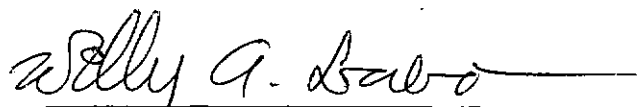


DETERMINAÇÃO EXPERIMENTAL, PARA SOLOS RESIDUAIS SATURADOS, DA
VARIAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA COM A DEFORMAÇÃO AXIAL


JARBAS MILITITSKY

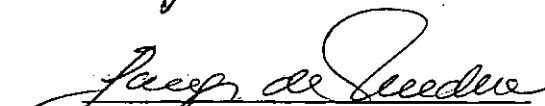
TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRA-
MAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDE-
RAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁ-
RIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIA (M.Sc.)


Aprovada por:



Presidente







RIO DE JANEIRO

ESTADO DA GUANABARA - BRASIL

DEZEMBRO DE 1972

A G R A D E C I M E N T O S

Ao Prof. Jacques de Medina , pelo exemplo de dedicação e desprendimento , pela orientação e amizade .

Ao Prof. Willy Lacerda , pelo incentivo e orientação .

Aos colegas do Departamento de Engenharia Civil da UFRGS , pelo incentivo , sem o qual o presente trabalho não teria sido iniciado .

Ao pessoal do laboratório de solos da COPPE , pela valiosa colaboração.

S I N O P S E

Descrição de técnica experimental , utilizando o equipamento de ensaio triaxial , conhecido como ensaio IDS segundo Schmertmann , destinada à determinação de componentes de resistência ao cisalhamento do solo , redefinidas tendo em vista as condições de determinação .

A resistência ao cisalhamento do solo , a qualquer deformação , fica dividida em componente D (dependente da tensão normal efetiva) , redefinição da resistência de atrito , e em componente I (independente da tensão normal efetiva) , redefinição da coesão , definidas de acordo com as variações na resistência associada com as mudanças nas tensões intergranulares , enquanto a estrutura do solo é mantida aproximadamente constante .

Apresentação de resultados de ensaios realizados com quatro tipos de solos residuais , sendo três estudados em amostras indeformadas e um em amostra compactada ; o ensaio completo é realizado utilizando apenas um corpo de prova .

A B S T R A C T

A description of an experimental technique which makes use of the triaxial test apparatus known as the IDS test as developed by Schmertmann. This technique allows us to determine the components of shear strength of soils, according to new definitions.

The shear strength at any deformation is divided into the D component (depending on the normal effective stress) and the I component (independent of normal effective stress) , which are new definitions of friction strength and cohesion , respectively. Both components are defined according to changes in intergranular stresses , the structure of soil being approximately constant.

Results of tests performed with four different residual soils , three in undisturbed state and one compacted, are presented. Each test is accomplished by using only one specimen , according to this technique .

Í N D I C E

I	INTRODUÇÃO	1
	1.1 - REVISÃO HISTÓRICA	2
	1.2 - ASPECTOS FÍSICO-QUÍMICOS DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO..	4
	1.3 - UTILIZAÇÃO DA REPRESENTAÇÃO DE MOHR COMO BASE DO ESTUDO..	7
	1.4 - JUSTIFICATIVA DAS NOVAS DEFINIÇÕES	7
	1.4.1 - Parâmetros de resistência verdadeiros do solo ...	7
	1.4.2 - Fatores que influenciam a estrutura	11
	1.4.3 - Abordagem experimental	15
	1.4.4 - Utilização de um corpo de prova (salto entre tra jetórias)	16
II	COMPONENTES REDEFINIDAS	19
	3.1 - TÉCNICA DE ENSAIO	23
	3.1.1 - Preparação de amostras	23
	3.1.2 - Realização do ensaio	24
	3.1.3 - Condições para realização do ensaio IDS	28
	3.1.4 - Resultados experimentais	29
	3.1.5 - Questão da validade de utilização de um corpo de prova	41
IV	COMPARAÇÃO ENTRE OS VALORES DOS COMPONENTES DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO PROPOSTOS E OS DE HVORSLEV	46
V	COMENTÁRIOS	49
VI	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	51
	6.1 - CONCLUSÕES	51
	6.2 - SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	52

VII	BIBLIOGRAFIA	53
VIII	ANEXO I	56
IX	ANEXO II - Simbologia	58

1. INTRODUÇÃO

De uma forma geral, existem duas maneiras de se abordar o problema da resistência ao cisalhamento dos solos argilosos, com a finalidade de se obter um conhecimento mais profundo de suas propriedades. A primeira delas originou-se da necessidade de resolver problemas práticos, envolvendo a resistência ao cisalhamento: é a determinação da mesma através de ensaios macroscópicos. O segundo método de abordagem constitui o estudo dos aspectos fundamentais do comportamento inter-partículas, com o objetivo final de relacionar as propriedades físico-químicas dos constituintes com a resistência macroscópica do solo.

Nosso trabalho apresenta técnica que se enquadra na primeira das maneiras citadas. Trata-se da determinação da resistência ao cisalhamento através de ensaio macroscópico. Na execução do ensaio a amostra é submetida à tensão desvio pela imposição de deformação vertical constante. Durante esta deformação, a pressão neutra é variada com a finalidade de manter um valor constante pré-definido, de $\bar{\sigma}_1$. Obtem-se valores de tensão desvio x deformação para este nível de $\bar{\sigma}_1$, após o que se muda a pressão neutra, a fim de atingir e manter um novo valor constante de $\bar{\sigma}_1$. Esta alternância entre dois valores pré-fixados de $\bar{\sigma}_1$ permite o ajuste de duas curvas tensão x deformação, uma para cada valor de $\bar{\sigma}_1$. Uma interpretação matemática destas duas curvas permite obter os valores definidos como componentes I e D da resistência ao cisalhamento em função da deformação.

1.1 REVISÃO HISTÓRICA

Os conceitos utilizados para o estudo macroscópico da resistência ao cisalhamento dos solos argilosos são os seguintes: em um plano qualquer passando por um ponto interno a uma massa de solo, pode-se definir, de uma forma geral, o estado de tensões como se segue: uma tensão σ_f normal a este plano e uma tensão τ_f cisalhante atuando no plano. A rutura ocorrerá em qualquer plano para o qual a tensão cisalhante for maior que a resistência ao cisalhamento do solo.

Em 1773, COULOMB publica "Essai sur un application des règles de maximis et minimis a quelques problèmes de statique, relatifs a l'architecture", onde, pela primeira vez, se estabelecem relações entre tensões normais e tangenciais em uma massa de solo na rutura.

O critério de rutura de Coulomb pode ser expresso na forma:

$$\tau_s = C + \sigma_f \operatorname{tg} \psi$$

onde τ_s é a resistência ao cisalhamento total, C é a coesão do solo, ψ é o ângulo de atrito interno e σ_f é a tensão normal atuante no plano considerado.

Na fig. (1) ilustra-se a forma simples proposta por Coulomb de representação dos parâmetros de resistência do solo.

MOHR, em 1882, propôs um critério de rutura mais geral, baseado nas tensões tangenciais: na rutura, a tensão cisalhante τ_s e as tensões normais atuantes no plano de rutura estão relacionadas de forma unívoca pela relação:

$$\tau_s = F(\sigma_f)$$

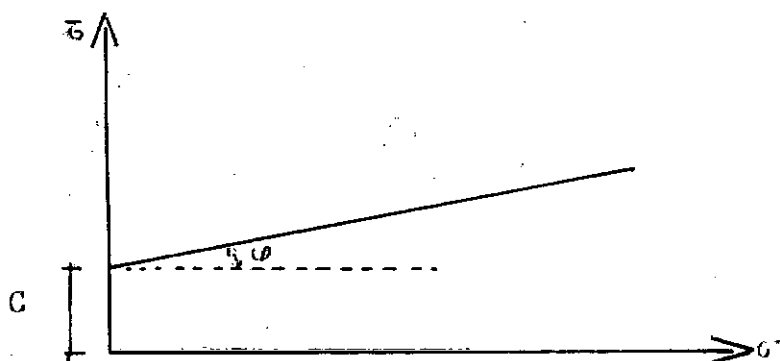


Fig 1 - Representação do critério de rutura de Coulomb

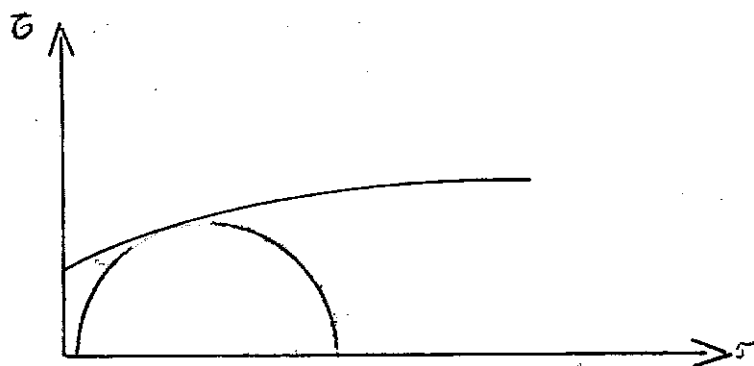


Fig 2 - Representação do critério de rutura de Mohr

representada em um diagrama fig. (2) tensões normais x tensões tangenciais pela envoltória de todos círculos de Mohr representativos de estados de rutura.

De uma maneira simplificada a resistência ao cisalhamento do solo pode ser expressa pelo critério de rutura de Coulomb.

Nos estudos iniciais da Mecânica dos Solos pensava-se que a coesão C e o ângulo de atrito interno do solo ψ fossem propriedades constantes e que pudessem ser determinadas por ensaios simples. Os primeiros investigadores, utilizando o ensaio de cisalhamento direto, verificaram que, para um mesmo solo, os resultados de ensaios eram fortemente influenciados pela velocidade do ensaio e pela umidade inicial.

Pode-se resumir da seguinte forma o estágio atual de conhecimento sobre o comportamento mecânico da coesão e do atrito: a resistência ao cisalhamento das argilas é composta de duas parcelas; a coesão efetiva ou verdadeira, que, para um dado solo, admite-se ser função maior do teor de umidade e a componente de atrito, que é a variação na resistência devido à variação da tensão efetiva no plano de rutura, sem variação no teor de umidade. Nas argilas normalmente adensadas, a resistência ao cisalhamento total é suposta ser essencialmente função do teor de umidade.

1.2 ASPECTOS FÍSICO-QUÍMICOS DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Para que se possa caracterizar com profundidade as propriedades de deformação e resistência ao cisalhamento das argilas é necessário o conhecimento de sua constituição físico-química e das forças que atuam no sistema solo-água.

A concepção da existência das partículas planares de minerais argílicos rodeadas pela dupla camada de água foi inicialmente estudada e adotada, admitindo-se que as partículas argilosas estivessem cobertas por uma película de água adsorvida que, por sua vez, estaria rodeada de película de água com orientação. A estrutura da água nestas camadas é bastante diferente da aquela apresentada pela água livre; a camada adsorvida possui algumas propriedades similares à do gelo, porém ainda não se conhece com profundidade sua estrutura e viscosidade. Bolt³ e Rosenqvist¹² sugeriram que a água adsorvida é ligada de forma tão rigorosa às partículas argilosas que as mesmas se movem, por difusão, em fluxo viscoso, o que impossibilita o contato entre as partículas para as pressões normalmente atuantes em depósitos de solo. A água, na camada adsorvida, serve para transmitir e modificar as forças eletro-químicas entre os minerais argílicos: os ions nela adsorvidos, bem como o caráter bipolar de suas moléculas constituintes têm importância relevante nestas funções. As principais forças intrínsecas são as de Van Der Waals e as eletrostáticas (de Coulomb). As de Van Der Waals normalmente causam atração, porém, decrescem rapidamente com a distância, sendo predominantes somente em pontos de pequeno espaçamento das partículas.

As de Coulomb são: a) atração eletrostática entre cargas de sinal contrário de bordo e face das partículas; b) repulsão eletrostática entre duas superfícies ou extremidades de partículas adjacentes. Segundo Lambe⁹, outras forças de coesão poderão ser causadas por cimentações por componentes orgânicos ou inorgânicos, ligações de hidrogênio ou ions adsorvidos.

A magnitude da resultante das forças intrínsecas depende de vários fatores: tipo do mineral argílico; tamanho e superfície específica correspon-

dentados; tipos de ions adsorvidos na superfície dos cristais argílicos ; tipo e concentração dos ions na água e temperatura. As forças eletrostáticas são inversamente proporcionais ao quadrado da distância e as de Van Der Waals, da mesma forma, com a sexta potência da mesma. Logo, as forças intrínsecas são mais fortemente governadas pelos pontos mais próximos entre as partículas do que pelo seu espaçamento médio; de acordo com Lambe⁹ e Rosenqvist¹² pode-se afirmar: as forças intrínsecas dependem não somente do índice de vazios, mas também, e de maneira marcante, da configuração geométrica das partículas, ou seja, da estrutura do solo. As forças externas influenciam as intrínsecas quando acarretam variações nas tensões intergranulares e uma conseqüente mudança no espaçamento entre partículas.

Considerando as características de deformação das argilas, Goldstein⁵ propôs a divisão das forças intrínsecas em dois grupos: um produzindo ligações elásticas e outro formando ligações viscosas, porém, ainda não foi possível identificar as forças básicas e condições que causam a formação destes dois tipos de ligação.

Nascimento¹¹ sugeriu que as variações na energia livre e forças correspondentes na interface água-solo, poderiam produzir tensão na periferia da água e uma coesão correspondente em pequenos espaçamentos de partículas; entretanto, ainda não foi verificado experimentalmente que esta tensão na fronteira da água exista e esta hipótese não foi correlacionada com os fenômenos da coesão.

1.3 UTILIZAÇÃO DA REPRESENTAÇÃO DE MOHR COMO BASE DO ESTUDO

A utilização usual do círculo de Mohr nos solos tem a finalidade de representar condições de tensões limites ou de ruturas, sendo esta definida como a representativa de situação em que atua a máxima tensão desvio $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ ou máxima relação entre tensões $(\sigma_1/\sigma_3)_{\max}$. A envoltória de rutura de Mohr é o lugar geométrico dos pontos nos quais atuam estados de tensões de rutura.

Desde que o círculo de Mohr represente uma situação de equilíbrio de tensões, poderá ser utilizado para representar estados de tensões em condições de deformações menores que aquelas de rutura, com a mesma validade que a utilização convencional.

A envoltória formada pelos pontos de tangência aos círculos de Mohr representativos de tensões efetivas em um ponto, para um valor escolhido de deformação, pode ser utilizada para a determinação de parâmetros de resistência mobilizados para esta deformação, redefinidos para a nova condição de determinação.

Schmertmann^{15,17} propõe técnica experimental capaz de reproduzir a ação de tensões normais efetivas diferentes em uma condição de estrutura do solo aproximadamente constante.

1.4 JUSTIFICATIVA DAS NOVAS DEFINIÇÕES

1.4.1 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA VERDADEIROS DO SOLO

HVORSLEV, em 1937, apresentou em seu trabalho "On the strength properties of remoulded cohesive soils" a determinação dos componentes da resis-

tência ao cisalhamento do solo baseado na experimentação com argilas amolgadas. Segundo ele, como as componentes são obtidas do comportamento da resistência a diferentes tensões efetivas, porém, idêntico índice de vazios no plano de rutura, na condição de rutura e como a coesão tem seu valor, para um determinado índice de vazios, independente do fato de o material estar sobre o ramo virgem, de descompressão ou recompressão da história das tensões, estas componentes foram admitidas como fundamentais ou verdadeiras. A expressão proposta por Hvorslev é da forma

$$\tau_s = C_e + \bar{\sigma}_n \operatorname{tg} \psi_e$$

onde C_e e ψ_e são a coesão e ângulo de atrito interno verdadeiros.

