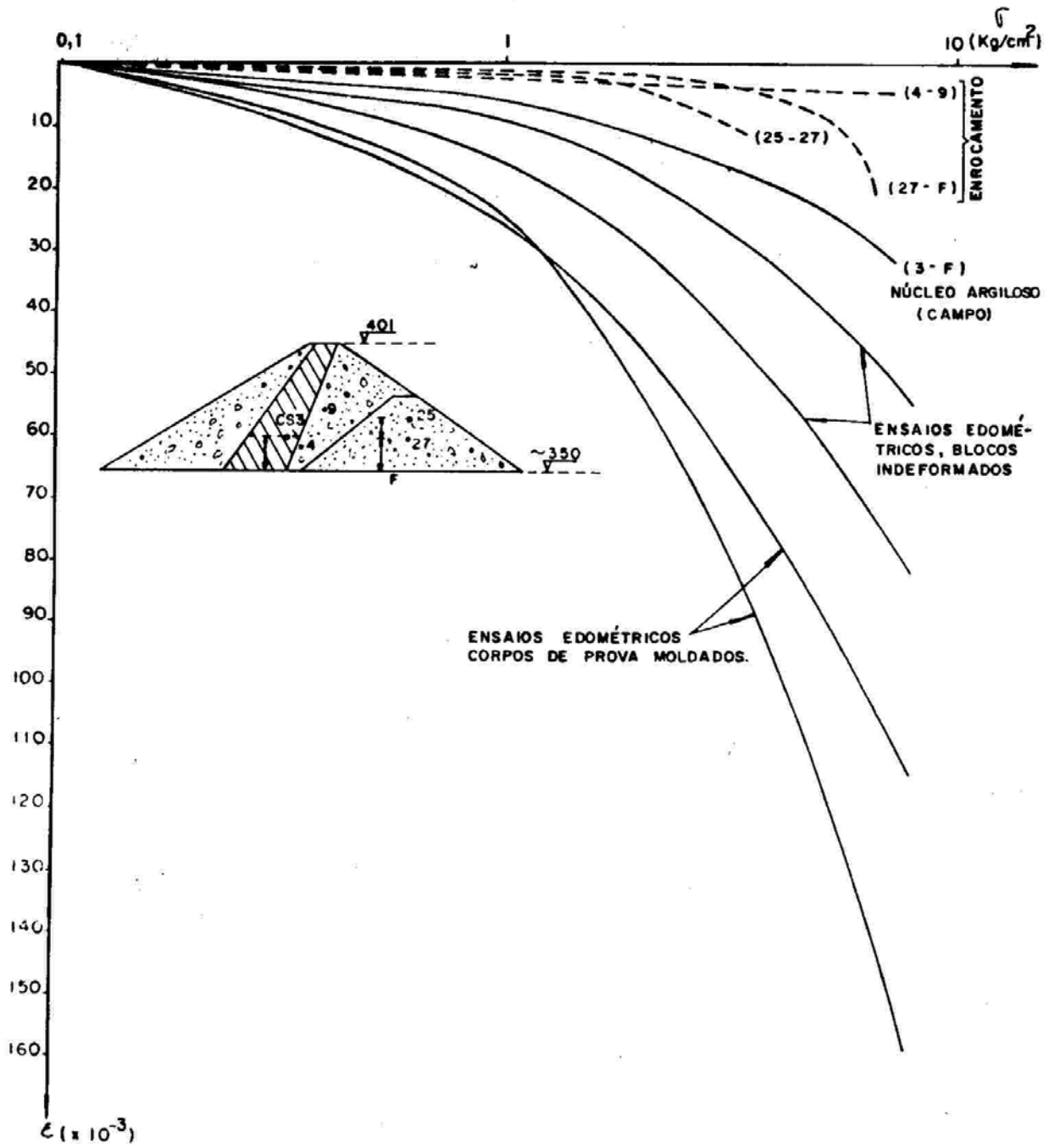


Fig. 17 — *Dados de compressibilidade, laboratório e campo.*