Na fig. (3) mostra-se uma das maneiras de se determinar, para um teor de umidade fixado, os parâmetros propostos por Hvorslev.

Hvorslev encontrou uma relação linear entre a interseção no eixo τ para $\bar{\sigma} = 0$ e a pressão de adensamento equivalente na curva virgem, $\bar{\sigma}_e$, para as argilas amolgadas a altos teores de umidade.

$$C_e = \bar{\sigma}_e K$$

A pressão de adensamento equivalente é definida como aquela, na curva virgem de compressão, para a qual corresponde o valor do índice de vazios característico; K é o coeficiente de coesão (inclinação da reta que relaciona C_e x $\bar{\sigma}_e$).

Os conceitos destes componentes foram acrescidos com a experimentação posterior de outros pesquisadores como BJERRUM¹ e BJERRUM & WU² que concluíram: para as argilas não amolgadas ou amolgadas a teores de umidade

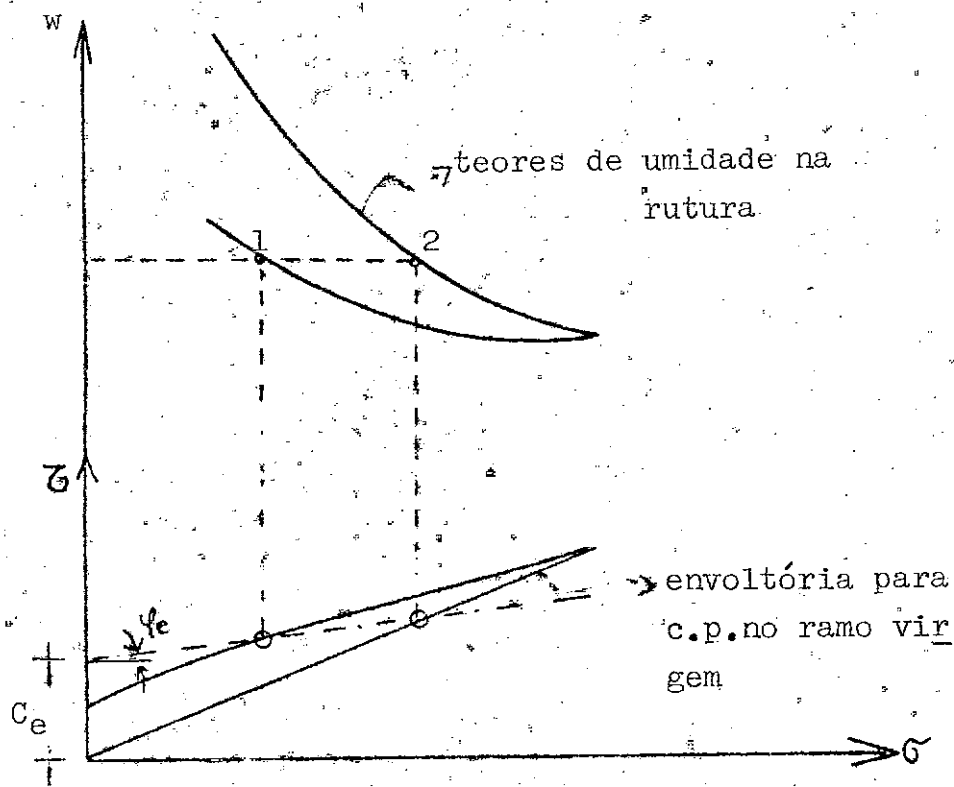


Fig 3 - Determinação dos parâmetros de resistência propostos por Juul Hvorslev

abaixo do limite de liquidez, existe uma "coesão primária" ou coesão original a ser acrescida àquela função somente do índice de vazios.

$$C_e = C_o + K\bar{\sigma}_e$$

GIBSON⁴, propôs um critério de rutura baseado em considerações de energia. Manteve a forma da equação de Hvorslev, porém, alterou o significado dos componentes

$$\tau_s = C_g + \bar{\sigma}_f \operatorname{tg} \psi_g + \bar{\sigma}_f g_f$$

onde C_g e ψ_g são os parâmetros modificados e g_f o parâmetro de dilatação.

Retornando aos parâmetros de Hvorslev, na fig. (3), os pontos 1 e 2 são situações para as quais o solo possui o mesmo índice de vazios na rutura, então terá o mesmo C_e , e toda a diferença de resistência é devida à parcela $(\Delta\bar{\sigma}) \operatorname{tg}\psi$. Conforme vimos anteriormente, o estado atual de conhecimento sobre a coesão nos permite dizer que a coesão real, pensada em termos de "fundamental" ou característica de um determinado solo, é função das relações físico-químicas inter-fases e de particularidades da geometria complexa das partículas e contatos. Vamos deixar de levar em consideração as possíveis correções devidas à dilatação, tais como as sugeridas por Rowe e Gibson para simplificação do problema.

Quando assumiu a mesma coesão para idêntico índice de vazios, Hvorslev sugeria obviamente mesma estrutura.

"... it must also be assumed that there is no significant difference in the geometric structure of the test specimens in a given series at the time of failure".*

*HVORSLEV, Juul - Physical components of the shear strength of saturated clays, in: ASCE RESEARCH CONFERENCE ON SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOILS, Colorado, 1960. New York, N.Y., 1960. P.206.

1.4.2 FATORES QUE INFLUENCIAM A ESTRUTURA

Pode-se considerar o índice de vazios como uma medida importante da estrutura do solo, porém não se podem obter, através do mesmo, informações sobre detalhes relevantes. Por exemplo: uma argila sensível indeformada terá estrutura completamente diversa da mesma argila amolgada no mesmo índice de vazios. O índice de vazios é necessário, porém, a questão é saber se é suficiente para descrever a estrutura do solo. Em circunstâncias tais como as que Hvorslev desenvolveu o seu trabalho seria suficiente.

Pré-adensamento - as fig. (5) e (6) ilustram relações tensão x deformação e deformação x pressão neutra, tais como poderiam ocorrer como resultantes de um ensaio triaxial CU. A pressão neutra é a medida da tendência de uma estrutura saturada em mudar de volume com a deformação, no ensaio B a estrutura possui a tendência de expandir-se ao passo que em A tende a contrair-se. Durante o adensamento pode-se imaginar a ocorrência de micro-ruturas ou escorregamentos em muitos dos pontos de contato no interior da massa de solo, ocasionando a ocorrência de estrutura menos floculada, que é um dos requisitos para a redução do índice de vazios. Parece óbvio ser impossível que todos estes deslizamentos sejam reversíveis com a descompressão, quando as tensões são reduzidas no ensaio B. A estrutura, fruto do adensamento-descarregamento em B, deverá ser, pelo menos, um pouco diferente daquela obtida apenas pelo adensamento, para idêntico índice de vazios. O rearranjo estrutural pode ser representado esquematicamente como na fig. (7)*

* INGLES, O.G. - Soil chemistry relevants to the engineering behavior of soils. In: LEE, I.K. - Soil Mechanics; selected topics. London, Butterworths, 1968 - p.34-57.

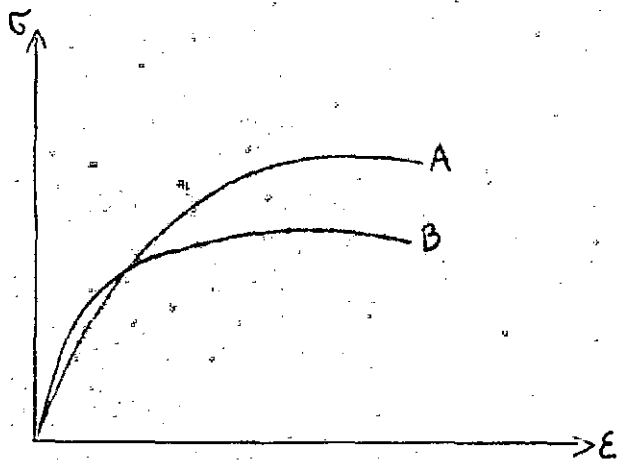


Fig 5 - Relações tensão x
deformação típicas.

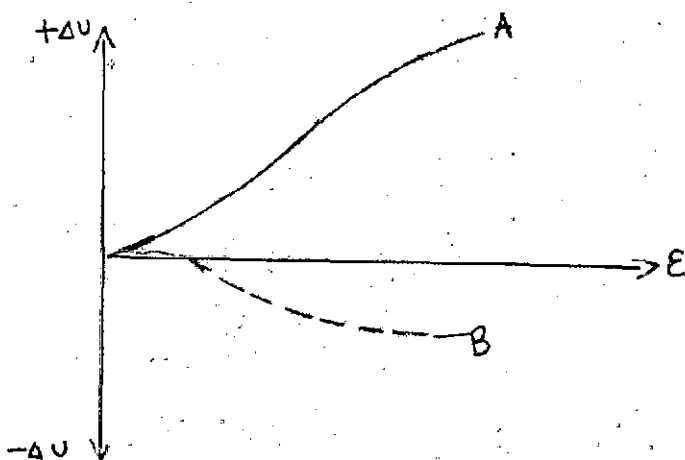


Fig 6 - Relações deformação x
pressões neutras

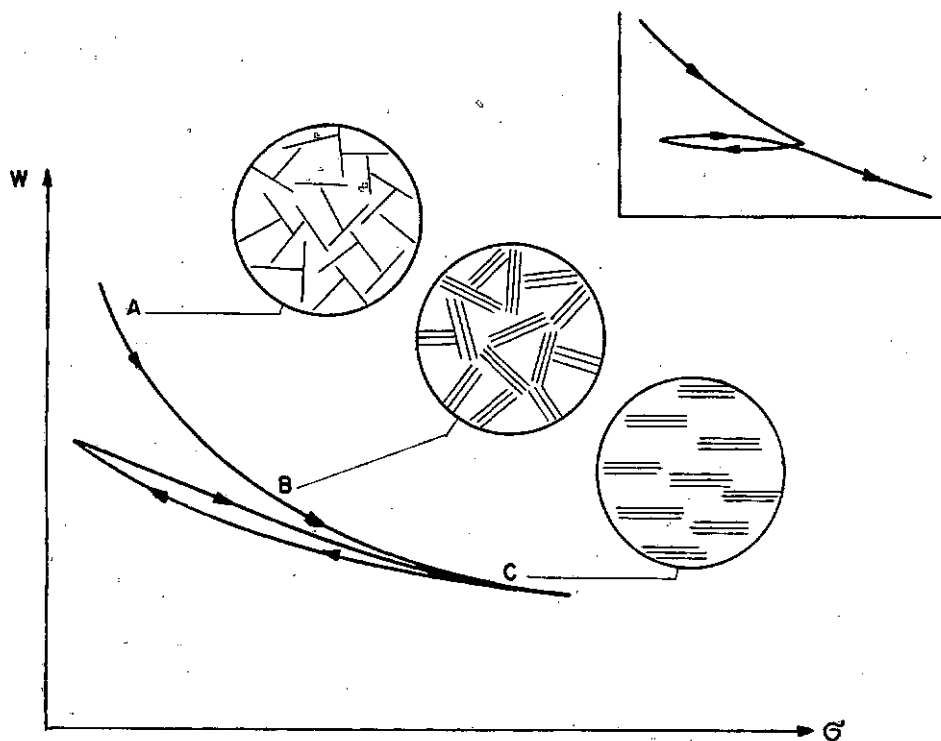


Fig.- 7 - Alterações estruturais durante ciclo de adensamento, segundo Inglês.

Durante um adensamento, a redução do índice de vazios poderá ser devida apenas ao crescimento do grau de orientação das partículas argílicas. Em A, a estrutura de uma amostra floclada seria conforme a representação, apresentando ligações bordo-face, tipo "castelo de cartas". Aumentando a pressão atuante até o estágio B observaríamos a orientação das partículas nos "domains", ou seja, uma alteração em certas regiões, persistindo na forma geral as ligações bordo-face. Finalmente, ao atingirmos o ponto C, no qual as partículas argilosas estão com orientação paralela, com ligações do tipo face-face, de forma que um aumento na compressão só é possível ao serem vencidas as forças repulsivas mútuas das faces das partículas argilosas. É bastante claro na fig. (7) que mesmo índice de vazios em uma amostra de solo pode ocorrer com arranjos estruturais completamente diferentes e, provavelmente, com resistências diferentes.

Cimentação: Consideremos agora uma amostra de solo com ligações cimentantes entre partículas. Segundo Lambe⁹, este solo terá uma resistência ao cisalhamento real tipo coesão em termos de tensões efetivas. Quando ocorre a rutura, o que resta desta resistência deve ser parte da "origin cohesion". Pode-se pensar também que as deformações do pré adensamento destruirão de maneira irreversível muitas destas ligações. Logo, a coesão total em B será menor que em A. Caso assumamos que a um mesmo índice de vazios corresponde idêntica estrutura, estaremos adotando (erradamente) valores de C_e baixos e ψ_e altos. Mencl²¹ fez a mesma constatação.

Deformação de cisalhamento: quando se observa um plano de rutura em um ensaio qualquer pode-se facilmente verificar que a deformação cisalhante produz, em grande número de casos, uma alteração na estrutura do solo na

zona de ruptura. Os planos polidos observados em algumas argilas naturais são evidência da permanência destas alterações de estrutura.

As distorções estruturais que acompanham as deformações cisalhantes causam muitos deslismamentos irreversíveis entre partículas quando do esforço da estrutura em mobilizar suas resistências internas às forças que causam a distorção.

Investigações de SEED & CHAN¹⁸ e WU, DOUGLAS, GOUGHNOUR²⁰ indicam que as deformações cisalhantes determinam, às partículas, posições mais paralelas com o acréscimo de deformação.

1.4.3 ABORDAGEM EXPERIMENTAL

O objetivo inicial do trabalho de Schmertmann e Osterberg¹⁷ foi a obtenção de duas condições de tensões efetivas diferentes com o solo numa mesma estrutura, e fazer isto a qualquer deformação. Isto parece, e realmente é, impossível de ser obtido, pelo menos nas condições atuais de nosso conhecimento e técnica. A estrutura se altera com a tensão efetiva e não pode ser rigorosamente a mesma, porém poderemos obter condições suficientemente próximas desta considerada ideal. O problema é determinar a relação de máxima variação da tensão normal para a mínima variação da estrutura.

Considerando dois corpos de prova de certo solo, rigorosamente com as mesmas características, no estágio inicial de um ensaio triaxial fig. (8); e submetendo o corpo de prova 1 a um ensaio de modo a obter a curva esquematizada, igualmente com o corpo de prova 2, porém, submetendo o mesmo a uma pequena variação na tensão normal efetiva inicial, e realizando o

ensaio de modo idêntico ao anterior, obteremos uma segunda curva tensão-deformação. Para qualquer deformação que quisermos teremos dois valores de resistência ao cisalhamento mobilizado. O ensaio seria executado de forma a que cada trajetória se referisse a valor constante de $\bar{\sigma}_1$. A variação inicial da tensão efetiva deveria ser de tal ordem que possibilitasse a separação dos círculos de Mohr correspondentes, de forma que se possa determinar com precisão a tangente aos mesmos fig. (9).