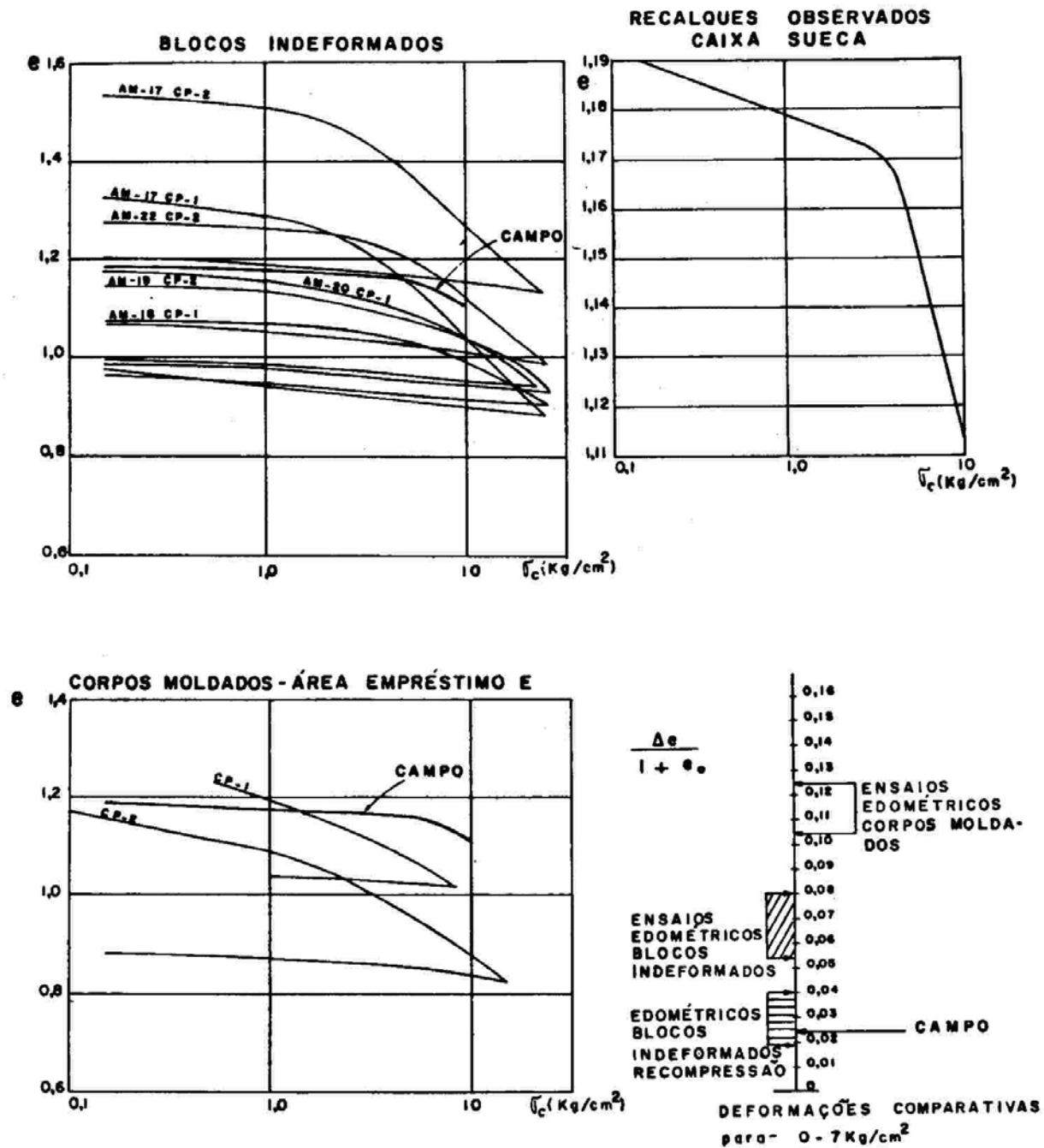


Fig. 18 — Dados de compressibilidade, laboratório e campo—Salto Santiago.

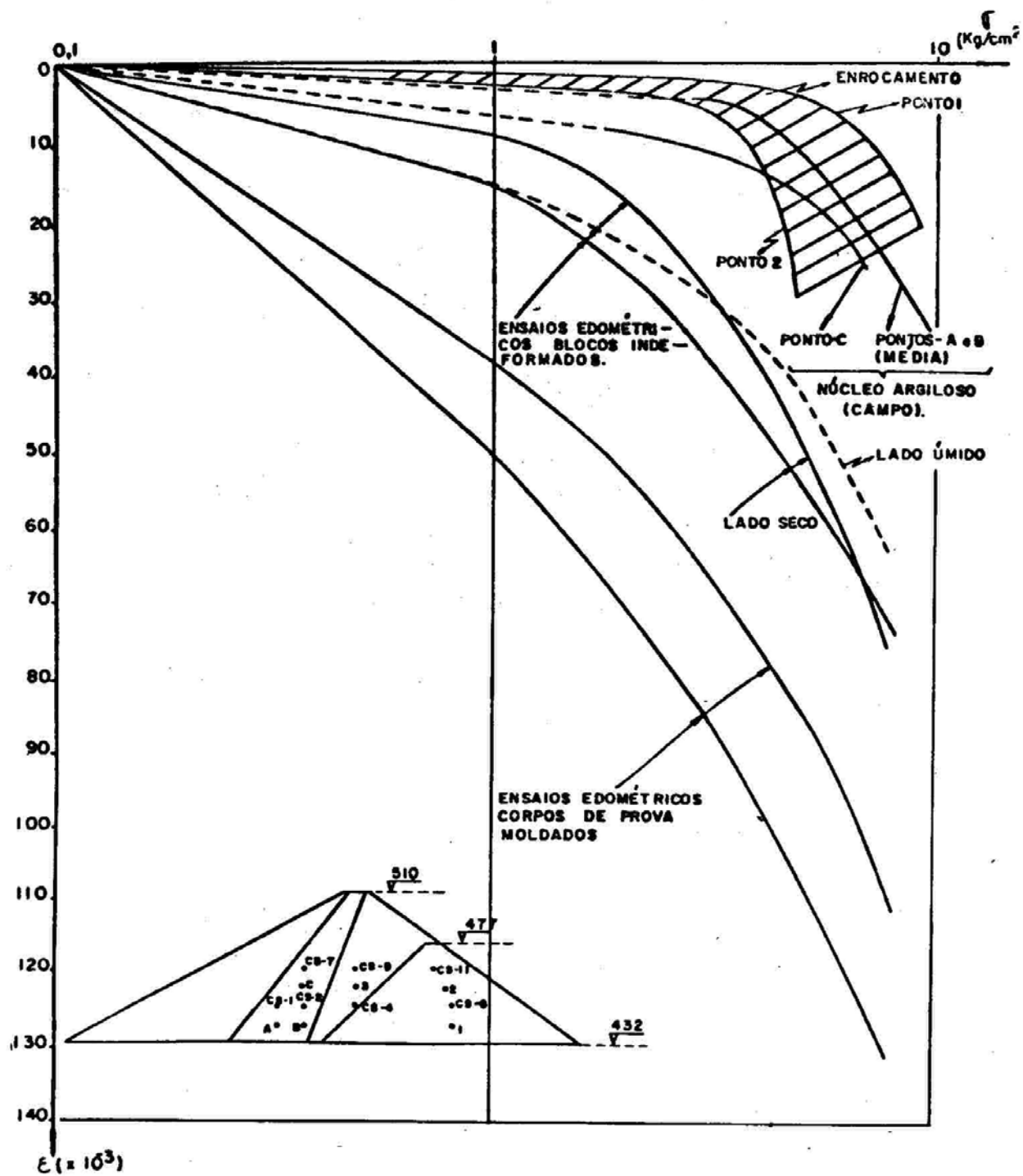


Fig. 19 — Dados de compressibilidade, laboratório e campo—Salto Santiago.



controle de parâmetros de compactação, e também amostras talhadas de blocos indeformados extraídos do aterro compactado.

As evidências são simples e confirmam as intuições ditadas pela experiência na Mecânica dos Solos aplicada. Primeiramente, em todos os ensaios a dispersão de resultados de corpo de prova a corpo de prova é muito grande: assim, para fins práticos reconhecendo a variabilidade do maciço compactado à escala das dimensões dos corpos de prova, *não tem sentido realizar ensaios pretendendo detectar diferenças de compressibilidade em função de condições de moldagem*. Da mesma forma observa-se que a faixa de resultados é essencialmente a mesma para todos os tipos de ensaios: portanto, para fins práticos, *bastaria realizar ensaios edométricos* por serem os mais correntes e práticos. Em ambas estas afirmações cabe salientar que a dispersão de resultados não preocupa perante um problema de compressibilidade, porquanto o comportamento do maciço é determinado pela estatística de médias: o que interessa é *realizar um mínimo de 10 a 12 ensaios, superpo-los todos num gráfico, e determinar o comportamento médio*. A seguir discuto a necessidade de ajuste, muito importante, do próprio ensaio edométrico à realidade.

A mais importante conclusão resulta da comparação da curva de compressões registradas no campo. Estas curvas tem que ser traçadas em função de  $\log \sigma$  a fim de assinalarem a pressão nominal de pré-adensamento. Ao extrapolar os resultados de medidas, de pressões baixas para pressões altas, é indispensável ter em conta a distinção entre os dois universos, o de pré-adensamento e o normalmente adensado. Outra conclusão extremamente importante é que a *compressão no campo é significativamente menor* do que a deduzida a partir de ensaios de rotina: pelo menos nas pressões baixas, até um pouco mais acima da pressão nominal de pré-adensamento, este factor é muito significativo. Neste particular o comportamento não difere muito do que se tem registrado no tocante a recalques de argilas pré-adensadas de fundação, nas quais os recalques observados tem sido da ordem de 1/3 a 1/5 do que seria estimado directamente a partir do trecho inicial da curva edométrica (devido a efeitos inexoráveis de amostragem e talhagem etc.): autores diversos recomendam o emprego mais apropriado de indicações da *curva de recompressão* após um, dois, ou mais ciclos de carga-descarga no ensaio edométrico.

Cabe salientar que em ensaios moldados em laboratório, ocorre a tendência de uma desintegração e plastificação maior dos núcleos granulares do solo, em função do que as moldagens dos c.p. e compressibilidades resultam desfavoráveis em comparação com os blocos indeformados do campo.