1.4.4 UTILIZAÇÃO DE UM CORPO DE PROVA (salto entre trajetórias)

A grande dificuldade prática que se apresenta para a determinação sugerida é o problema de obtenção de dois ou mais corpos de prova idênticos, principalmente no caso de amostras naturais de solo não sedimentar. Vamos considerar uma nova sistemática, utilizando um corpo de prova apenas. A pequena variação na tensão efetiva inicial dada no corpo de prova 2 pode ser imposta a qualquer deformação (considerando que isto possa ser feito sem alterar a deformação), tal como a ϵ_{xy} , do ponto x passa-se para y, a resistência do corpo de prova 3 em ϵ_{xy} reproduz as resistências dos dois corpos de prova utilizados previamente, logo, para definir as componentes da resistência ao cisalhamento em ϵ_{xy} necessita-se apenas do corpo de prova 3.

Resultados experimentais obtidos por Schmertmann e confirmados em nos ensaios mostram que um "salto" adequado entre as curvas resulta em variação, no índice de vazios da amostra, menor que 1%. Verifica-se também ser possível a execução de vários destes "saltos" durante um ensaio à deformação constante, em qualquer das direções $x \rightarrow y$ ou $y \rightarrow x$, sem

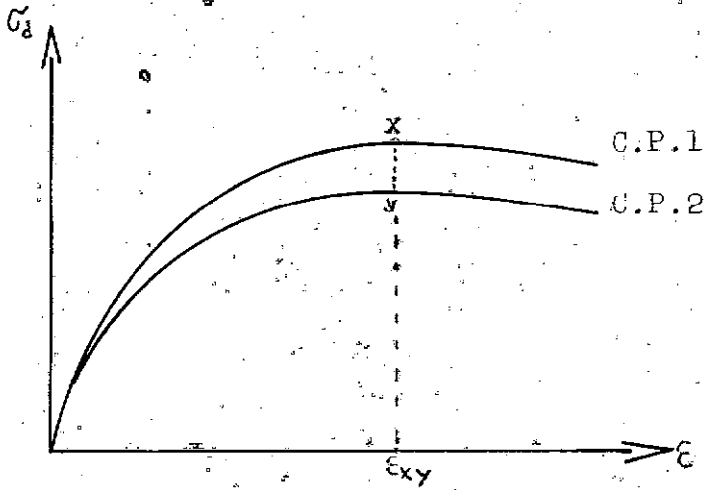


Fig 8 - Trajetórias com um e dois corpos de prova

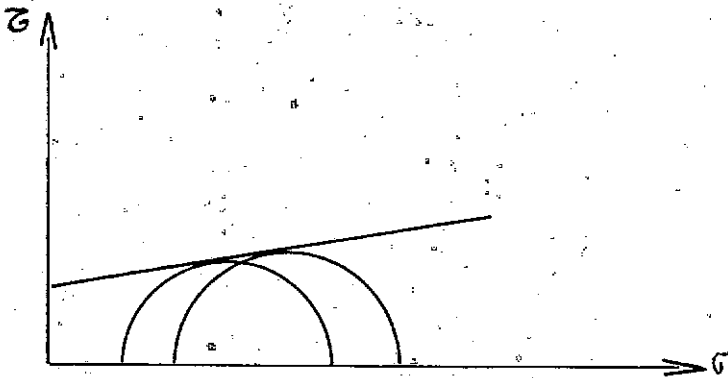


Fig 9 - Determinação dos parâmetros de resistência para da deformação

alterar substancialmente a posição das curvas tensão-deformação, sendo, pois, reversível esta técnica com a deformação contínua.

Segundo Schmertmann esta técnica de saltos entre trajetórias resulta em mínima diferença estrutural entre as duas condições de tensões efetivas diferentes, tal como possibilita a técnica atualmente conhecida na Mecânica dos Solos.

2. COMPONENTES REDEFINIDAS

2.1 DEFINIÇÕES

Como a estrutura do solo é função da história das tensões e deformações, as componentes da resistência ao cisalhamento devem sê-lo. Não há qualquer evidência que nos indique que as diferentes componentes na rutura estão com seus valores máximos ou que os mesmos sejam atingidos para o mesmo estágio de deformação, logo esta deverá ser considerada como variável independente. Schmertmann¹⁵ considera não haver necessidade em restringir a separação dos componentes da resistência em plano de rutura, uma generalização completa considerará qualquer plano. Utilizando os conceitos de componentes efetivas de resistência como base, este autor propôs definições mais gerais de componentes efetivas de resistência ao cisalhamento, quais sejam:

D_{ϵ} = componente dependente; componente da resistência ao cisalhamento mobilizada em qualquer plano, a qualquer deformação ϵ , dependente da tensão efetiva neste plano de acordo com a expressão

$$D_{\epsilon} = \left[\bar{\sigma} \left(\frac{\Delta \tau}{\Delta \bar{\sigma}} \right) \right]_{\Delta \bar{\sigma} \rightarrow 0} = \left[\bar{\sigma} \left(\frac{d\tau}{d\bar{\sigma}} \right) \right] = \bar{\sigma} d_{\epsilon}$$

quando, para a deformação ϵ , a resistência ao cisalhamento no plano considerado varia de $\Delta \tau$ devido ao incremento $\Delta \bar{\sigma}$. Como se considera não haver mudança fundamental na estrutura do solo $\Delta \bar{\sigma}$ deve tender a zero.

I_{ϵ} = componente independente, definida pela relação

$$I_{\epsilon} = \tau_{\epsilon} - D_{\epsilon}$$

sendo τ_ϵ a resistência ao cisalhamento total mobilizada para a deformação ϵ no plano considerado.

A forma incremental das expressões é ilustrada na fig. (10), no plano da envoltória tangente.

2.2 EQUIPAMENTO

O equipamento utilizado na realização deste trabalho foi uma prensa para ensaio triaxial, Wykeham-Farrance, com capacidade para 10 ton, contando com o sistema de auto-compensação constituído de potes de mercúrio para impor pressão nos fluídos, com as seguintes modificações: no lugar do anel dinamométrico, colocou-se uma "load-cell", marca Kyowa, por necessitarmos maior rigidez e precisão de leitura; no lugar dos manômetros usuais, adaptou-se um "pressure-transducer" (kyowa), sendo utilizado para a leitura destes equipamentos um "Strain-Indicator". A capacidade da "load cell" era de 100 kg, do "pressure transducer" de 10 kg/cm², sendo a menor divisão do "Strain-indicator" de 10×10^{-6} mm, o que nos permitia a precisão de leituras da ordem de 0,016 kg/cm². A fig. (11) mostra o esquema de aparelhagem utilizada.

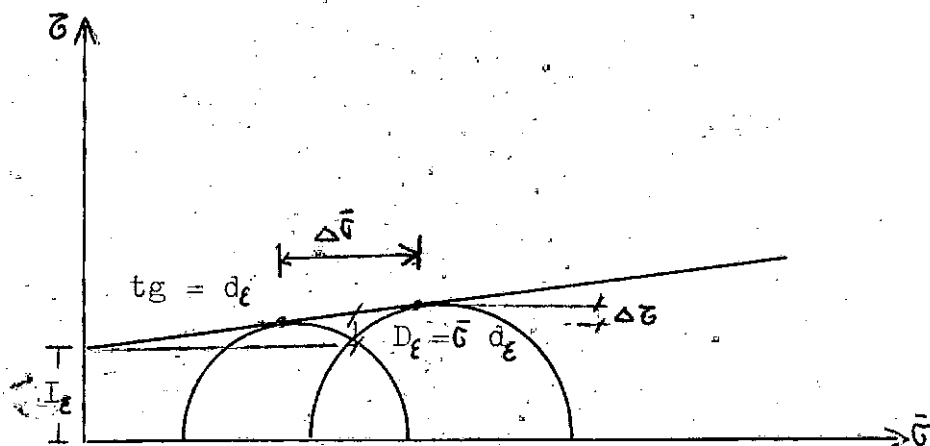


Fig 10 - Representação dos parâmetros de resistência redefinidos

$$D_{\epsilon} = \left[\bar{G} \left(\frac{\Delta z}{\Delta \bar{G}} \right) \right]_{\Delta \bar{G} \rightarrow 0} = \left[\bar{G} \left(\frac{dz}{d\bar{G}} \right) \right] = \bar{G} d_{\epsilon}$$

$$I_{\epsilon} = z_{\epsilon} - D_{\epsilon}$$

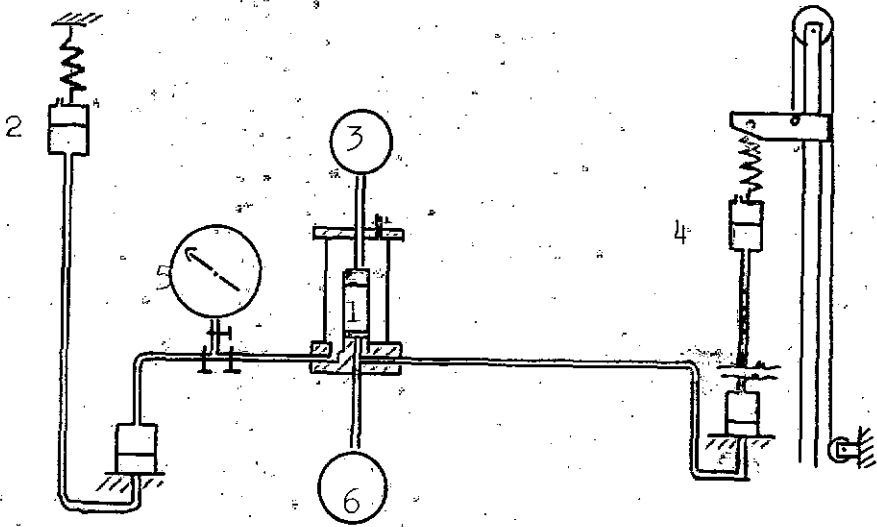


Fig 11 - Esquema da aparelhagem , onde :

- 1 - amostra
- 2 - pote de mercúrio para impor σ_3
- 3 - célula de carga (§)
- 4 - pote de mercúrio para impor pressão neutra
- 5 - manômetro
- 6 - célula de pressão (§)

(§)-equipamentos ligados à strain indicators

3. ENSAIO IDS

3.1 TÉCNICA DE ENSAIO

3.1.1 PREPARAÇÃO DE AMOSTRAS

Em nosso trabalho utilizamos quatro materiais diferentes - solos residuais típicos - sendo três dos mesmos ensaiados em amostras moldadas de blocos indeformados; o quarto solo (laterita) foi moldado no aparelho para moldagem de corpos de prova de solo aditivo, conhecido como aparelho de Carlos de Souza Pinto.

Após a moldagem dos corpos de prova (altura $\approx 10,00$ cm, diâmetro $\approx 5,00$) colocam-se os mesmos no pedestal da célula de ensaio, com papel filtro colocado na superfície lateral da amostra, fazendo o papel de drenos externos verticais, ocupando 50% da área lateral da amostra, com a finalidade de proporcionar uma homogeneização mais rápida da pressão neutra imposta à amostra. Utilizam-se duas membranas envolvendo os corpos de prova. Em seu 1º trabalho, Schmertmann e Osterberg¹⁷ propõem a colocação de um dreno central. Para tanto colocaram um fio de lã saturado de água, e mesmo, em alguns casos de materiais mais impermeáveis, número maior de drenos, tendo estudado os efeitos desta colocação. Devido às características dos materiais por nós ensaiados nos pareceu uma perturbação drástica da amostra esta colocação de drenos internos; como os materiais possuíam permeabilidades não muito baixas, a finalidade dos drenos ficou perfeitamente suprida com os externos; fato que pode ser verificado pela observação da fig. (18) onde se mostra em detalhe a passagem de um para outro nível de tensão desvio efetiva.

Os corpos de prova foram saturados por percolação de água. Antes de iniciar o ensaio, testa-se a saturação do corpo de prova através do coeficiente \bar{B} , sugere-se a utilização usual da contra-pressão para os materiais onde não for atingida a saturação por percolação.

3.1.2 REALIZAÇÃO DO ENSAIO

A fig. (13) auxilia a compreensão do método de ensaio IDS. Impõe-se à amostra de solo uma tensão desvio σ_d na célula triaxial, através da manutenção de velocidade constante de compressão da amostra, reagindo contra uma célula de carga ('load cell'). Durante esta deformação a pressão neutra é controlada externamente com a finalidade de manter, em qualquer plano horizontal, como por exemplo 11', um valor constante da tensão principal efetiva $\bar{\sigma}_1$. O controle é ajustado periodicamente (em nosso caso regula-se a altura dos potes de mercúrio) a fim de que a pressão neutra mantenha constante a tensão principal maior.

$$\text{logo} \quad \bar{\sigma}_1 = \sigma_3 + \sigma_d - u$$

$$u = \sigma_d + (\sigma_3 - \bar{\sigma}_1)$$

onde σ_3 = tensão hidrostática na célula

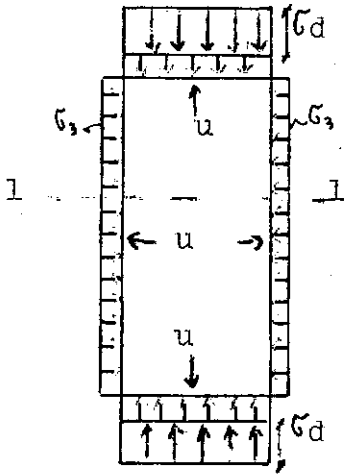
$\bar{\sigma}_1$ = valor pré-definido da tensão efetiva

σ_d = tensão desvio

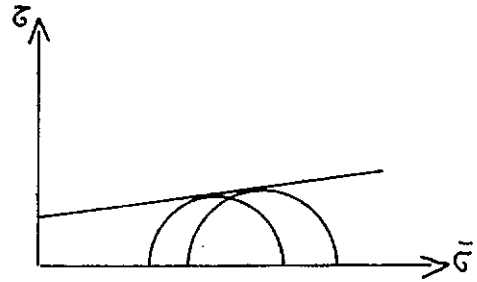
como os valores da tensão hidrostática e tensão normal efetiva são constantes:

$$u = \sigma_d + (\text{Constante})$$

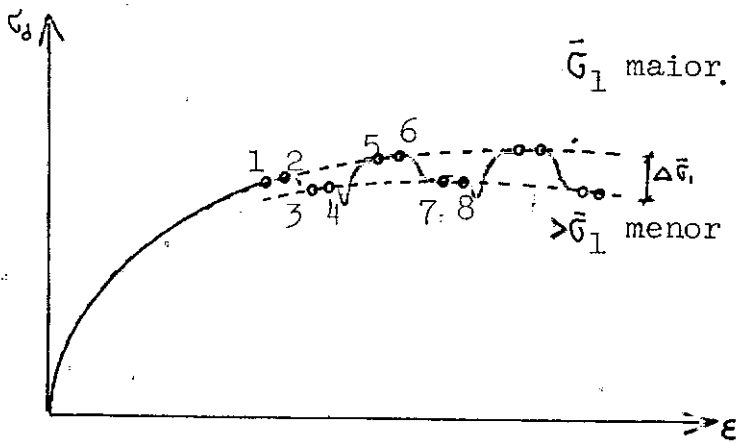
como há uma alternância entre dois níveis de $\bar{\sigma}_1$ selecionados teremos duas constantes, uma para cada nível. Em nosso trabalho elaboramos um pequeno



(a)



(b)



(c)

Fig 13 - Método IDS : (a) - estado de tensões na amostra ; (b) - representação deste estado de tensões ; (c) - trajetórias tensão x deformação obtida pelos saltos entre níveis diferentes de $\bar{\sigma}_1$.

programa de computador cuja listagem estabelecia, para os diferentes valores de deformação específica, a relação entre as leituras de tensão desvio e os níveis correspondentes de pressão neutra, para cada nível de tensão normal efetiva escolhido.