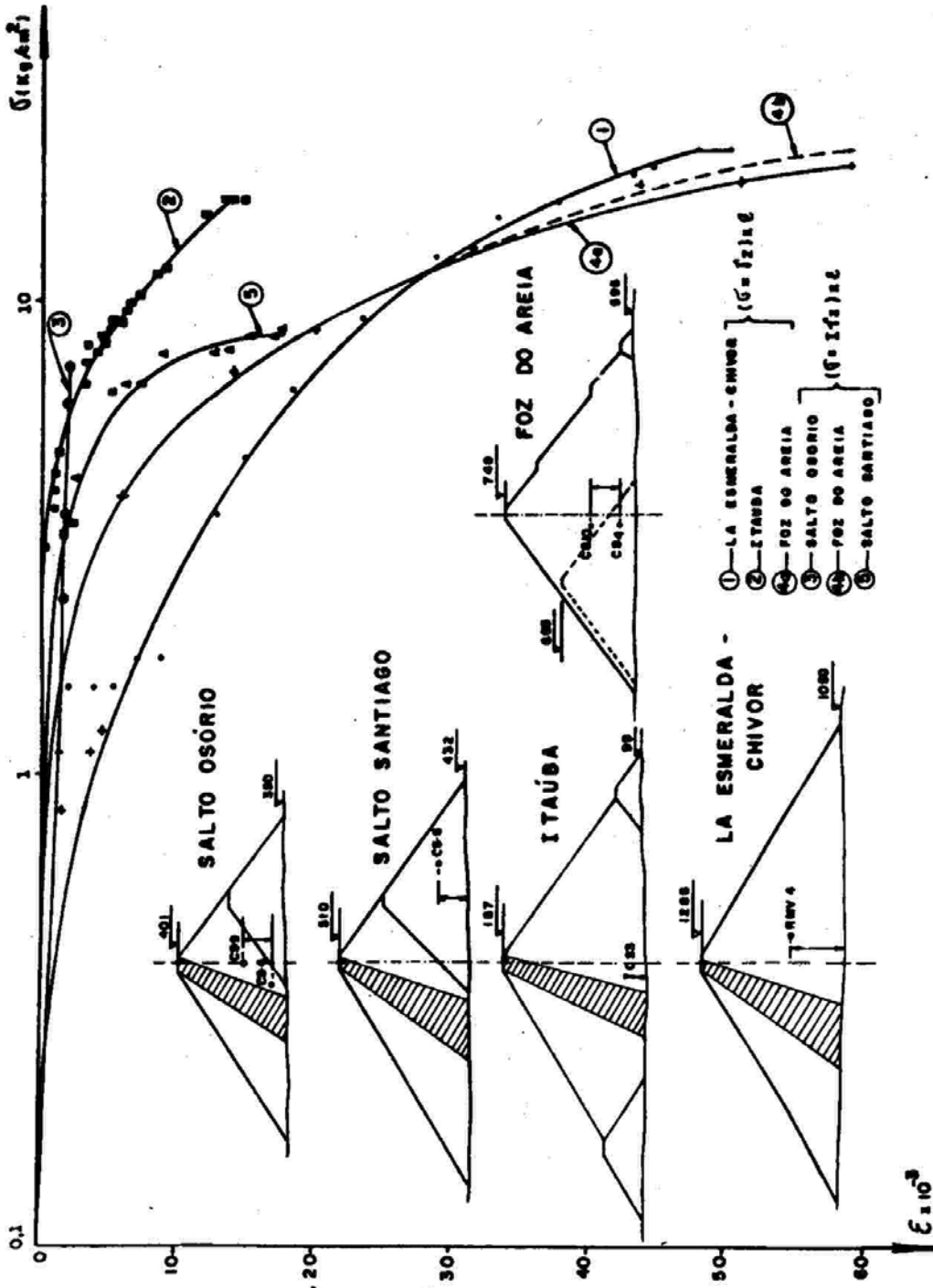


Fig. 20 — Compressibilidade compressões nominais de enrocamentos compactados.

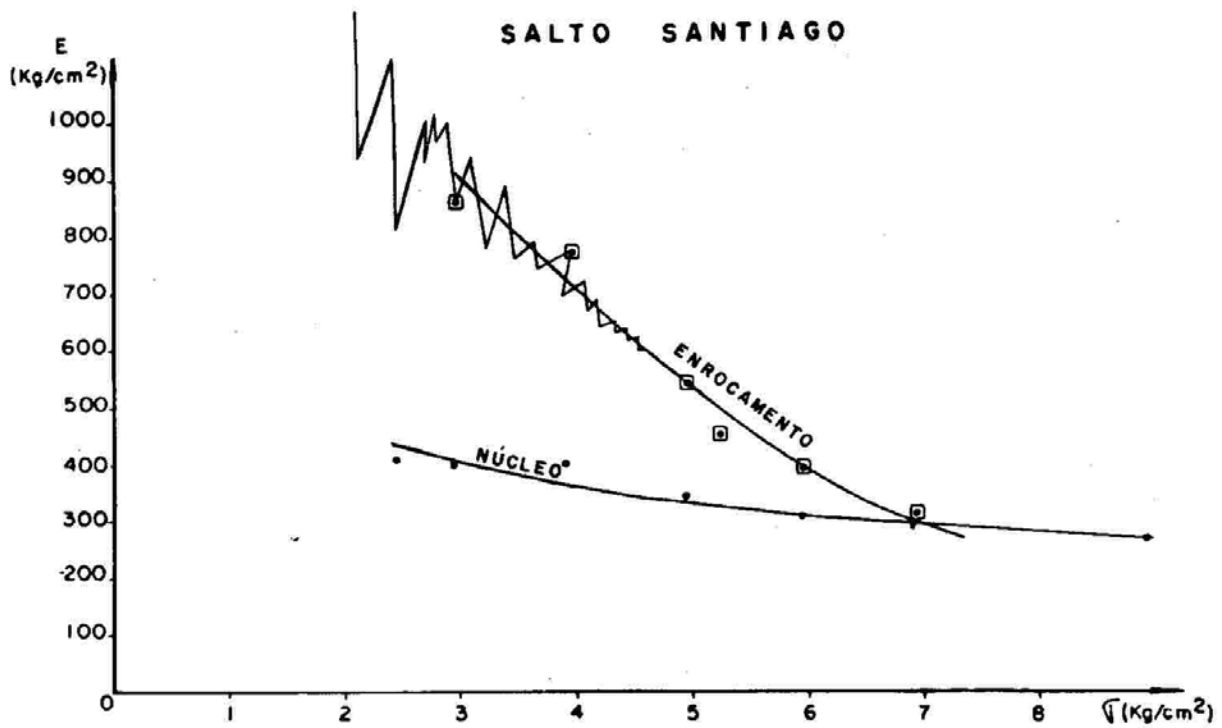
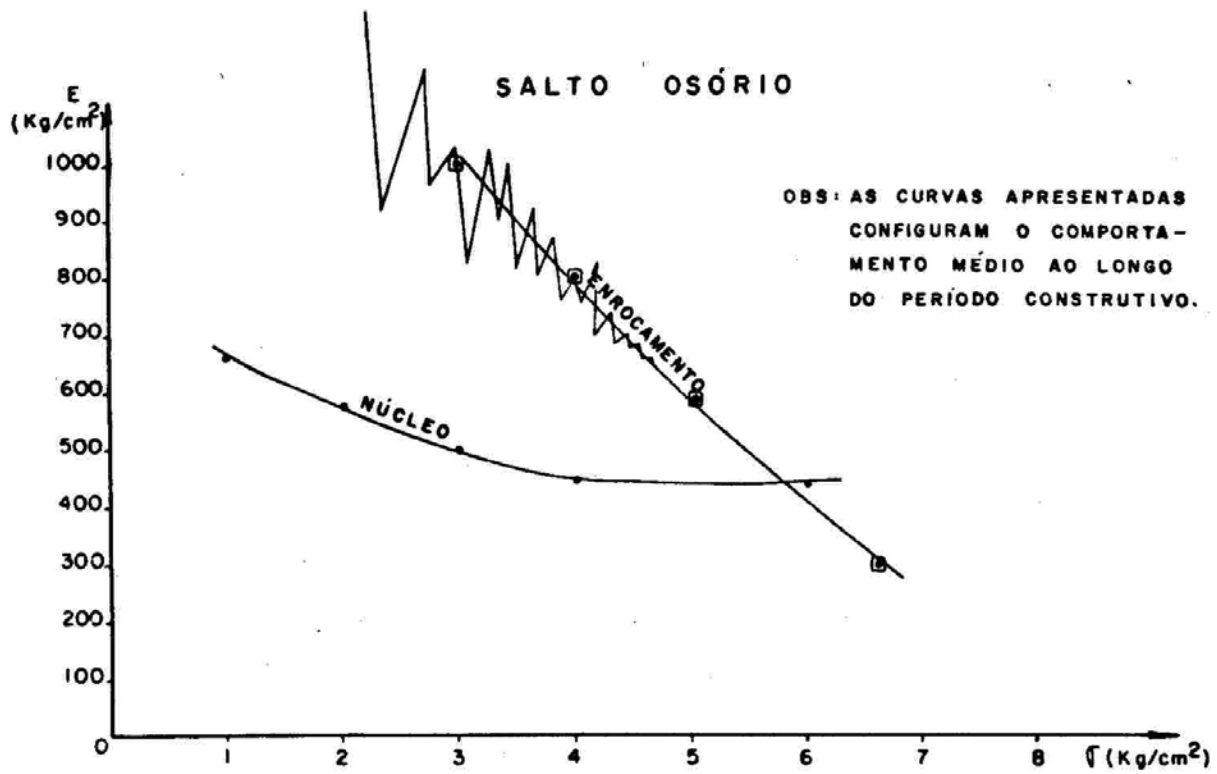


Fig. 21 — Curvas  $E$  vs  $\sigma$  — núcleo argiloso e enrocamento.