Passaremos a descrever, de maneira detalhada, a sistemática utilizada para a realização do ensaio IDS propriamente dito:

- 1) após a colocação do material, perfeitamente acondicionado, na célula do triaxial, deixa-se adensar por um período de 18 a 24 horas;
- 2) impõe-se uma variação de pressão neutra até que o nível do $\bar{\sigma}_1$ requerido seja atingido, esperando a estabilização da mesma para este nível;
- 3) aciona-se a prensa com velocidade (deformação constante) conveniente, acompanhando a variação de leitura do σ_d com a conveniente variação da pressão neutra, variando a altura dos potes de mercúrio (fig.11), de modo a manter $\bar{\sigma}_1$, constante, obtendo-se, desta forma, os pontos 1 e 2 da fig. (13);
- 4) aumenta-se a pressão neutra no corpo de prova de um valor igual à diferença entre os dois valores de $\bar{\sigma}_1$, selecionados para cada curva, $\Delta\sigma_1$, observando-se um decréscimo de σ_d perfeitamente reconhecível pelo comportamento da "load-cell". Durante este decréscimo de σ_d ajusta-se continuamente a pressão neutra, de forma a manter o valor pré selecionado menor de $\bar{\sigma}_1$ no corpo de prova;
- 5) após certo tempo, de 10 a 20 minutos, dependendo do material ensaiado, a tensão desvio estabiliza e inicia um crescimento moderado. Acompanha-se este crescimento com níveis compatíveis de pressão neu-

- tra, de forma a manter o valor de $\bar{\sigma}_1$ constante. Com o crescimento da tensão desvio admite-se que o corpo de prova atingiu um equilíbrio de pressão neutra, podendo-se então anotar os dados que definirão o ponto nº 3;
- 6) continua-se acompanhando o crescimento de σ_d , variando sempre a pressão neutra de forma a permanecer sempre na trajetória de $\bar{\sigma}_1$ menor. Passado certo tempo (10 a 20 minutos) tomam-se os dados do ponto nº 4;
- 7) diminui-se a pressão neutra do valor $\Delta\bar{\sigma}_1$. Este decréscimo na pressão neutra causa uma pequena redução de volume da amostra; como utilizamos uma "load-cell" bastante rígida, este fato acarreta uma queda brusca em σ_d , rapidamente recuperado com o movimento contínuo da prensa, sem que se altere a pressão neutra, passando logo a nível de σ_d maior que o do ponto nº 4 da curva inferior;
- 8) com o crescimento continuado da tensão desvio, são feitos ajustes permanentes na pressão neutra de forma a manter o valor de $\bar{\sigma}_1$ superior constante na amostra;
- 9) após certo tempo (de 20 a 30 minutos) a taxa de crescimento da tensão desvio diminui. Quando isto ocorre, admite-se que a amostra tenha atingido estágio de equilíbrio de pressão neutra e, tomam-se os dados para definir o ponto 5. Decorrido certo tempo (~ 30 minutos) com um acompanhamento contínuo da pressão neutra, tomam-se os dados que definirão o ponto 6;
- 10) recomeça-se o processo conforme indicado no item (4) para a obtenção dos valores relativos aos pontos subsequentes, obtendo-se desta forma, os pontos que definirão as duas trajetórias.

Observação: consideramos de grande valia, nos primeiros ensaios, um acompanhamento gráfico expedito, com a finalidade de melhor situar os pontos nas trajetórias, com o que se evita a tomada de pontos que, mais tarde, no cálculo do ensaio, se mostrarão como pontos- intermediários onde ainda não houve uma perfeita estabilização na pressão neutra, o que pode ocasionar inclusive a invalidação do ensaio.

3.1.3 CONDIÇÕES PARA A REALIZAÇÃO DO ENSAIO IDS

a) Tipo de solo - da experiência obtida por Schmertmann e Osterberg¹⁷ nos trabalhos em que ensaiaram os mais diversos tipos de materiais, desde as areias puras até as argilas altamente impermeáveis, a qual juntamos nossa contribuição, conclui-se que qualquer solo poderá ser ensaiado. A maior ou menor dificuldade na execução dos ensaios será função primeira da permeabilidade, pois, quanto menos permeável for o material ensaiado, tanto maior o tempo que levará até se estabelecer um estado de uniformidade na pressão neutra ao longo de toda amostra. Sugerimos que os primeiros ensaios sejam realizados com materiais mais permeáveis de maneira a serem obtidos, com maior facilidade, os resultados.

b) Escolha da velocidade de compressão - será função da maior ou menor rapidez da estabilização da pressão neutra. Quando se impõe uma variação na pressão neutra, a mesma é efetuada nos extremos da amostra. Como necessitamos ter certeza da homogeneidade de tensões, Schmertmann e Osterberg¹⁷ sugerem a utilização de velocidade de compressão menor que 1% de deformação axial correspondendo ao intervalo

10 T₁₀₀

(tempo correspondente a 100% de adensamento), obtido pelo processo gráfico de Casagrande para o adensamento primário. Em nosso trabalho, por estarmos pouco familiarizados com a sistemática do ensaio e por acharmos que uma velocidade baixa permite detalhar com maior rigor as curvas tensão-deformação, o que é salientado pelos autores acima referidos, utilizamos a velocidade de 0,0052 mm/min, correspondendo a 0,005% da deformação axial / min para um corpo de prova médio de 10 cm de altura.

- c) Controle de $\bar{\sigma}_1$ - Schmertmann¹³ procurou estudar os problemas possivelmente causados por um desvio involuntário de σ_1 , durante a realização do ensaio e concluiu que os resultados obtidos mostram que uma perda temporária no controle traz um efeito mínimo no posicionamento das curvas tensão-deformação, enfatiza entretanto a necessidade de um controle rigoroso quando da leitura para local os pontos que se constituirão no lugar geométrico das curvas finais, uma vez que qualquer incorreção causará erro nos valores finais de I e D.

3.1.4 RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Foram realizados ensaios IDS com os quatro materiais descritos (abaixo dos diagramas). Os resultados estão apresentados em forma de diagramas de variação dos parâmetros de resistência dos solos redefinidos, com a deformação axial da compressão; anexo encontram-se as curvas tensão desvio x deformação que deram origem à determinação das componentes, bastando para tal a aplicação, para cada valor de deformação que se queira, das expressões a e b do Anexo 1, fig. (14), (15), (16), (17).

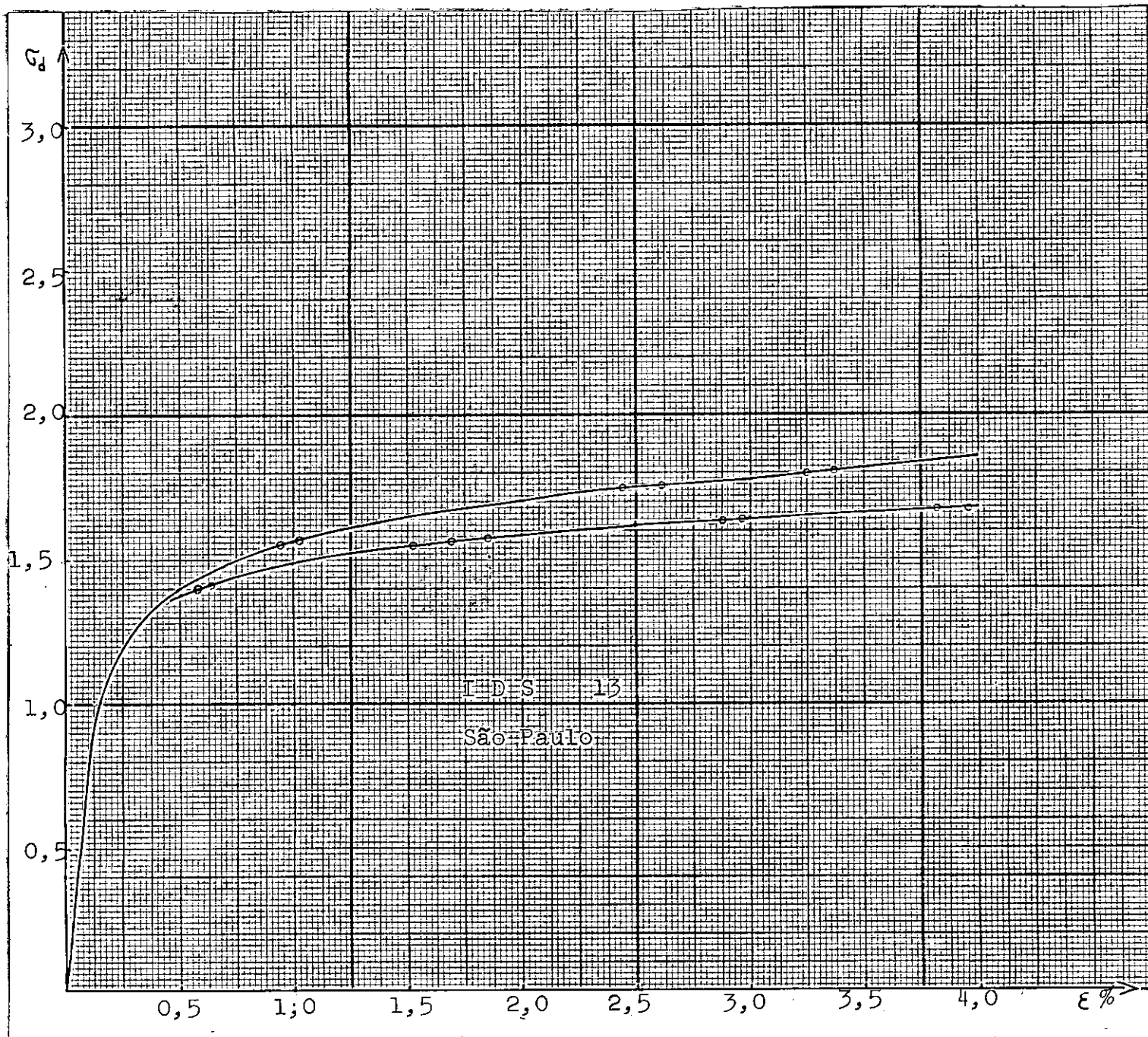


Fig 14 a - Ensaio IDS 13 : trajetórias tensão x deformação obtidas no ensaio realizado com solo residual de basalto , região de Jupia - Ilha Solteira (S.P.)

$$\delta = 2,59 \text{ gr/cm}^3$$

$$IP = 23,28 \%$$

$$w_1 = 42,40 \%$$

$$\% < \# 200 = 65,23 \%$$

$$w_p = 19,12 \%$$

$$\text{Atividade} = 0,357$$

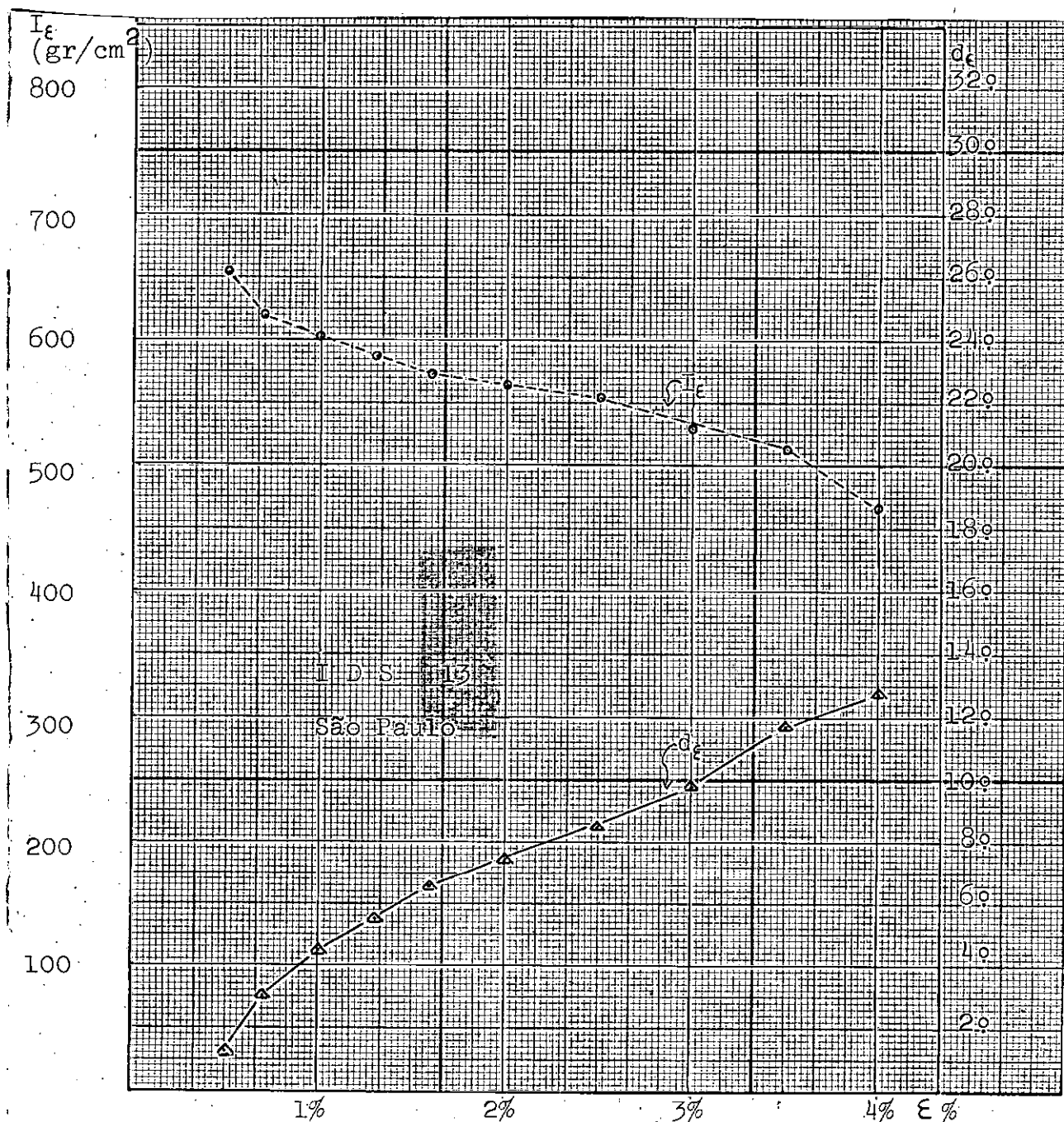


Fig 14 b - Ensaio IDS 13 : valores das componentes de resistência redefinidas , para diferentes estágios de deformação.

$$\sigma_{1(\text{maior})} = 3,1 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_{1(\text{menor})} = 2,6 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_3 = 3,5 \text{ kg/cm}^2$$

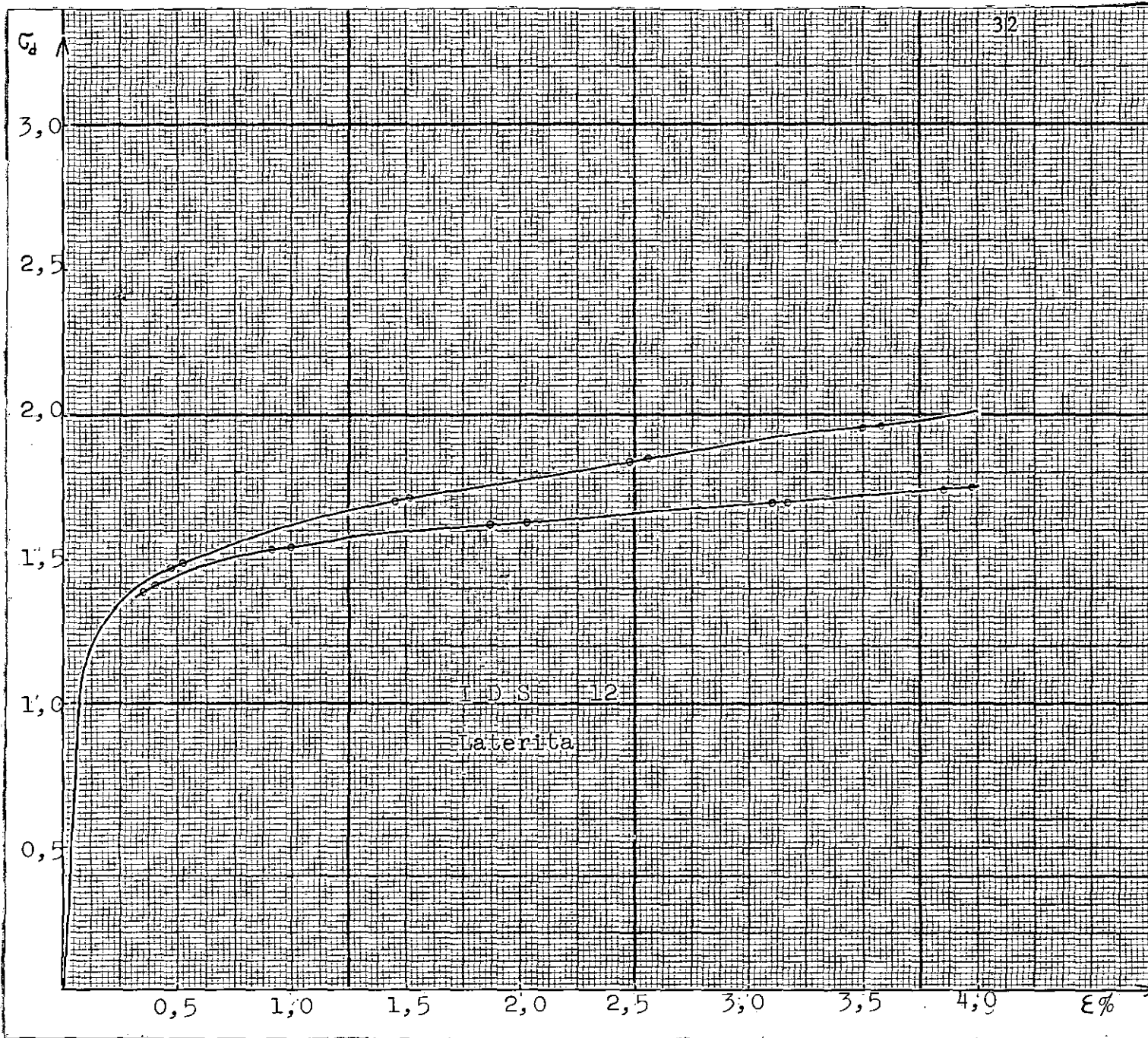


Fig 15 a - Ensaio IDS 12 : trajetórias tensão x deformação obtidas no ensaio realizado com solo laterítico compactado

$$\delta = 2,60 \text{ gr/cm}^3$$

$$IP = 14,00 \%$$

$$w_1 = 41,00 \%$$

$$\% < \# 200 = 69,26 \%$$

$$w_p = 27,00 \%$$

$$\text{Atividade} = 0,2$$

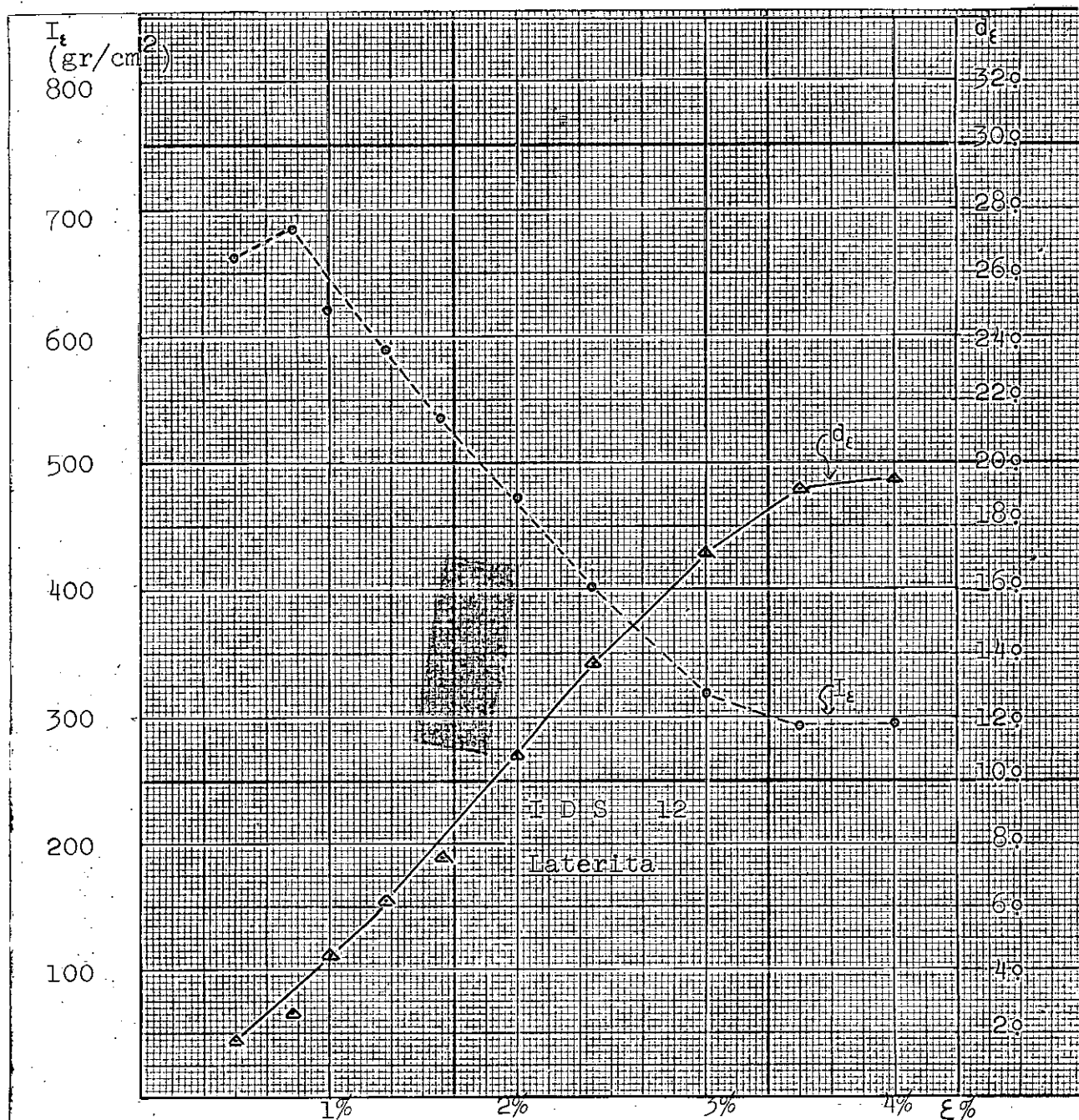


Fig 15 b - Ensaio IDS 12 : valores das componentes de resistência redefinidas , para diferentes estágios de deformação .

$$\sigma_{1(\text{maior})} = 3,1 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_{1(\text{menor})} = 2,6 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_3 = 3,5 \text{ kg/cm}^2$$

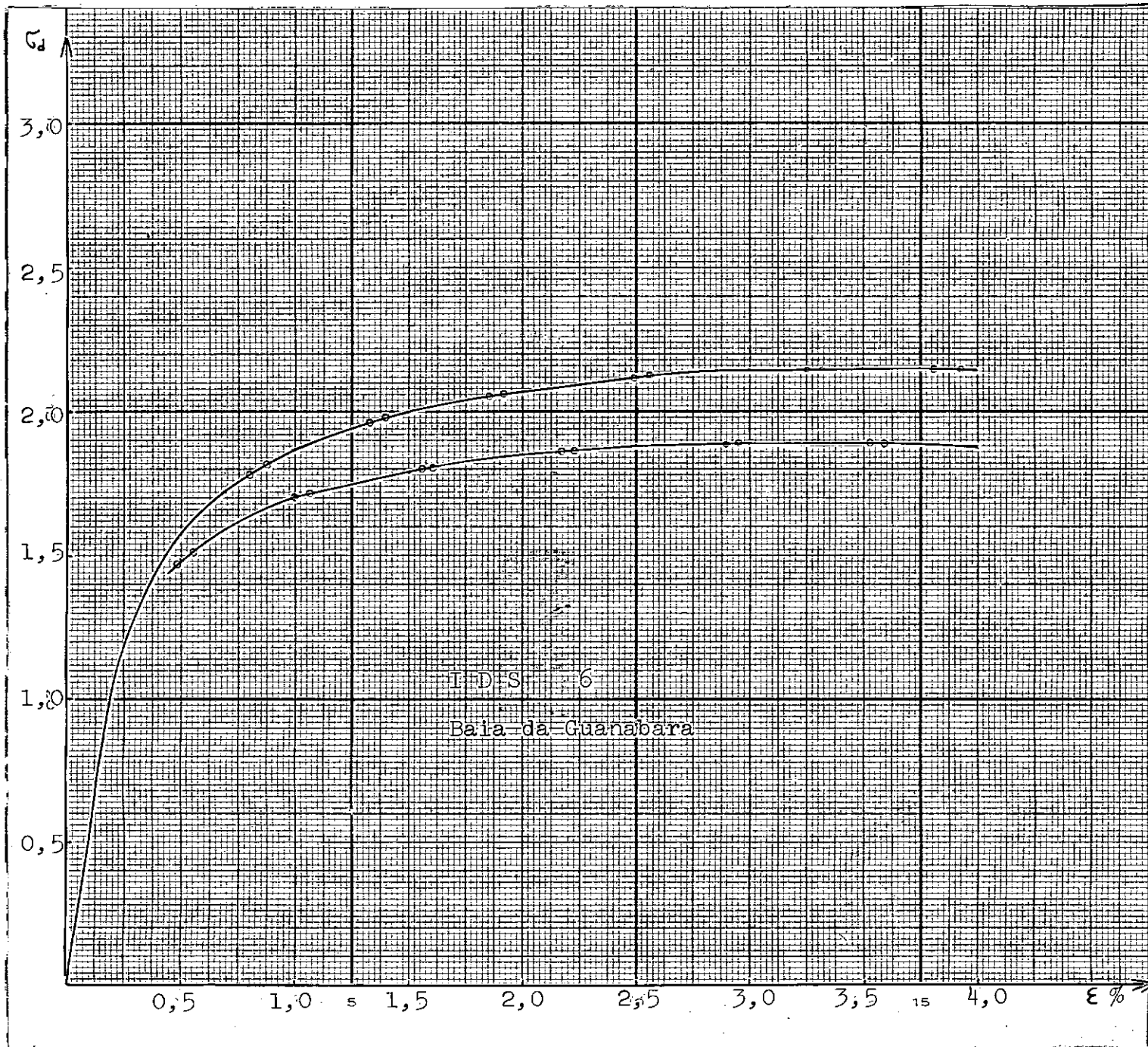


Fig 16 a - Ensaio IDS 6 : trajetórias tensão x deformação obtidas no ensaio realizado com solo residual da Bais da Guanabara , fuste dos tubulões da Ponte Rio-Niterói .

$$\delta = 2,66 \text{ gr/cm}^3$$

$$\% < \# 200 = 25,73 \%$$

$$w_1 = 35,10 \%$$

$$w_p = \text{não plástico}$$

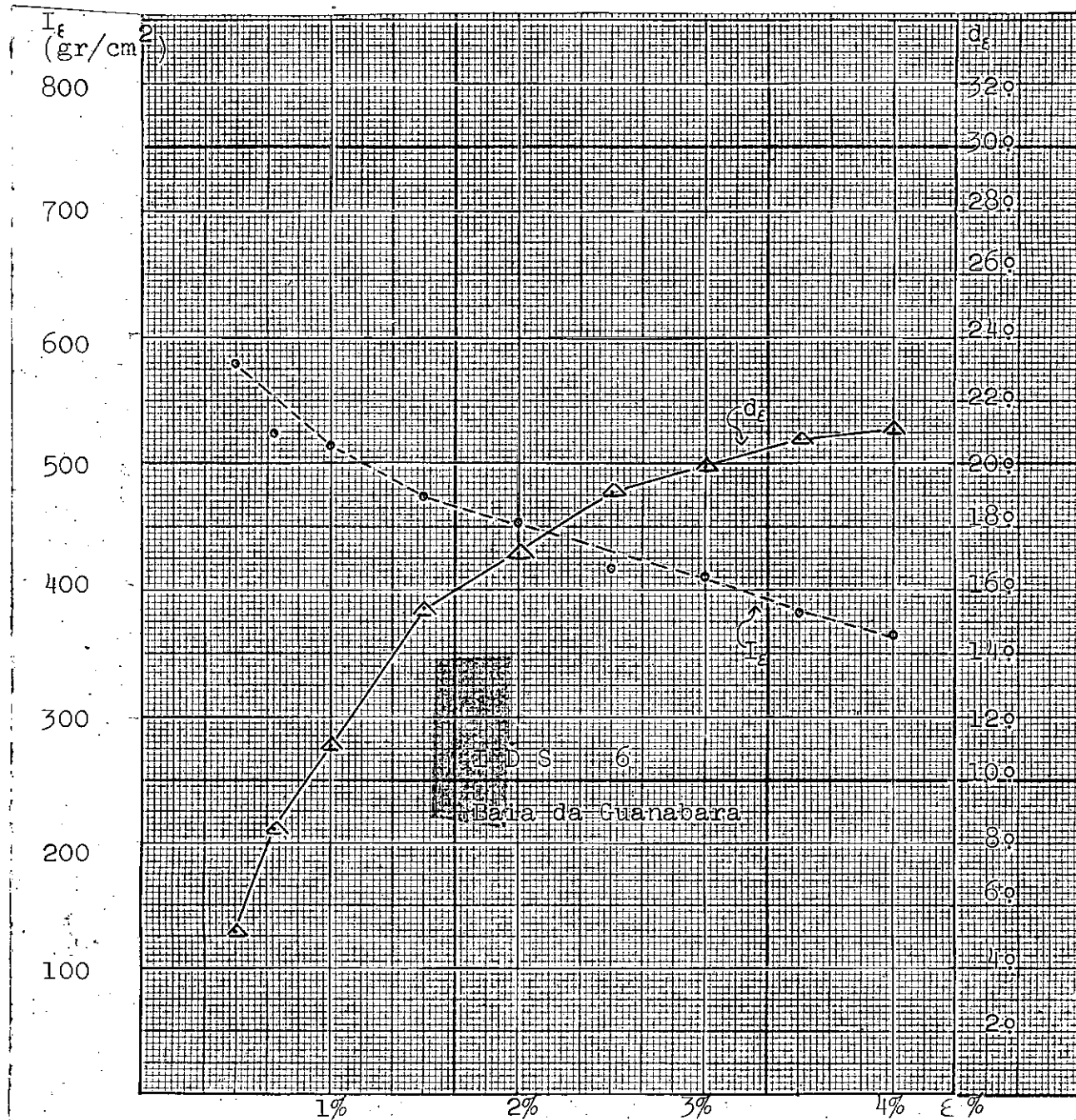


Fig 16 b - Ensaio IDS 6 : valôres das componentes de resistência redefinidas , para diferentes estágios de deformação

$$\sigma_{1(\text{maior})} = 3,1 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_{1(\text{menor})} = 2,6 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_3 = 3,5 \text{ kg/cm}^2$$