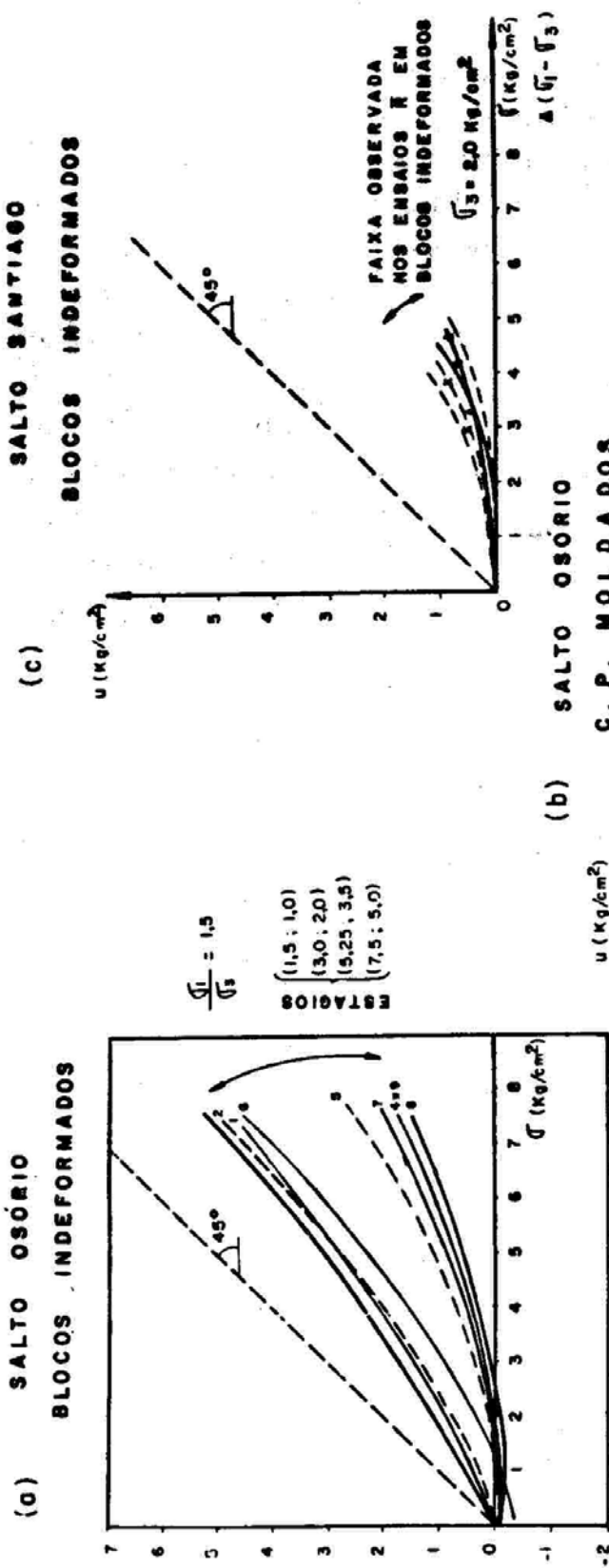
Com relação à observação da pressão de pré-adensamento nos dados de compressão do campo, cabe notar a necessidade da escolha de uma escala conveniente.

Finalmente salientamos que os recalques observados nas três obras foram muito uniformes, confirmando a interveniência de um comportamento médio.

Obviamente ao recomendar o recurso ao ensaio edométrico não se perde de vista os grandes *Coefficientes de Ajuste* que se tem que introduzir. Parece-me difícil ajustar uma técnica de moldagem de corpo de prova e de ensaio de laboratório que tenha sentido: se o problema principal decorre da diferença de grau de desintegração-plastificação da compactação de campo comparada com a moldagem-compactação de laboratório, muito dependerá das condições do empréstimo in situ e de quais os equipamentos de terraplenagem que venham a ser empregados (todos satisfazendo às Especificações-Índice baseadas em PC% e  $\Delta h\%$ ). Se couber ainda alguma tentativa de pesquisa para um coeficiente de ajuste mais plausível do que as proporções da ordem de 1:7, talvez caiba no mínimo adaptar o molde de compactação de laboratório de modo que o anel edométrico seja atarrachado dentro do próprio molde de compactação, minimizando assim os alívios e perturbações do corpo de prova a apenas a talhagem do topo e base. Julgo porém, que para a fase de projecto o preferível será continuar aprimorando a coleta de dados sobre *blocos indeformados extraídos de aterros compactados* anteriores, para continuar ajustando as regressões de  $C_c = f(\gamma_d \text{ máx})$  e de  $\sigma_c = f(\text{PC}\%)$ . Neste mister é indispensável, porém, reconhecer com indispensável em solos compactos, argilas rijas a duras, etc.. ajustar o *próprio procedimento do ensaio edométrico*, para reduzir estes novos coeficientes de ajuste a proporções aceitáveis. Como exemplo cita-se o esforço desenvolvido pela escola de Stuttgart para melhorar cálculos de recalques de fundações directas de grandes edifícios sobre as argilas pré-adensadas respectivas (cf. E. Schultze, publicações diversas): as amostras indeformadas em bloco passaram a ser rotineiramente ensaiadas em diversos ciclos carga-descarga, e o módulo de elasticidade aplicável nos cálculos de recalques mais realísticos determinou-se ser o do terceiro a quinto ciclo de recarga aproximadamente: nunca os do emprego directo do ensaio edométrico convencional (desenvolvido para argilas moles indeformadas).

#### 10.2 — Pressões neutras de período construtivo observadas em obra.

Nas Figs. 22 e 23 resumo algumas indicações de rotina referentes ao problema de pressões neutras de período construtivo, que no caso de barragens de terra essencialmente homogêneas tem sido considerado um dos factores temidos como condicionante no tocante à limitação de altos teores de humidade de compactação.



(d) ENSAIOS TRIAXIAIS DE ADENSAMENTO COM MEDIDAS DE U.

$\Delta M$	GC%	$\Delta h\%$	h(%)	S(%)
1	94,4	+4,3	39	94
2	95,4	+3,3	41	96
4	100,4	+2,2	35	93
5	100	-0,5	38	93
6	101	+0,9	37	97
7	99,8	+0,1	36	83
8	99,2	+1,0	38	91
9	97,8	+1,1	39	92

ESTAGIOS  $\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = 1,5$

- (1,5 ; 1,0)
- (3,0 ; 2,0)
- (5,25 ; 3,5)
- (7,5 ; 5,0)

Fig. 22 — Pressões neutras observadas em ensaios de laboratório.

Em separado aborda-se o assunto em trabalho documentado no qual se demonstra que:

a) historicamente todas as pressões neutras observadas *no campo* por células tipo Bureau e Londres *eram liminarmente erradas* no sentido de exageradamente altas sob baixas sobrecargas de aterro, por motivo do encharcamento d'água que ocorria na imediação da célula, logo depois de instalada, no próprio procedimento de saturação das tubulações de transmissão da pressão;

b) ainda hoje a quase totalidade de medidas tanto de campo como de rotinas de laboratório *é errada na fase inicial*: automaticamente dissipam e não registram as inevitáveis sucções;

c) de qualquer forma o assunto de sobrepressões neutras construtivas exageradas só preocuparia no tocante à estabilidade de taludes de barragem de terra, e nunca a núcleos de barragem de terra-enrocamento (nos quais são reconhecidas bem sucedidas as técnicas de execução em elevado teor de humidade, nas "puddled-core dam" dos Ingleses, e no "Swedish wet compaction method" dos Suecos);

d) já mencionamos que mesmo perante preocupações de instabilidade possível, a condição crítica com equipamentos modernos passou a ser a traficabilidade, condição de solitação cisalhante maior do que a de taludes correntes de barragens de terra.

Em resumo, portanto, o assunto de pressões neutras de período construtivo não preocupa. Porém, cabe ainda assim assinalar a que ponto as próprias pressões neutras de ensaios laboratoriais e de observação de campo deixam de seguir as previsões associadas ao material "fortemente argiloso", inclusive quando compactado "do lado húmido".

Na Fig. 22 apresentamos as curvas de  $u$  medidas em diversos tipos de ensaios triaxiais, desde o convencional até alguns mais sofisticados com anisotropia e condições especiais de carregamento. Observa-se directamente que no tocante a este pormenor ademais de ocorrerem variações apreciáveis em função do tipo de ensaio, o erro liminar reside na própria condição de "instalação" do corpo de prova fazendo com que ocorram pressões neutras positivas desde o início do carregamento. Em contraposição, na obra ocorre um significativo período de "leituras erráticas" ao redor de zero e essencialmente constantes independentemente da subida do aterro, até cerca de 4 kg/cm<sup>2</sup>. Quando ultrapassado um tal limiar as leituras passam a ser mais consistentes, subindo com o acréscimo de pressão.

Todos os valores observados em obra são muito inferiores aos previstos por ensaios de laboratório. O realmente importante é, porém, reconhecer-se a pressão