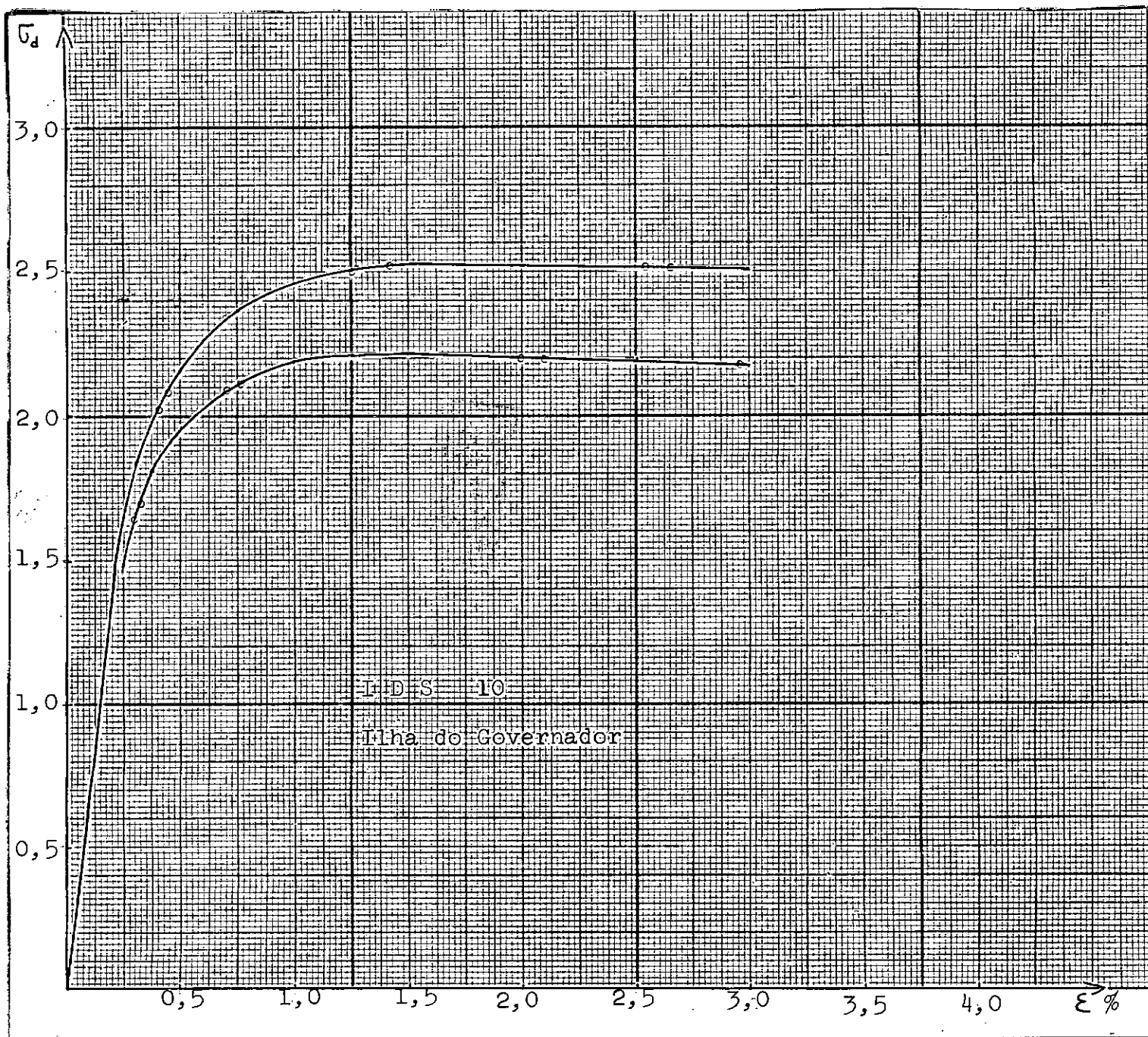


Fig 17 a - Ensaio IDS 10 , trajetórias tensão x deformação obtidas no ensaio realizado com solo residual da Ilha do Governador .

$$\delta = 2,57 \text{ gr/cm}^3$$

$$IP = 23,10\%$$

$$w_1 = 62,80 \%$$

$$\% < \#200 = 56,85 \%$$

$$w_p = 39,70 \%$$

$$\text{Atividade} = 0,406$$

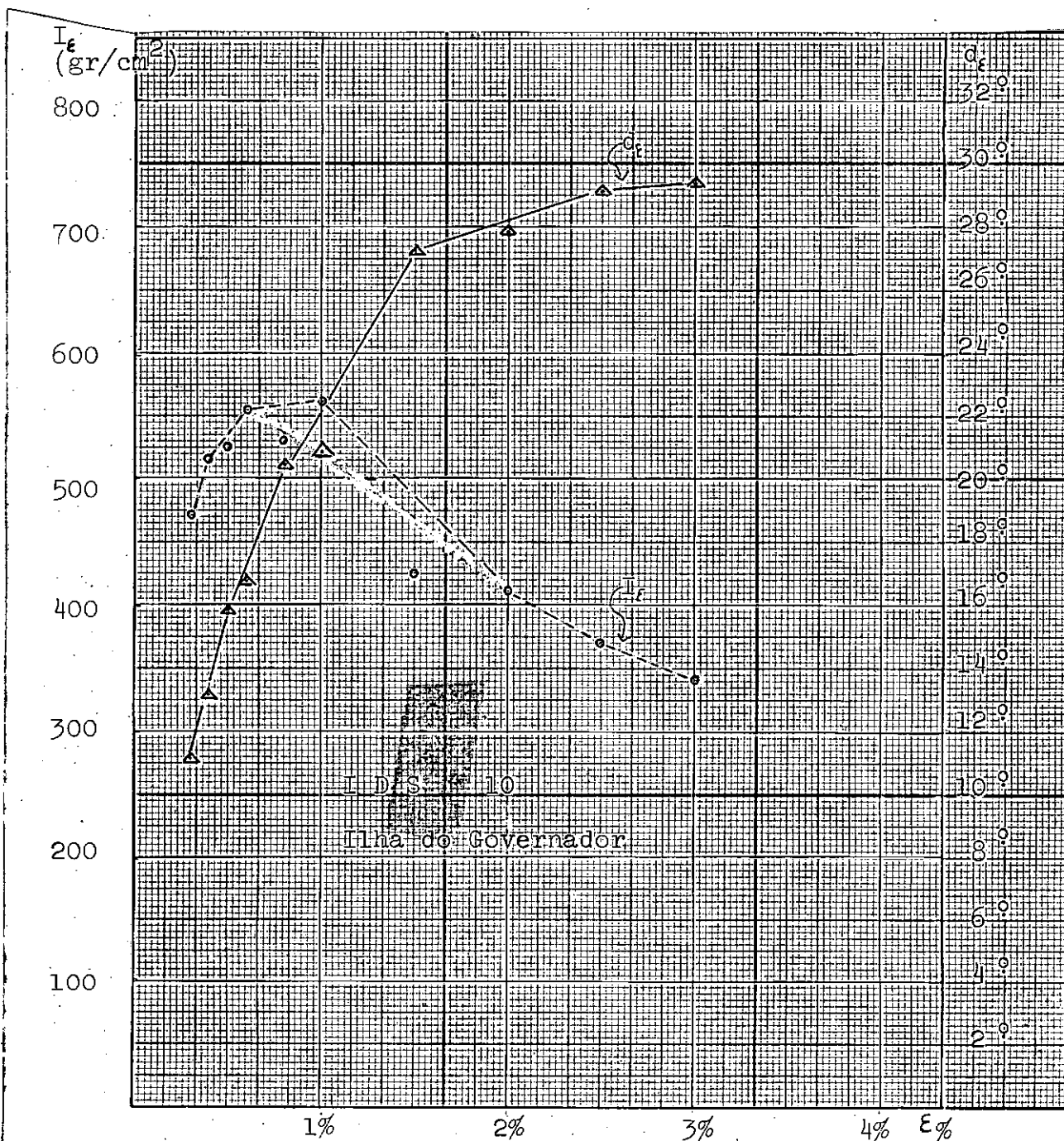


Fig 17 b - Ensaio IDS 10 : valores das componentes de resistência redefinidas , para diferentes estágios de deformação.

$$\sigma_{1(\text{maior})} = 3,1 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_{1(\text{menor})} = 2,6 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_3 = 3,5 \text{ kg/cm}^2$$

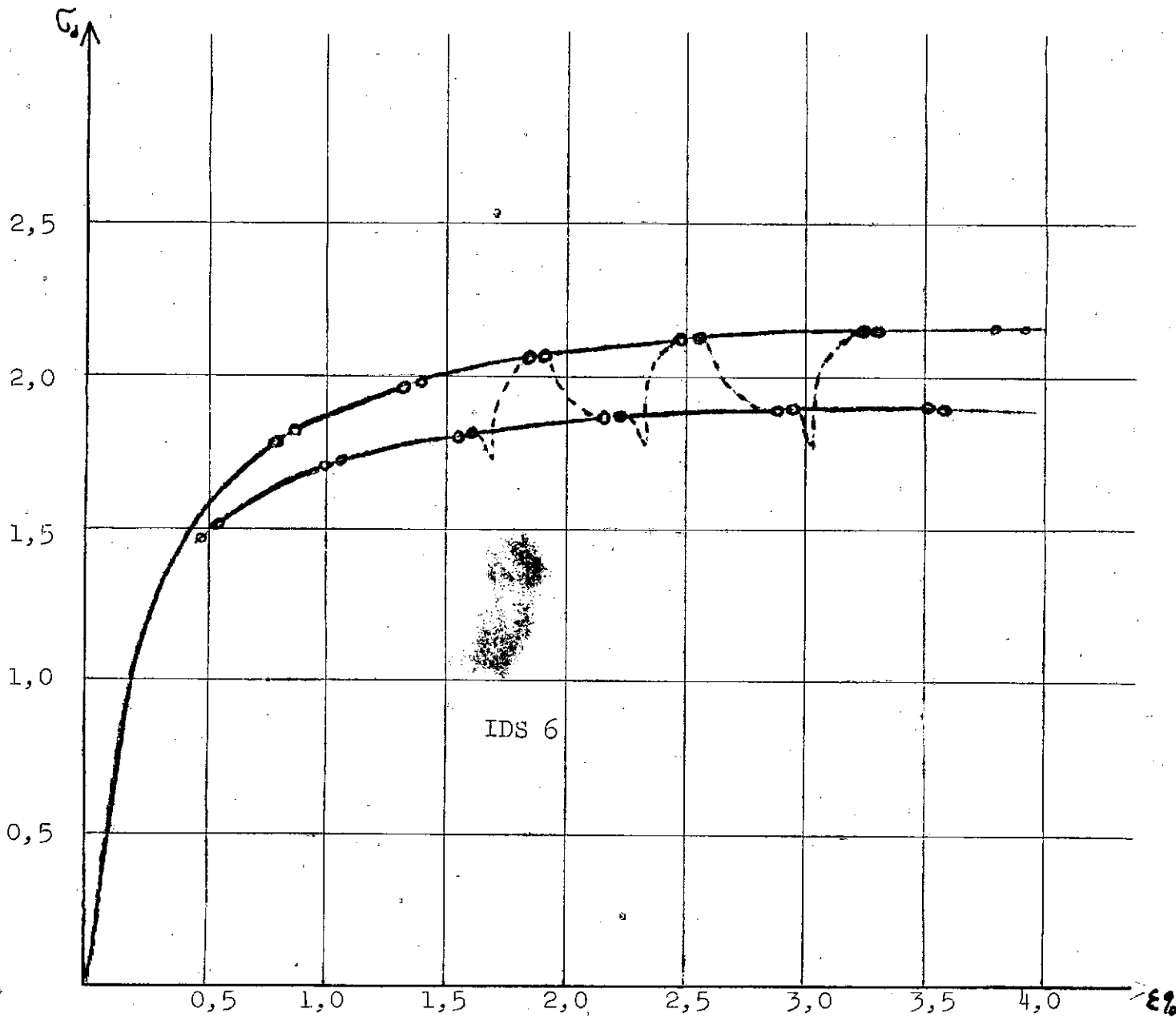


Fig 18 - Ensaio IDS 6 , trajetórias tensão x deformação obtidas no ensaio realizado com solo residual da Baía da Guanabara , mostrado em detalhes conforme evolução das tensões deviatórias.

No início do ensaio, a zero de deformação axial, as tensões atuantes no corpo de prova são hidrostáticas, não havendo tensão de cisalhamento em plano algum, o que resulta em componentes da resistência mobilizadas nulas neste estágio de deformação. Nos gráficos colocamos as componentes de resistência apenas no intervalo de variação de deformação axial, onde as duas trajetórias do gráfico tensão desvio x deformação estão diferenciadas. O fato acima considerado serve para melhor visualização do trecho inicial provável dos gráficos.

No gráfico, fig. (18), cuja relação tensão deformação foi explicitada em detalhes pode-se verificar, pela trajetória da curva, o período necessário para a estabilização da pressão neutra com a velocidade e drenagem utilizadas.

Da observação dos resultados obtidos, parece-nos de grande interesse a constatação de que a componente de resistência ao cisalhamento I atinge seu valor máximo à pequena deformação específica, enquanto que a componente D para esta deformação está em um estágio inicial de mobilização, crescendo com a deformação, e tendendo à valores máximos a deformações bem maiores que a componente I. Em nosso trabalho utilizamos solos com características bem diversas, Schmertmann e Osterberg¹⁷ chegaram a conclusões qualitativamente semelhantes, ensaiando uma quantidade bastante grande de solos argilosos, o que nos permite concluir que este comportamento é típico de pelo menos uma parcela ponderável dos solos ditos coesivos.

Lambe* apresenta num gráfico a variação provável dos componentes da resistência ao cisalhamento dos solos argilosos baseado fundamentalmente no exame dos mecanismos de resistência ao cisalhamento, fig. (10b). Podem-se

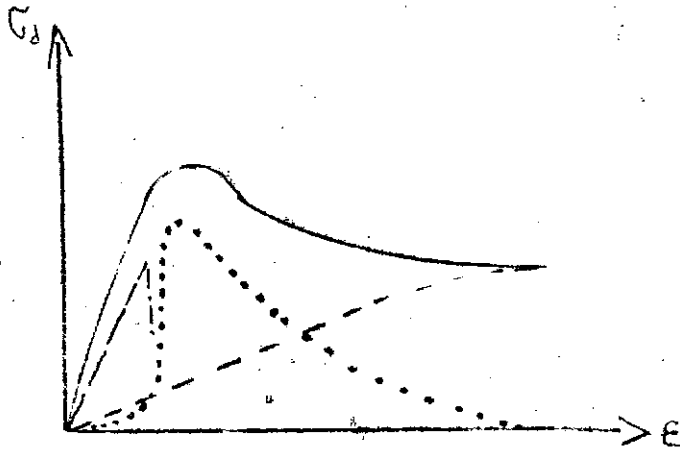


Fig 10b- Variação dos componentes de resistência ao cisalhamento dos solos argilosos, segundo Lambe , baseado no exame dos mecanismos de resistência.