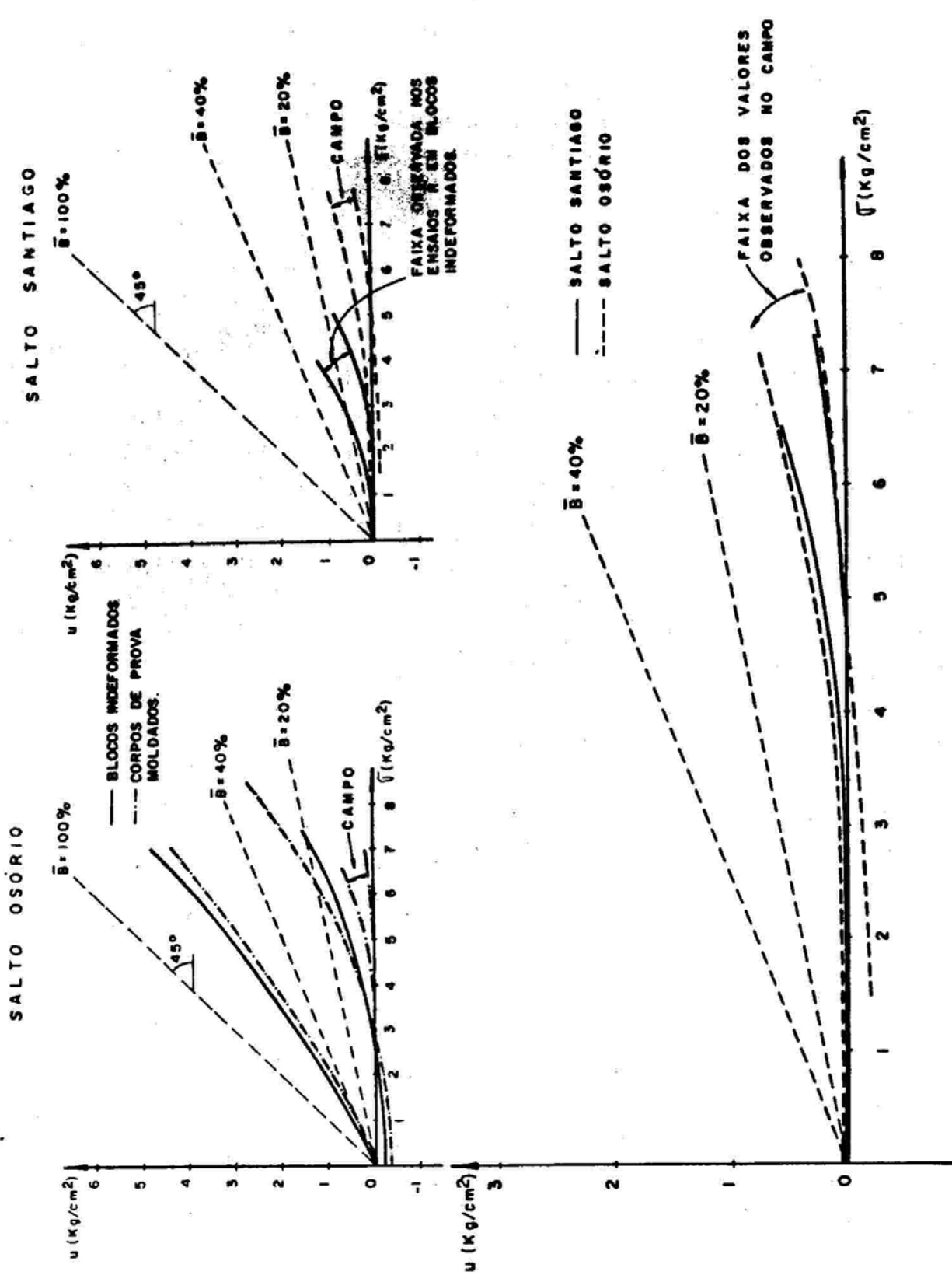


Fig. 23 — Comparação entre valores de pressão neutra campo-laboratório.

neutra negativa inicial. O desenvolvimento  $\Delta u/\Delta \sigma$  pode ser estabelecido razoavelmente no trecho consistentemente definido de pressões positivas: para aquilatar as magnitudes das pressões neutras negativas o melhor procedimento é extrapolar para trás, reconhecendo a variação  $\Delta \epsilon/\Delta \sigma$ , e, inclusive a diferença de tal compressibilidade nos dois universos de comportamento, e de recompressão até a pressão de pré-adensamento de compactação, e o de compressão virgem subsequente.

Na Fig. 23 reúnem-se os dados das duas barragens cuidadosamente observadas que empregaram materiais dos "mais argilosos" jamais empregados no mundo, e que se suporia deverem gerar altas pressões neutras construtivas. O emprego de coeficientes B (Bishop) para cálculos de estabilidade é totalmente errado e extremamente desfavorável (oreno) para projectos de obras pequenas, tanto por não incorporar um valor negativo inicial, como por linearizar um comportamento que é côncavo para cima. Comprova-se que não obstante o grau de argiloidade do solo, se o grau de Saturação respectivo era suficientemente baixo para permitir a compactação sem problema de traficabilidade, os elementos de solo pré-testados (e pré-comprimidos) pela pressão dos rolos e dos equipamentos de terraplanagem (pesados modernos) nada tem com o problema historicamente muito enfatizado, de sobrepressões neutras construtivas.

O limite de traficabilidade para scrapers de 15 a 25 m<sup>3</sup> segundo pesquisa Inglesa (TRRL Laboratory Report 688) corresponderia a aproximadamente a gama de variação de humidades de (0,9 a 1,2) W<sub>p</sub>, isto é, ao redor do limite de plasticidade. Sabemos bem que a humidade óptima de compactação situa-se ao redor do limite da plasticidade (Mello, ICOLD 1973, Madrid). Também comprovamos facilmente que as pressões de pré-adensamento correspondem aproximadamente à gama de 3,5 a 7,0 kg/cm<sup>2</sup> para solos de limite de liquidez entre 40 a 70% (ver Fig. 13, Mello, ICASP, Sydney 1979). Conclue-se que todos os conhecimentos-índice dos solos se coadunam relativamente bem. Portanto, só cabe concluir que as grandes discrepâncias encontradas entre comportamentos de blocos indeformados e as obras compactadas devem-se a defeitos de amostragem-ensaio, e à eliminação das tensões internas (tensões efectivas residuais e tensão capilar) geradas na obra pela energia de compactação absorvida.

## 11 — RESUMO

11.1 — O ciclo de experiência mostra que perante solos compactados a classificação convencional dos solos não leva a qualquer previsão válida.



11.2 — Os comportamentos do solo argiloso na compactação dependem principalmente do grau de saturação do empréstimo in situ. Os índices convencionais PC% e  $\Delta h\%$  podem levar a graves erros de previsão.

11.3 — Tanto argilas como enrocamentos são angulares apresentam nítida pressão de pré-adensamento da energia de compactação absorvida.

11.4 — Para estimar o comportamento de recalques de blocos indeformados de solos argilosos compactados oferecem-se regressões estatísticas tanto para o  $C_c$  como para o  $\sigma_c$ . O melhor parâmetro-índice de referência é o  $\gamma_d$  máx.

11.5 — No maciço compactado os recalques são *muito inferiores* aos das previsões pelas regressões supra.

11.6 — Garantida a traficabilidade não há porque discutir problemas de pressões neutras de período construtivo, nem estabilidade de taludes em fim de período construtivo.

11.7 — Configura-se no presente trabalho uma revisão radical de muitos dos mais importantes ditames da teorização histórica em aterros compactados e barragens compactadas.