- — — — — resistência total, tal como é determinada
- . - . - . parcela coesiva
- - - - - parcela de atrito e interferência
- parcela de dilatância

comparar as trajetórias da variação de resistência tipo coesão e atrito com as obtidas por nós.

A componente I não apenas foi mobilizada a pequenas deformações mas, para algumas das amostras ensaiadas (laterita compactada e solo da ilha do Governador), apresenta um comportamento caracterizado por atingir, a pequenas deformações um valor máximo e decrescer a um valor que poderá ser considerado do tipo residual. Este efeito também foi verificado por Schmertmann e Osterberg¹⁷ e definido como "efeito de pico" (peacking effect).

3.1.5 QUESTÃO DA VALIDADE DE UTILIZAÇÃO DE UM CORPO DE PROVA

Quando da apresentação do trabalho de Schmertmann e Osterberg¹⁷ sobre a realização do ensaio IDS, foi colocada em dúvida a validade deste procedimento e salientada a importância da obtenção de parâmetros de resistência desta forma. Reproduzimos a seguir duas opiniões a respeito do assunto:

"The determination of the shear characteristics of cohesive soils in an undisturbed state requires a considerable number of samples of practically identical materials which, in most cases, cannot be obtained. If the procedure proposed by S. e O. should prove sufficiently reliable, this difficulty would disappear, because the procedure would make it possible to obtain the essential data from triaxial tests on a single specimen"***

* LAMBE, T.W. - A mechanistic picture of shear strength in clay. ASCE RESEARCH CONFERENCE ON SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOILS, COLORADO, 1960. New York, N.Y. - 1960, P-573.

"By such a procedure, it appear possible to determine the cohesion in intercept and the angle of shearing resistance of a soil from a test upon a single sample. Such a procedure, if valid, would have great value in testing undisturbed soils, for it would avoid the difficulties wich stem from the fact that it is almost impossible to obtain two or more genuinely identical samples. The potential advantages of the "curve hopping" (used in cfe (IDS) test) or "stage" (used by D.W.Taylor) techniques are so great as to warrant careful investigation into their validity"***.

A validade da utilização de um corpo de prova apenas para a obtenção de duas trajetórias tensão x deformação foi investigada por Schmertmann¹³ através da comparação dos resultados obtidos utilizando um corpo de prova e dois corpos de prova, em idênticas condições iniciais, ensaiando as amostras de maneira tal que cada corpo de prova percorra uma das trajetórias para $\bar{\sigma}_1$ constante. Seu trabalho constou de ensaios com 14 materiais diferentes, concluindo:

- a) os ensaios mostraram-se qualitativamente semelhantes com ótimas correspondências de valores máximos,
- b) existe uma tendência da componente I em decrescer e da componente D em crescer mais rapidamente com a deformação nos ensaios com 2 corpos de prova.

**TERZAGHI, Karl - Review of Conference in: ASCE RESEARCH CONFERENCE ON SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOILS, Colorado, 1960. New York, N.Y., 1960 - P-1118.

Em nosso trabalho procuramos realizar este confronto entre os resultados obtidos das maneiras anteriormente citadas, apresentando-se nas fig. (20) e (21) comparações entre as trajetórias tensão x deformação obtidos com um e dois corpos de prova. Representamos as curvas obtidas com dois corpos de prova por linhas contínuas sem colocar os pontos que a definem a fim de obtermos maior clareza no gráfico, em linhas pontilhadas encontram-se as trajetórias obtidas com apenas um corpo de prova.

Pode-se observar nos gráficos a diferença marcante entre as trajetórias, fato que, provavelmente, se deve à variabilidade das amostras em solo residual. Os ensaios realizados por Schmertmann utilizavam amostras preparadas de modo homogêneo e solos sedimentares, de forma a ensaiar amostras com as mesmas características iniciais. Este fato vem evidenciar sobremaneira a vantagem da realização do ensaio IDS pois o mesmo, utilizando um corpo de prova, supera este problema.

*** JOHNSON, S.J. & WHITMAN, R.V. - Shear strength of saturated remoulded clays in: ASCE RESEARCH CONFERENCE ON SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOILS, Colorado, 1960. New York, N.Y., 1960, P-1133.

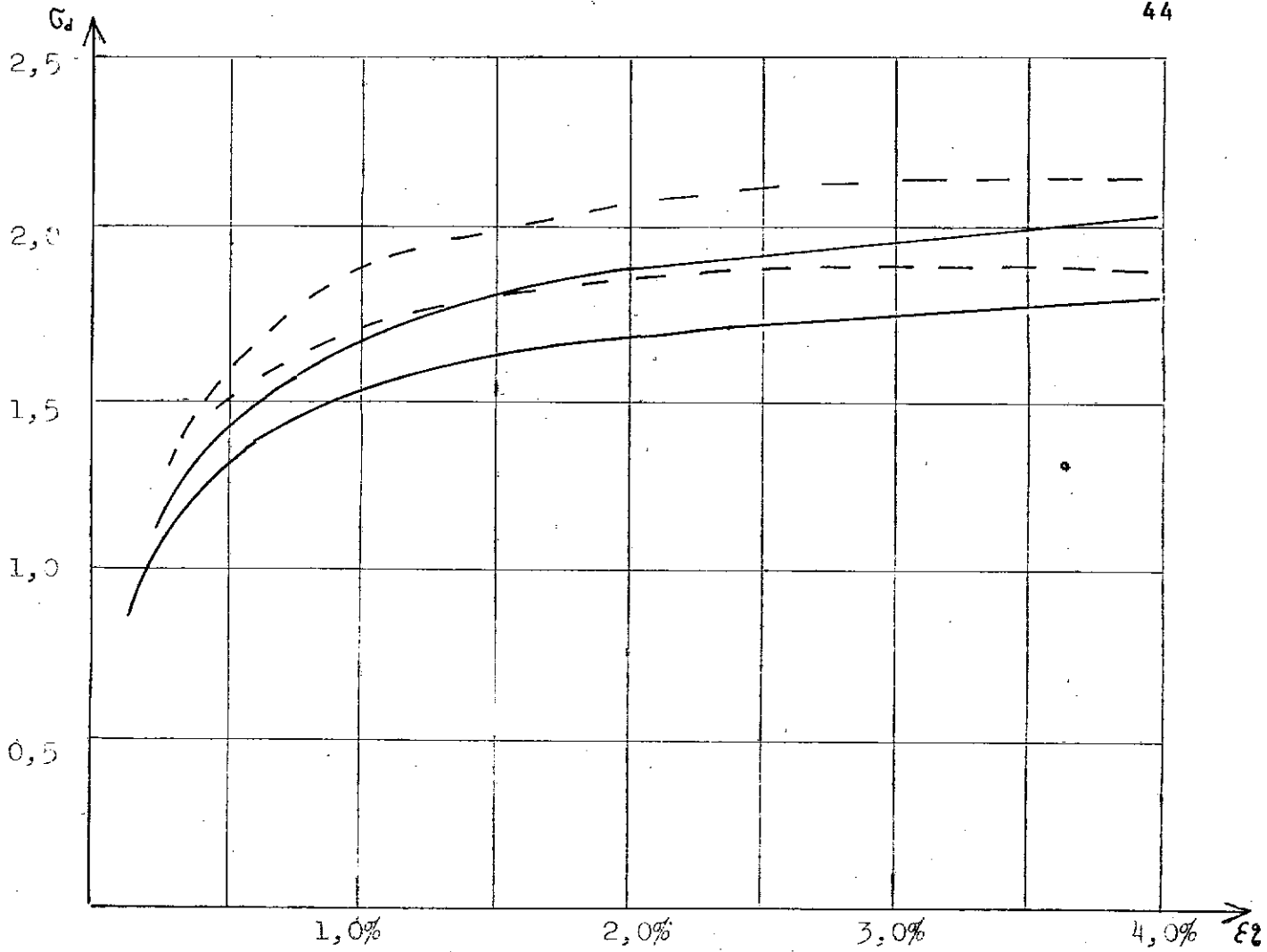


Fig 20 - Trajetórias tensão x deformação obtidas com um (- - -) e dois corpos de prova (—) , ensaios IDS 6 e IDS (21 e 22) , solo residual da Baia da Guanabara.

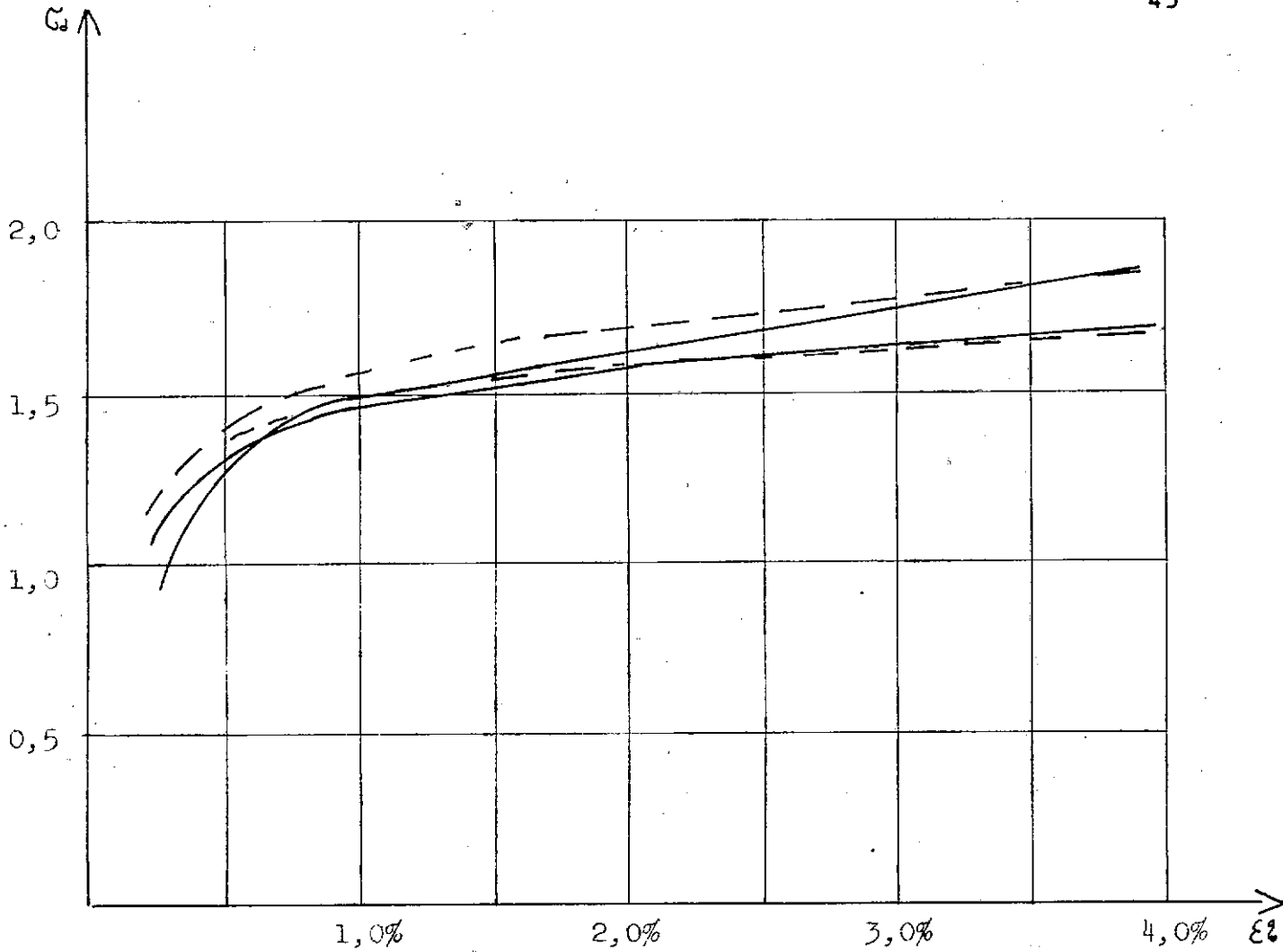


Fig 21 - Trajetórias tensão x deformação obtidas com um (- - -) e dois (—) corpos de prova, ensaios IDS 13 e IDS (23 e 24), solo residual de São Paulo.

4. COMPARAÇÃO ENTRE OS VALORES DOS COMPONENTES DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO PROPOSTOS E OS DE HVORSLEV

Schmertmann¹⁵ tenta relacionar os componentes propostos I e D com os de Hvorslev, sugerindo que os seus são componentes generalizados. Se sua proposição é correta, então é necessário que, na rutura, tenhamos as seguintes igualdades: $I = C_e$ e $D = \bar{\sigma} \operatorname{tg} \psi_e$ ou $d_e = \operatorname{tg} \psi_e$. Estas comparações são difíceis de serem feitas uma vez que C_e e ψ_e não são fixados a uma determinada deformação e também não são necessariamente valores máximos concomitantes. Na rutura, tal como se convencionou definir, a soma dos componentes de resistência ao cisalhamento atingem um valor máximo, mas nada nos assegura que estejam ambos com valor máximo.

Apresentamos na tab 1 alguns valores comparativos citados por Schmertmann¹⁵, relacionando $\operatorname{tg} \psi_e$ com d máx.

Na fig. (22) reproduzimos uma comparação apresentada por Schmertmann¹⁴ comparando as componentes apresentadas por Hvorslev com as suas, para um ensaio realizado com caolinita.

Em nosso trabalho, cuja preocupação maior é a de apresentar a nova técnica experimental, não realizamos comparações, porém, as mesmas são sugeridas no item Tópicos para futuras pesquisas.

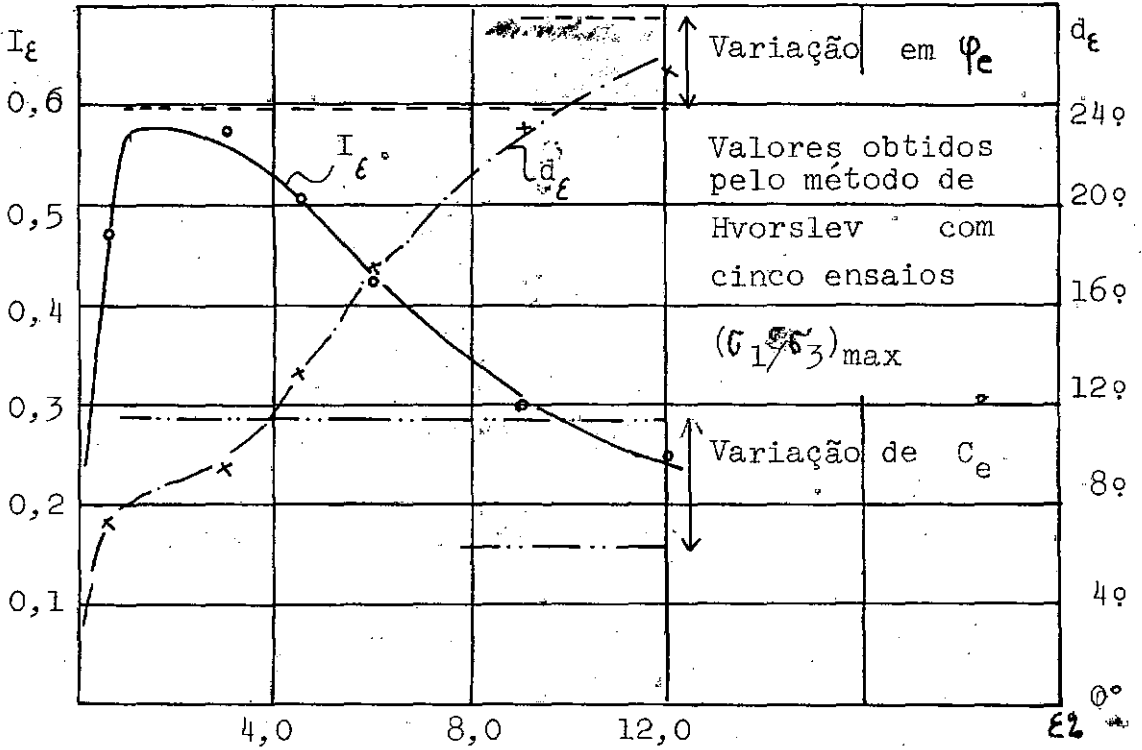


Fig 22 - Comparação entre os valôres das componen tes de resistênça ao cisalhamento de Hvorslev e as propostas por Schmertmann , para caolínita

tg φ_e	$d_{m\acute{a}x}$	Crítério de rutura	Observações
Caolinita Amolgada			
0,51		ensaio drenado ($\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3$) e $\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$	cisalhamento direto, a volume constante
0,44		$\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$	triaxial não drenado
a			
0,52	0,51	$\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$	IDS (volume constante)
	0,49	$\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$	IDS ($\bar{\sigma}_1$ constante)
Glacial Lake Clay , IP 32%			
Indeformada 0,19		$(\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3)$	triaxial não drenado
	0,18	$(\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3)$	IDS (volume constante)
Amolgada 0,42		$(\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3)$ a 10% def.	triaxial não drenado
	0,41		IDS (volume constante)
Leda Clay			
Indeformada 0,31		obtido indiretamente após rutura $(\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3)$ e $\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$	
	0,25		IDS ($\bar{\sigma}_1$ constante)

TABELA 1 - Comparações entre os parâmetros de Schmertmann e os de Hvorslev .

5. COMENTÁRIOS

Schmertmann & Hall¹⁶ interessados em verificar o efeito de um adensamento não hidrostático nas componentes I e D ensaiaram duas argilas saturadas (Boston Blue Clay e uma caulinita pura) utilizando o ensaio IDS. Os resultados mostraram que a componente I não foi afetada pelo adensamento não hidrostático, sugerindo que a mesma é uma propriedade isotrópica, pelo menos nas argilas estudadas. A componente D mostrou alteração para a fase inicial de deformação (crescimento) porém a variação da mesma com a deformação foi a mesma obtida no processo tradicional.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES

6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

6.1 CONCLUSÕES:

1. Em nosso trabalho fazemos a apresentação de técnica laboratorial desenvolvida por Schmertmann e Osterberg, utilizando o equipamento triaxial, com a finalidade de ensaiar solos argilosos saturados. Para atender às condições de realização do ensaio as componentes de resistência ao cisalhamento são redefinidas, permitindo o ensaio a determinação destas componentes nos diferentes intervalos de deformação. O ensaio apresentado mostrou-se aplicável aos materiais ensaiados com a grande vantagem de necessitar apenas de uma amostra de solo, o que nos permite ensaiar amostras naturais, usualmente difíceis de serem ensaiadas pelos processos tradicionais, uma vez que os mesmos exigem uma série de amostras com as mesmas características, geralmente de difícil obtenção.

2. A realização deste ensaio nos laboratórios de rotina de mecânica dos solos fica condicionada pela necessidade de equipamento mais requintado, bem como pelos cuidados permanentes na imposição de pressão neutra e a longa duração do ensaio.

3. A forma da equação de Mohr-Coulomb, usualmente utilizada em condições de ruptura é mostrada válida para a gama de deformações utilizada nos ensaios.

4. Verifica-se que as componentes de resistência ao cisalhamento redefinidas, apresentam seus valores máximos para diferentes deformações. Aparentemente os dois parâmetros de resistência são mecanicamente independentes.

5. Alguns solos argilosos apresentam um comportamento caracterizado pelo "efeito de pico", a componente I (redefinição da coesão) alcança para pequenas deformações seu valor máximo, decrescendo com a deformação.

6. Para certos materiais é importante que se tome precauções na determinação dos parâmetros reais de resistência ao cisalhamento, uma vez que mesmo índice de vazios poderá não corresponder à estrutura semelhante (mesma coesão).

6.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS:

1. Nosso trabalho constitui-se tão somente numa apresentação inicial da técnica proposta por Schmertmann e Osterberg. Sugerimos a realização dos ensaios tradicionais, utilizando o equipamento triaxial para a determinação dos parâmetros de Hvorslev, para gama idêntica de deformações axiais específicas e comparar com os obtidos na técnica proposta.

2. Estudar o comportamento dos materiais ensaiados para deformações maiores que as por nós estudadas (4%).

3. Verificação do efeito de pressões de pré-adensamento diferentes nos parâmetros redefinidos.

4. Para uma mesma pressão de pré-adensamento verificar o efeito de assumir trajetórias a diferentes níveis de tensões efetivas.

5. Estudo das alterações estruturais ao longo dos diferentes estágios de deformação, através da microscopia, tentando correlacionar com as mesmas o comportamento característico apresentado pelo parâmetros de resistência.

Bibliografia

1. BJERRUM , Laurits - Theoretical and experimental investigations on the shear strength of soils . Oslo , Norwegian Geotechnical Institute, 1954 . 113 p
2. BJERRUM , Laurits & WU , T.H. - Fundamental shear strength properties of the Lilla edet clay . Geotechnique , London , Institution of Civil Engineers , 10(3) : 101-9 , set 60
3. BOLT , G. H. - Physico-chemical analysis of the compressibility of pure clays . Geotechnique , London , Institution of Civil Engineers , 6(3) : 86-93 , june 1956
4. GIBSON , R. E. - Experimental determination of the true cohesion and true angle of internal friction in clays . In : INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING , 3rd, Zürich , 1953 - Proceedings , Zürich , 1953 . V 1 p 126-136
5. GOLDSTEIN , M. & TER-STEPANIAN , G. - The long-term strength of clays and depth creep of slopes. In : INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING , 4th London , 1957 - Proceedings , London , 1957 , V 2 , p 331
6. HVORSLEV , Juul - Physical components on the shear strength of saturated clays. In : ASCE RESEARCH CONFERENCE ON SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOILS ; Colorado , 1960 . New York , 1960
7. INGLES , O. G. - Soil chemistry relevants to the engineering behavior of soils . In : LEE , I. K. - Soil Mechanics ; selected topics .

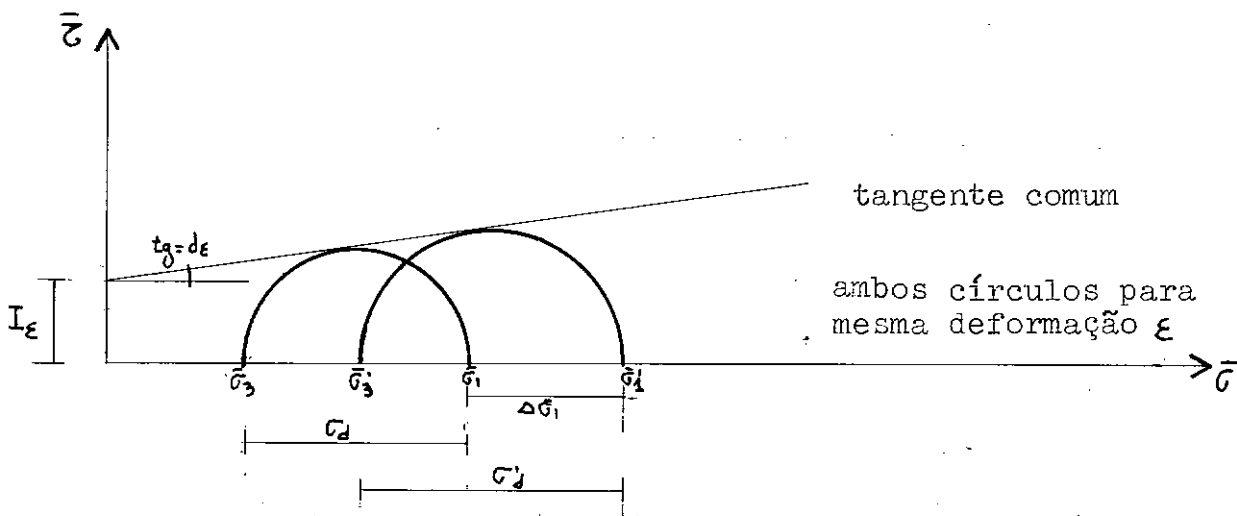
London , Butterworths , 1968 , p 34-57

8. JOHNSON , S.J. & WITMANN , R. W. - Shear strength of saturated , remolded clays . In ASCE RESEARCH CONFERENCE ON SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOILS , Colorado , 1960 , New York 1960
9. LAMBE , T. William - A mechanistic picture on the shear strength in clay. In : ASCE CONFERENCE ON SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOILS . Colorado , 1960 , New York 1960
10. LAMBE , T. William - Physico-chemical properties of soils : role of soil technology . Proceedings of the American Society of Civil Engineers , New York , 85 (SM2) :55-70 Paper 2001 , apr 1959
11. NASCIMENTO , Ulpio - Capillarity and soil cohesion , Lisboa , LNEC , 1953 , 13 p , (37)
12. ROSENQVIST , I. Th. - Physico-chemical properties of soils , soil water systems . Proceedings of the American Society of Civil Engineers , New York , 85 (SM2) : 31 -53 Paper 2000 , Apr 1959
13. SCHMERTMANN , John H. - Comparisons of one and two-specimen CFS tests . Proceedings of the American Society of Civil Engineers , New York , 88 (SM6) : 169-205 , Paper 3372 , dec 1962
14. _____ - Closure. Proceedings of the American Society of Civil Engineers , New York , 90 (SM1) : 107-8 , Paper 3781 , jan 1964
15. _____ - Generalizing and measuring the Hvorslev effective components of

- shear resistance . In : ASTM . Laborato
ry shear testing of soils .Philadelphia
Pa.1965 (STP 361)
16. SCHMERTMANN , John H. & HALL , John R. -Cohesion after
non-hydrostatic consolidation.Proceedin
gs of the American Society of Civil Engi
neers. New York . 87 (SM4) :39-60, Paper
2881 , Aug 1961
17. SCHMERTMANN , John H. & OSTERBERG , J. O. - An experi _
mental study of the development of cohe _
sion and friction with axial strain in
saturated cohesive soils . In : ASCE RE
SEARCH CONFERENCE ON SHEAR STRENGTH OF
COHESIVE SOILS , Colorado , 1960 , New
York , 1960 p 643 -94
18. SEED , H. B. & CHAN , C. K. - Structure and strength cha
racteristics of compacted clays .Procee _
dings of the American Society of Civil En
gineers . New York (SM5) : 87 .128 , Paper
2216 , Oct 1959
19. TERZAGHI , Karl - Review of Conference . In : ASCE RESEA
RCH CONFERENCE ON SHEAR STRENGTH OF COHE _
SIVE SOILS , Colorado , 1960 . New York
1960 p 1118
20. WU , T.H. ; DOUGLAS , A, G. & GOUGHNOUR , R. D. - Fricti
on and cohesion of saturated clays .Pro
ceedings of the American Society of Civil
Engineers , New York 88 (SM3) : 1 - 32 ,
Paper 3158 , June 1962
21. _____ -Discuss
ion by V.Mencl , John H.Schmertmann and
R.C.Bea . Proceedings of the American So
ciety of Civil Engineers , New York , 89
(SM1) : 259-77 , feb 1963

ANEXO I

A determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento redefinidos baseia-se na interpretação da representação de Mohr do estado de tensões para cada deformação. Exemplificando: para uma deformação específica ϵ qualquer, representando graficamente os estados de tensão dados pelas duas trajetórias tensão x deformação, obtém-se:



Da tangente comum aos dois semi-círculos obtém-se o intercepto da mesma no eixo dos τ e a sua declividade. Estudando a geometria do problema, estabelece-se as seguintes relações envolvendo os elementos conhecidos:

$$d_{\epsilon} = \operatorname{tg} \left[\operatorname{sen}^{-1} \left| \frac{\Delta \sigma_d}{2(\Delta \sigma_1) - \Delta \sigma_d} \right| \right] \dots \dots \dots (a)$$

$$I_{\epsilon} = \frac{\sigma_d / 2 - (\sigma_1 - \sigma_d / 2) \operatorname{sen}(\operatorname{tg}^{-1} d_{\epsilon})}{\cos(\operatorname{tg}^{-1} d_{\epsilon})} \dots (b)$$

observando-se que na determinação de I_ξ , σ_d e $\bar{\sigma}_1$ deverão ser tomados os valores do mesmo círculo ; qualquer que seja o escolhido o resultado será obviamente o mesmo . Os valores de σ_d são obtidos diretamente dos gráficos representativos das curvas tensão x deformação .

A seguir faremos , a título de exemplo , a determinação dos parâmetros I_ξ e d_ξ , para um valor de deformação axial escolhido .

Para o ensaio IDS 10 , fig (17) , a 3% de deformação :

$$\bar{\sigma}_1(\text{maior}) = 3,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_1(\text{menor}) = 2,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_d(\text{maior}) = 1,889 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_d(\text{menor}) = 1,660 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_d = 0,229 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_\xi = \text{tg} \left[\text{sen}^{-1} \frac{\Delta\sigma_d}{2(\Delta\bar{\sigma}_1) - \Delta\sigma_d} \right] = \text{tg} \left[\text{sen}^{-1} \left| \frac{0,229}{2(0,5) - 0,229} \right| \right]$$

$$d_\xi = \text{tg} (\text{sen}^{-1} 0,297) = \text{tg} 17^\circ 17'$$

$$I_\xi = \frac{d/2 - (\bar{\sigma}_1 - \sigma_d/2) \text{sen}(\text{tg}^{-1} d)}{\cos (\text{tg}^{-1} d_\xi)} = \frac{1,660/2 - (2,6 - 1,660/2) \text{sen} 17^\circ 17'}{\cos 17^\circ 17'}$$

$$I_\xi = 0,319 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ou}$$

$$I_\xi = \frac{1,889/2 - (3,1 - 1,889/2) \text{sen} 17^\circ 17'}{\cos 17^\circ 17'}$$

$$I_\xi = 0,319 \text{ kg/cm}^2$$

A N E X O I I

Simbologia

- τ_s = resistência ao cisalhamento
 τ_f = tensão tangencial no plano de rutura
 σ_f = tensão normal ao plano considerado
 C = coesão
 ψ = ângulo de atrito interno do solo
 C_e = coesão verdadeira
 $\bar{\sigma}_n$ = tensão normal efetiva
 ψ_e = ângulo de atrito interno verdadeiro do solo
 σ_e = pressão de adensamento equivalente
 K = coeficiente de coesão
 C_o = coesão primária
 C_g = coesão verdadeira modificada (Gibson)
 ψ_g = ângulo de atrito interno verdadeiro modificado (Gibson)
 g_f = parâmetro de dilatância
 $\Delta\bar{\sigma}$ = variação na tensão normal efetiva
 $\bar{\sigma}_1$ = tensão principal efetiva maior
 $\bar{\sigma}_3$ = tensão principal efetiva menor
 σ_d = tensão deviatória
 u = pressão neutra
 ϵ = deformação axial específica

D_{ϵ} = componente da resistência ao cisalhamento, dependente da tensão normal, redefinida

I_{ϵ} = componente da resistência ao cisalhamento, independente, redefinida

τ_{ϵ} = resistência ao cisalhamento verdadeira, mobilizada para deformação específica ϵ

w_1 = limite de liquidez

w_p = limite de plasticidade

IP = índice de plasticidade